



*Consiglio regionale della Calabria*

## DOSSIER

PL n. 239/10

di iniziativa del Consigliere O. GRECO recante:

"Salvaguardia del patrimonio costruito - il fascicolo del fabbricato";

### DATI DELL'ITER

NUMERO DEL REGISTRO DEI PROVVEDIMENTI	
DATA DI PRESENTAZIONE ALLA SEGRETERIA DELL'ASSEMBLEA	10/05/2017
DATA DI ASSEGNAZIONE ALLA COMMISSIONE	10/05/2017
COMUNICAZIONE IN CONSIGLIO	
SEDE	MERITO
PARERE PREVISTO	Il Comm.
NUMERO ARTICOLI	

ultimo aggiornamento: 11/05/2017

### **Testo del Provvedimento**

P.L. n. 239-10<sup>^</sup> - Testo pag. 3

### **Normativa nazionale**

D M 14 gennaio 2008 pag. 13

D.L. 25 giugno 2008, n. 112 pag. 368

D.L. 31 maggio 2010, n. 78 pag. 377

D.Lgs. 9 aprile 2008, n. 81 pag. 380

DPR n 380-2001 pag. 387

Legge 7 agosto 1990, n. 241 pag. 457

O.P.C.M. 20 marzo 2003, n. 3274 pag. 487

Circolare 617 del 03 febbraio 2011 pag. 491

Legge 9-1-1991 n. 10 pag. 938

### **Normativa regionale**

Regione Calabria - Legge regionale 16 aprile 2002 n 19 pag. 939

### **Normativa comparata**

Regione Campania – Legge regionale 22 ottobre 2002, n. 27 pag. 1016

Regione Lazio 12 settembre 2002, n. 31 pag. 1019

**Progetto di Legge d'iniziativa del Consigliere Regionale Orlandino Greco recante: "Salvaguardia del patrimonio costruito - il fascicolo del fabbricato".**

Reggio Calabria, li

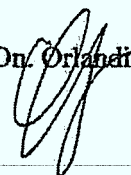
**PROPOSTA DI LEGGE**

N.ro 239/10<sup>n</sup>

**4<sup>a</sup> COMM. CONSILIARE**

**2<sup>a</sup> COMM. CONSILIARE**

On. Orlandino Greco



Consiglio Regionale della Calabria

PROTOCOLLO GENERALE

Prot. n. 20221 del 10.05.2017

Classificazione.....02.....05.....

Relazione sulla proposta di legge regionale presentata dal Consigliere Orlandino Greco avente ad oggetto: *"Salvaguardia del patrimonio costruito - il fascicolo del fabbricato"*.

Con l'avvento delle nuove norme tecniche per la costruzione (Testi Unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia di cui al Decreto del Presidente della Repubblica 6 giugno 2001, n. 380; Decreto del Ministro delle Infrastrutture del 14 gennaio 2008, recanti nuove norme tecniche per la costruzione, e la relativa circolare n. 617 del 09 febbraio 2011), si è passati ad un sistema normativo di tipo prestazionale, ovvero basato non sull'obbligo di adozione di misure tecniche, ma sul raggiungimento dei risultati.

Il fascicolo del fabbricato rappresenta la carta di identità di un edificio e, allo stesso tempo, contiene le istruzioni di uso e manutenzione del medesimo, consentendo la disponibilità immediata di tale insieme di informazioni, di estrema rilevanza ai fini di una conoscenza effettiva dell'edificio stesso.

Ogni immobile o manufatto edilizio, dovrà quindi come affermato in precedenza, dotarsi del Fascicolo del fabbricato, nel quale saranno raccolte ed aggiornate le informazioni indispensabili per i vari livelli di conoscenza progettuali, strutturali, geologici, sismici, impiantistici, nonché per la sicurezza dell'intera opera.

L'istituzione del fascicolo ha come obiettivo la registrazione e il costante aggiornamento dello stato di conservazione dell'intero patrimonio edilizio pubblico e privato, e con esso la conoscenza della sua efficienza documentale e tecnica.

Il Fascicolo del fabbricato dovrà essere concepito, inizialmente, come uno strumento di conoscenza del patrimonio immobiliare esistente e, successivamente, come uno strumento dinamico, nel quale raccogliere tutte le informazioni utili soprattutto ai fini della sicurezza sismica dell'edificio. In particolare, il fascicolo del fabbricato consentirebbe ai professionisti tecnici, abilitati alla redazione dello stesso, di proporre una o più soluzioni possibili per fronteggiare le eventuali situazioni di rischio per la sicurezza, connesse allo stato degli edifici.

In tale ottica, il Fascicolo del fabbricato si prefigura quale un utile strumento di prevenzione del rischio. In particolare, esso consentirà di acquisire, altresì, una conoscenza più ampia su ulteriori importanti aspetti relativi alla sicurezza dell'edificio, ivi comprese le problematiche connesse agli impianti e/o al rispetto delle norme antincendio.

L'effettivo utilizzo del Fascicolo del fabbricato renderebbe possibile, pertanto, il raggiungimento dei seguenti obiettivi:

- a) maggiore attenzione da parte della pubblica amministrazione nei confronti delle condizioni dei parchi immobiliari (sia di proprietà pubblica che privata), ai fini della pubblica sicurezza, nonché nella redazione dei piani attuativi (PRG, ecc.);
- b) necessità di mantenere disponibile e rintracciabile nel tempo la documentazione che "certifichi" la rispondenza dell'edificio e delle sue parti a norme e leggi, sia in caso di controlli amministrativi che nell'ottica della dismissione/acquisizione di un bene immobiliare, avendo le informazioni, fra l'altro, funzione di garanzia per la proprietà e per l'utente all'atto di successivi controlli e verifiche.

Relativamente a tale ultimo punto, è evidente come la necessità di razionalizzare la documentazione amministrativa relativa ai fabbricati emerga soprattutto a causa dalla grande frammentazione normativa, che impone una moltitudine di certificazioni specifiche, relative a ambiti particolari riferiti ad un immobile.

Certificazioni che, in diversi casi, devono essere rinnovate alla scadenza del loro periodo di validità, pena la decadenza delle autorizzazioni all'uso. In molti casi, di tali certificazioni si perde traccia con il passare del tempo, e l'utente non ha più la consapevolezza di ciò che è necessario e che la norma richiede. Il fascicolo del fabbricato, ponendosi come sintesi finale di tutto ciò che costituisce un immobile, diventa fonte unica e imprescindibile di tutti i vari adempimenti amministrativi, semplificando notevolmente la gestione di una molteplicità di attestati e certificati.



Per i motivi sopra riportati, il Fascicolo dovrà necessariamente avere valore certificativo, per evitare che diventi uno strumento di pura razionalizzazione di dati ed informazioni, privo di efficacia concretamente semplificativa.

Un fascicolo avente tali caratteristiche potrà idoneamente sostituire:

1) il certificato di conformità edilizia e agibilità; 2) le dichiarazioni di conformità degli impianti, 3) la certificazione energetica; 4) il certificato di prevenzione incendi; 5) l'autorizzazione allo scarico; 6) altre dichiarazioni richieste da norme specifiche.

Per tali ragioni, il Fascicolo dovrà necessariamente essere firmato da un professionista esperto e abilitato (o da un raggruppamento di professionisti ciascuno per le proprie competenze), in grado di assumere la responsabilità relativa ai predetti aspetti certificativi.

Ed infatti, la predisposizione del Fascicolo del fabbricato rappresenta un adempimento che potrebbe essere assunto dai progettisti senza ulteriori aggravii di spesa per il committente, a condizione che la sua introduzione renda possibile il superamento dei procedimenti già prima descritti, divenendo un effettivo strumento di semplificazione.

In particolare, l'attestato di certificazione energetica degli edifici e gli adempimenti relativi alla sostenibilità ambientale potranno essere tutti documentati nel fascicolo del fabbricato, fino a sostituirli, tenuto conto che il D.lgs. 311/2006 ed il D.L. 112/2008, conv. in L. n. 133/2008, rendono obbligatoria la certificazione energetica ai fini del trasferimento della proprietà immobiliare e, in particolare, ai fini della previsione del prezzo di vendita.

Infine, la Legge n. 122/2010, che ha convertito il D.L. 78/2010, introduce l'obbligo della parte venditrice di dichiarare la conformità delle planimetrie catastali all'atto della vendita, con ciò confermando l'utilità generale e la semplificazione che l'istituzione del fascicolo del fabbricato può significare per la collettività.

Oltre alle finalità e funzioni descritte, il fascicolo del fabbricato può costituire il documento sostitutivo di certificazione anche ai fini dei seguenti adempimenti: a) relazione sullo stato di legittimazione di un immobile, prescritta all'art. 20 T.U. di cui al DPR 380/2001 (Testo unico dell'edilizia); b) certificato di agibilità degli edifici; c) fascicolo d'opera, di cui al D.Lgs. n. 81/2008; d) documentazione amministrativa, libretto d'uso e manutenzione, di cui all'art. 13 D.M. 37/2008, che costituisce la documentazione obbligatoria in caso di trasferimento degli immobili.

Per concludere è importante sottolineare come in realtà esista già oggi una norma in materia di condomini in cui si stabilisce che l'amministratore di condominio debba curare la tenuta del c.d. registro della anagrafe condominiale che, oltre ai titolari dei diritti di proprietà sul bene, e ai dati catastali di ciascuna unità immobiliare, deve contenere ogni dato relativo alle condizioni di sicurezza (ogni variazione dei dati deve essere comunicata all'amministratore in forma scritta entro sessanta giorni).

La norma riveste, nell'ambito del miglioramento della sicurezza dal rischio sismico, un particolare interesse, poiché, secondo l'Anaci, vivono in condominio oltre 45 milioni di persone. Inoltre, sempre secondo l'Anaci, il 60% dei condomini è stato costruito prima del 1976. Le prime norme antisismiche, come è noto risalgono al 1974, per cui appare evidente come la maggior parte dei condomini sia stata costruita in assenza di qualsivoglia norma in materia antisismica.

L'Anaci, dal momento che il legislatore non ha fornito alcun schema standard del registro ne ha predisposto uno proprio contenente tutte le informazioni richieste dalla legge.

Infine, per favorire ulteriormente il miglioramento della sicurezza degli stabili condominiali, sarebbe opportuno prevedere, per le deliberazioni assembleari adottate in tal senso, una maggioranza "agevolata" pari alla maggioranza degli intervenuti e un numero di voti che rappresenti almeno un terzo dei millesimi.

Le maggioranze speciali, del resto, sono già previste nel nostro ordinamento: ad esempio, ai sensi dell'art.26, comma 2° della legge 10 del 19913, risulta sufficiente una maggioranza "agevolata" degli intervenuti e almeno un terzo dei millesimi per poter deliberare, in assemblea, sull'avvio di interventi di trasformazione per contenimento energetico individuati attraverso un attestato di certificazione energetica o una diagnosi energetica realizzata da un tecnico abilitato.

sufficiente una maggioranza “agevolata” degli intervenuti e almeno un terzo dei millesimi per poter deliberare, in assemblea, sull’avvio di interventi di trasformazione per contenimento energetico individuati attraverso un attestato di certificazione energetica o una diagnosi energetica realizzata da un tecnico abilitato.

**Relazione tecnico finanziaria Quadro di riepilogo analisi economico finanziaria**

Titolo: Legge regionale recante "Trattamento della forsu (frazione organica del rifiuto solido urbano) e dei fanghi di depurazione con impianti di lombricompost".

La presente legge non comporta alcune spese a valere sul bilancio regionale

**Quadro di riepilogo dell'analisi economico finanziaria****Tabella 1 - Oneri finanziari**

Dall'attuazione della presente legge non derivano nuovi o maggiori oneri finanziari a carico del bilancio regionale. Per gli scopi e le funzioni della presente legge, poiché non sono previsti oneri, non occorre impegnare fondi previsti nel bilancio generale della Regione Calabria.

Segue articolato della proposta di legge.

\* \* \*

**Art. 1**  
**(Principi e finalità)**

1. La Regione Calabria riconosce priorità alla comprensione dello stato di salute del patrimonio costruito su tutto il territorio regionale, con lo scopo di promuovere il raggiungimento e il mantenimento di appropriati livelli di sicurezza e qualità strutturale, a favore della salvaguardia dei paesaggi antropici.
2. L'obiettivo di conoscenza è perseguito anche per mezzo di processi integrati di confluenza di tutti gli archivi informativi ad oggi attivi per cura degli Enti e degli Uffici preposti alla tutela dell'ambiente, alla vigilanza sulle opere costruite, e alla difesa delle Comunità civili.
3. La presente Legge favorisce la dematerializzazione di tutti i dati utili alle proprie finalità, e la strutturazione degli stessi in un sistema informatico funzionale alla catalogazione attiva e al monitoraggio del patrimonio costruito, con gerarchizzazione delle opere in rapporto alla loro valenza strategica per la protezione civile e per gli effetti delle azioni sismiche sui luoghi e sugli insediamenti, attuando politiche di prevenzione e protezione dai rischi di eventi calamitosi anche per mezzo di una forte, rinnovata sensibilizzazione dei soggetti privati.

**Art. 2**  
**(Definizioni)**

1. Per fabbricato si intende l'insieme di strutture portanti ed elementi costruttivi e architettonici reciprocamente connessi in modo da formare con continuità dalle fondamenta alla copertura un organismo edilizio funzionalmente autonomo.
2. Per aggregato si intende un insieme di fabbricati attigui che già interagiscono staticamente per i soli carichi gravitazionali o che possono interagire per azioni sismiche o dinamiche in genere.
3. Per fabbricati di nuova costruzione si intendono tutti i fabbricati pubblici e privati iniziati dal giorno successivo alla data di entrata in vigore della presente legge.
4. Per fabbricati esistenti si intendono tutti i fabbricati pubblici e privati che non rientrano nel comma 3.
5. Per proprietari si intendono:
  - a. nel caso di costruzioni esistenti, il proprietario dell'intero fabbricato, ovvero i titolari di proprietà delle singole porzioni;
  - b. nel caso di nuove costruzioni, i soggetti per conto dei quali si procede alla realizzazione dell'immobile.

**Art. 3**  
**(Ambito di applicazione)**

1. Le disposizioni della presente Legge si applicano a tutte le strutture ricadenti nel territorio regionale, con qualsiasi destinazione funzionale, ad eccezione dei fabbricati con non più di due piani abitabili fuori terra.
2. Sono esclusi, altresì, dall'ambito di applicazione della presente Legge, i fabbricati ad uso artigianale, commerciale o industriale aventi un'altezza non superiore a metri sette.

**Art. 4**  
**(Opere e manufatti interessati)**

1. La Regione Calabria dispone l'obbligo di creazione del fascicolo del fabbricato per le strutture pubbliche e private di nuova costruzione, per fabbricati esistenti ricadenti in aree già esondate, già interessate da frane, e a rischio sismico "1" e "2" se realizzati anteriormente al 1975.

2. Il fascicolo è compilato e composto esclusivamente in formato elettronico, allo scopo di divenire strumento operativo funzionale alle finalità della presente Legge, così come delineate nell'articolo 1.
3. Il fascicolo redatto per ciascuna opera svincolata e autonoma, e per le zone pertinenziali della stessa, contiene i dati riferiti alla progettazione, all'inserimento urbanistico, ai legami con il contesto edificato e naturale, alla situazione catastale, strutturale, impiantistica ed allo scenario burocratico che ne ha caratterizzato e ne caratterizza la genesi autorizzativa.
4. Il fascicolo del fabbricato si aggiorna in concomitanza a qualsiasi evento che ne modifica, in tutto o in parte, lo stato materico, l'uso ed i connotati significativi ai fini della sua catalogazione e del suo monitoraggio. Ogni lavorazione, di qualsiasi natura, comunque eseguita sull'immobile, per conto o per mano di un qualunque ente o soggetto avente titolo, induce l'aggiornamento di cui si fa carico il proprietario o l'amministratore condominiale, o altro soggetto avente titolo, entro e non oltre i cinque anni successivi all'ultima revisione effettuata.
5. Il fascicolo, riferito sia a immobile pubblico che a struttura privata, è depositato presso l'Ente o Ufficio responsabile ed è tenuto in copia presso l'edificio al quale è riferito; è cura del soggetto obbligato alla sua custodia e al suo aggiornamento, renderlo sempre disponibile per le Autorità competenti.
6. Costituisce parte essenziale del fascicolo, il "Prospetto di Sintesi" dello stesso, cioè il modulo schematico destinato alla aggregazione nel sistema informatico di cui all'articolo 1. Tale prospetto di sintesi è aggiornato contestualmente al fascicolo, e inviato all'Ente o Ufficio competente, entro e non oltre trenta giorni dalla data della sua costituzione.
7. Il fascicolo del fabbricato è obbligatorio per le strutture esistenti, pubbliche o private ad uso pubblico, in conformità con quanto richiesto dall'OPCM 3274/2003 e con le modalità definite dalla presente Legge.

#### **Art. 5**

##### **(Requisiti professionali del tecnico incaricato)**

1. Il professionista incaricato dello svolgimento delle attività professionali derivanti dalla presente Legge deve avere una anzianità di iscrizione nel rispettivo albo professionale non inferiore ad anni dieci e dimostrare di aver acquisito, nel settore di competenza, titoli specialistici ai massimi livelli di qualificazione e di certificazione.

#### **Art. 6**

##### **(Ambito di applicazione per i comuni)**

1. I Comuni hanno facoltà di estendere l'obbligatorietà della redazione del fascicolo anche per edifici pubblici o privati ad uso pubblico non strategici ai sensi dell'OPCM 3274/2003, ed alle strutture private esistenti, ricadenti in aree sensibili a potenziale o probabile instabilità idrogeologica, geomorfologica, tettonica.
2. I Comuni possono disporre l'estensione dell'obbligo di creazione del fascicolo del fabbricato per le strutture private in zona sismica "1" e "2" costruite dopo il 1975.
3. In entrambi le occorrenze di cui al presente articolo il fascicolo è integrato con le pertinenti analisi di stabilità e di sicurezza alle azioni sismiche.

#### **Art. 7**

##### **(Scheda di rilevazione)**

1. Tutte le strutture esistenti non ricadenti nell'obbligatorietà di redazione di pertinente fascicolo del fabbricato, devono essere schedate dai proprietari, dall'amministratore condominiale, o da altro soggetto avente titolo, entro sei mesi dalla data di entrata in vigore della presente Legge. La Regione Calabria predispose e rende disponibile la "Scheda di Rilevazione" del fabbricato,



definendone chiaramente il contenuto, funzionale alla integrazione informatica di cui all'articolo 1, tenendo conto della variabilità legislativa tra epoche diverse di costruzione degli immobili censibili.

2. La scheda è trasmessa agli Enti o Uffici competenti, è posta alla custodia dei proprietari, dell'amministratore condominiale, o di altro soggetto avente titolo, ed è resa a disposizione delle autorità competenti.
3. E' fatto obbligo di allegarne copia ai progetti di manutenzione per i quali è necessario Permesso di Costruire, SCIA, DIA, CILA.
4. La scheda di rilevazione è aggiornata ogni volta che anche uno solo dei dati in essa contenuti ha subito variazioni e, comunque, il soggetto avente l'onere dell'aggiornamento deve eseguirlo al termine dei cinque anni trascorsi dalla data dell'ultima revisione della stessa.

#### **Art. 8**

##### **(Costituzione di un Masterplan della Salvaguardia)**

1. I Comuni, entro e non oltre i sei mesi dalla data di entrata in vigore della presente Legge, in ottemperanza alla OPCM 3274/2003, raggruppano le strutture esistenti sui territori di competenza secondo il probabile livello di rischio (sismico, geologico, idrologico) confrontando le informazioni delle banche dati disponibili, a livello locale, regionale e nazionale, con particolare riferimento ai Piani di Emergenza e Protezione Civile, alle microzonazioni sismiche, alle cartografie di rischio, agli strumenti urbanistici vigenti.
2. I Comuni, entro lo stesso termine, predispongono un "Masterplan di Salvaguardia" che accoglie e struttura il raggruppamento per classi di rischio e definisce la tempistica delle obbligatorie verifiche di stabilità, o sensibilità al rischio, alle quali sottoporre i fabbricati interessati. Il masterplan di salvaguardia deve essere trasmesso agli Enti o Uffici sovraordinati competenti.
3. Ciascuna verifica di stabilità, o sensibilità al rischio, di qualsiasi fabbricato ricadente nei raggruppamenti è svolta da tecnico con idoneo titolo professionale abilitante entro novanta giorni dall'approvazione del masterplan di salvaguardia, ed è messa a disposizione degli Enti o Uffici preposti ai controlli.
4. Il tecnico incaricato della verifica redige relazione finale, consegnandola al proprietario, il quale è tenuto a trasmetterla al Comune in cui ricade il fabbricato.
5. La verifica è integrata con ulteriori indagini, analisi o studi specialistici su proposta del tecnico incaricato, il quale dispone, ove ritenuto necessario, anche eventuali interventi idonei a ristabilire condizioni di sicurezza delle strutture, proponendo un programma specifico di manutenzione del fabbricato.
6. Scaduto infruttuosamente il termine dei centottanta giorni per la costituzione dei masterplan di salvaguardia, la Giunta Regionale esercita i poteri sostitutivi per il compimento di tutto quanto previsto dal presente articolo, a spese delle amministrazioni inadempienti, dopo esplicito preavviso e previa valutazione delle eventuali osservazioni ad esso conseguenti.

#### **Art. 9**

##### **(Obbligatorietà di un progetto di messa in sicurezza degli edifici sottostanti)**

1. Le lavorazioni in immobili esistenti, che coinvolgono strutture con funzione statica facenti parte di sopraelevazioni e aggregazioni ai sensi delle NTC2008, devono essere precedute e accompagnate da progetto di messa in sicurezza degli organismi strutturali sottostanti e adiacenti, anche se riferiti a proprietà diverse.
2. Il progetto di messa in sicurezza diventa parte integrante del progetto dell'edificio complessivo vincolato o interagente con le sopraelevazioni e le aggregazioni di cui sopra, ed è trasmesso agli Enti e Uffici competenti per gli adempimenti di cui al DPR 380/2001 e ss.mm.ii.

#### **Art. 10**

**(Ambito di applicazione del progetto di messa in sicurezza degli edifici sottostanti)**

1. Il progetto di messa in sicurezza di cui al precedente articolo è obbligatorio nel caso di demolizioni, anche parziali, che coinvolgono sopraelevazioni o aggregati vincolati o interagenti con i fabbricati esistenti.
2. Il piano delle demolizioni, accompagnato dal piano di sicurezza e dal progetto di messa in sicurezza, è trasmesso agli Enti e Uffici competenti ai sensi del DPR 380/2001 e ss.mm.ii.

**Art. 11****(Obblighi per i proprietari e amministratori di condomini)**

1. La produzione del fascicolo del fabbricato, del suo prospetto di sintesi o, in alternativa, della scheda di rilevazione, debitamente aggiornati, è presupposto del rilascio di autorizzazioni o certificazioni di competenza comunale relative all'intero fabbricato o a singole parti dello stesso.
2. E' dato l'obbligo ai proprietari o all'amministratore condominiale, o ad altro soggetto avente titolo, di produrre dichiarazione circa l'avvenuto adempimento degli obblighi previsti dalla presente Legge, al momento della stipula o del rinnovo di contratti di locazione, nonché in caso di alienazione del fabbricato o di singole unità immobiliari dello stesso.

**Art. 12****(Individuazione degli immobili a rischio sismico)**

1. I Comuni provvedono alla identificazione degli immobili realmente a rischio per le finalità di cui all'articolo 4, e provvedono a creare la banca dati locale sulla base della conoscenza specialistica del territorio urbanizzato e, anche, dei fascicoli e delle schede pervenute. La banca dati è condivisa con il sistema informatico di cui all'articolo 1 e viene monitorata costantemente dall'amministrazione locale che provvede a trasmettere report semestrale agli Enti e Uffici sovraordinati.

**Art. 13****(Sanzioni per i soggetti inadempienti)**

1. I Comuni sanzionano i soggetti inadempienti, rispetto ai relativi obblighi previsti dalla presente Legge, con una ammenda da euro 500 ad euro 5000 e per ogni anno successivo in cui perduri l'inadempimento.
2. Le strutture ritenute a rischio devono essere assoggettate a messa in sicurezza da parte dei proprietari, nelle more del successivo recupero strutturale e funzionale.
3. I Comuni che riscontrano la mancata messa in sicurezza delle strutture a rischio, procedono alla dichiarazione di inagibilità e di sgombero sforzato.
4. I Comuni provvedono alla messa in sicurezza delle strutture sgomberate addebitandone le spese ai proprietari inadempienti.
5. I Comuni, accertato l'inadempimento agli obblighi e relativi termini di cui agli articoli 3, 5 e 6, diffidano il soggetto obbligato ad adempiere e comminano le sanzioni sopra definite. L'adempimento entro sessanta giorni dalla data di notifica della diffida comporta l'estinzione della sanzione pecuniaria per dettato di legge.
6. Qualsiasi struttura abusiva, non condonata o condonabile, e riconosciuta a rischio, deve essere demolita da parte del Comune e a spese dei soggetti proprietari.
7. Qualora l'inadempimento agli obblighi di cui alla presente Legge coinvolge il patrimonio edilizio comunale, la Regione Calabria commina le sanzioni con le stessa modalità sopra delineate e con ammende incrementate ad euro 5000 nel minimo e ad euro 50000 nel massimo,

previa comunicazione obbligatoria dell'Ente locale al Servizio regionale competente in materia di rischio sismico e geologico degli immobili di proprietà esistenti e di progetto.

8. La Regione Calabria si sostituisce ai Comuni che non raggruppano e classificano il patrimonio edilizio territoriale secondo quanto previsto dalla OPCM 3274/2003, addebitandone le spese all'amministrazione inadempiente, operando attraverso un commissario ad acta nominato dalla Giunta Regionale.
9. Il mancato adempimento dagli obblighi di cui alla presente Legge comporta il divieto di erogazione di contributi e/o benefici finanziari pubblici per interventi di qualsiasi natura sui fabbricati stessi.
10. I proventi delle sanzioni di cui al presente articolo confluiscono in un apposito capitolo di bilancio dei Comuni e della Regione, la cui destinazione è vincolata a contribuire alle spese necessarie per l'adeguamento alle disposizioni della presente Legge per soggetti obbligati, ma incapaci di sostenere l'onere finanziario degli adempimenti. I parametri reddituali per accedere al fondo sono stabiliti con delibera della Giunta Regionale.

#### **Art. 14**

##### **(Requisiti professionali per i tecnici di supporto)**

1. La Regione Calabria adegua le proprie azioni d'indirizzo e di coordinamento in funzione dei continui aggiornamenti provenienti dai Comuni. Per tali scopi operativi ascritti alla propria competenza in materia, la Regione può avvalersi del supporto tecnico di soggetti pubblici e privati con specifica e documentata competenza in materia di gestione del patrimonio edilizio e di prevenzione del rischio sismico. Questi soggetti di supporto vengono selezionati da un elenco di esperti specialisti che si aggiorna ogni due anni.

#### **Art. 15**

##### **(Incentivi per la redazione del fascicolo del fabbricato)**

1. I Comuni, fatta salva adeguata e pertinente regolamentazione, hanno facoltà di incentivare la redazione del fascicolo del fabbricato, ove non obbligatorio, anche facendo leva su proporzionali riduzioni delle imposte e dei tributi locali gravanti sugli immobili, in rapporto alla condizione economica dei soggetti privati interessati e a copertura totale o parziale delle spese tecniche necessarie per la formazione del fascicolo.
2. Le Amministrazioni locali possono prevedere la concessione di contributi in favore dei proprietari di fabbricati da sottoporre a verifica obbligatoria della sicurezza statica, a copertura totale o parziale dei costi dei tecnici incaricati, dei controlli eseguiti e degli interventi cantierati.
3. I Comuni disciplinano con appositi bandi l'ammontare dei contributi e le modalità di relativa erogazione.

#### **Art. 16**

##### **(Disposizioni finanziarie)**

1. La presente legge non comporta nuovi o maggiori oneri a carico del bilancio regionale.

#### **Art. 17**

##### **(Entrata in vigore della presente legge)**

1. La presente legge entra in vigore a partire dal sessantesimo giorno della sua pubblicazione sul BURC – Bollettino Ufficiale della Regione Calabria -.



**D.M. 14 gennaio 2008 recante: "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni"**

(1) Pubblicato nella Gazz. Uff. 4 febbraio 2008, n. 29, S.O.

(2) Emanato dal Ministero delle infrastrutture.

(3) Vedi, anche, la Dir. Stato 9 febbraio 2011. Per l'approvazione delle Appendici nazionali recanti i parametri tecnici per l'applicazione degli Eurocodici, vedi il D.M. 31 luglio 2012.

**IL MINISTRO DELLE INFRASTRUTTURE**

di concerto con

**IL MINISTRO DELL'INTERNO**

e con

**IL CAPO DIPARTIMENTO****DELLA PROTEZIONE CIVILE**

Vista la legge 5 novembre 1971, n. 1086, recante norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso e da struttura metallica;

Vista la legge 2 febbraio 1974, n. 64, recante provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;

Vista la legge 21 giugno 1986, n. 317, recante «Procedura di informazione nel settore delle norme e regolamentazioni tecniche delle regole relative ai servizi della società dell'informazione in attuazione della direttiva 98/34/CE del Parlamento europeo e del Consiglio del 22 giugno 1998, modificata dalla direttiva 98/48/CE del Parlamento europeo e del Consiglio del 20 luglio 1998»;

Visto il decreto del Presidente della Repubblica 21 aprile 1993, n. 246, recante «Regolamento di attuazione della direttiva 89/106/CEE relativa ai prodotti da costruzione»;

Visto il decreto legislativo 31 marzo 1998, n. 112, recante conferimento di funzioni e compiti amministrativi allo Stato, alle regioni e agli enti locali in attuazione del capo I della legge 15 marzo 1997, n. 59;

Visto il decreto del Presidente della Repubblica 6 giugno 2001, n. 380, testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia;

Vista la legge 27 luglio 2004, n. 186 (4), di conversione del decreto-legge 28 maggio 2004, n. 136 ed in particolare l'art. 5, comma 1, che prevede la redazione, da parte del Consiglio superiore dei lavori pubblici, di concerto con il Dipartimento della protezione civile, di normative tecniche, anche per la verifica sismica ed idraulica, relative alle costruzioni, nonché per la progettazione, la costruzione e l'adeguamento, anche sismico ed idraulico, delle dighe di ritenuta, dei ponti e delle opere di fondazione e sostegno dei terreni, per assicurare uniformi livelli di sicurezza;

Visto il decreto del Ministro delle infrastrutture e dei trasporti 14 settembre 2005, con il quale sono state approvate le «Norme tecniche per le costruzioni»;

Visto l'art. 14-undecies del decreto-legge 30 giugno 2005, n. 115, convertito, con modificazioni, in legge 17 agosto 2005, n. 168, che inserisce il comma 2-bis all'art. 5 del citato decreto-legge 28 maggio 2004, n. 136, convertito, con modificazioni, dalla legge 27 luglio 2004, n. 186, il quale prevede che «al fine di avviare una fase sperimentale di applicazione delle norme tecniche di cui al comma 1, è consentita, per un periodo di diciotto mesi dalla data di entrata in vigore delle stesse, la possibilità di applicazione, in alternativa, della normativa precedente sulla medesima materia, di cui alla legge 5 novembre 1971, n. 1086, e alla legge 2 febbraio 1974, n. 64, e relative norme di attuazione, fatto salvo, comunque, quanto previsto dall'applicazione del regolamento di cui al decreto del Presidente della Repubblica 21 aprile 1993, n. 246»;

Considerata la necessità di procedere al previsto aggiornamento biennale delle «Norme tecniche per le costruzioni» di cui al citato decreto ministeriale 14 settembre 2005;

Visto il voto n. 74 con il quale l'Assemblea generale del Consiglio superiore dei lavori pubblici nelle adunanze del 13 e 27 luglio 2007 si è espresso favorevolmente in ordine all'aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni», di cui al citato decreto ministeriale 14 settembre 2005;

Vista la nota del 7 agosto 2007, n. 2262, con la quale il Presidente del Consiglio superiore dei lavori pubblici ha trasmesso all'Ufficio legislativo del Ministero delle infrastrutture il suddetto aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» licenziato dall'Assemblea generale del Consiglio superiore dei lavori pubblici;

Visto l'art. 52 del citato decreto del Presidente della Repubblica 6 giugno 2001, n. 380, che dispone che in tutti i comuni della Repubblica le costruzioni sia pubbliche sia private debbono essere realizzate in osservanza delle norme tecniche riguardanti i vari elementi costruttivi fissate con decreti del Ministro per le infrastrutture, di concerto con il Ministro dell'interno qualora le norme tecniche riguardino costruzioni in zone sismiche;

Visti gli articoli 54 e 93 del citato decreto legislativo 31 marzo 1998, n. 112 e l'art. 83 del decreto del Presidente della Repubblica 6 giugno 2001, n. 380, i quali prevedono che l'esercizio di alcune funzioni mantenute allo Stato, quali la predisposizione della normativa tecnica nazionale per le opere in cemento armato e in acciaio e le costruzioni in zone sismiche, nonché i criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche, sia realizzato di intesa con la Conferenza unificata, tramite decreti del Ministro delle infrastrutture, di concerto con il Ministro dell'interno;

Visto il concerto espresso dal capo del Dipartimento della protezione civile, espresso con nota prot. n. DPC/CG/75468 del 12 dicembre 2007, ai sensi del citato art. 5, comma 2, della legge 27 luglio 2004, n. 186 (4), di conversione del decreto-legge 28 maggio 2004, n. 136;

Visto il concerto espresso dal Ministro dell'interno con nota prot. n. 30-18/A-4-bis del 18 dicembre 2007, ai sensi dell'art. 1, comma 1, del citato art. 52 del decreto del Presidente della Repubblica 6 giugno 2001, n. 380;

Vista l'intesa con la Conferenza unificata resa nella seduta del 20 dicembre 2007, ai sensi dei citati articoli 54 e 93 del decreto legislativo n. 112/1998 e 83 del decreto del Presidente della Repubblica n. 380/2001;

Vista la nota prot. n. 76703 del 21 dicembre 2007, con la quale il Ministero dello sviluppo economico ha comunicato la notifica 2007/0513/I, contenente il parere circostanziato emesso dall'Austria ai sensi dell'art. 9.2 della direttiva 98/34/CE, secondo il quale la misura proposta presenterebbe aspetti che possono eventualmente creare ostacoli alla libera circolazione dei servizi o alla libertà di stabilimento degli operatori di servizi nell'ambito del mercato interno;

Considerato che l'emissione di un parere circostanziato da parte di uno Stato membro determina il rinvio dell'adozione del provvedimento contenente le regole tecniche di quattro mesi a decorrere dalla data in cui la Commissione ha ricevuto la comunicazione del progetto di regola tecnica, termine fissato al 20 marzo 2008, e comporta l'obbligo di riferire alla Commissione sul seguito che si intende dare al parere stesso;

Ritenuto, tuttavia, di procedere all'approvazione delle norme tecniche per le costruzioni, ad esclusione delle tabelle 4.4.III e 4.4.IV e del Capitolo 11.7, concernenti il legno, oggetto del parere circostanziato sopra citato, in considerazione dell'urgente ed indefettibile aggiornamento delle Norme tecniche di cui al decreto ministeriale 14 settembre 2005;

Decreta:

---

(4) NDR: In GU è riportato il seguente riferimento normativo non corretto: «legge 17 luglio 2004, n. 186».

---

#### **Art. 1.**

È approvato il testo aggiornato delle norme tecniche per le costruzioni, di cui alla legge 5 novembre 1971, n. 1086, alla legge 2 febbraio 1974, n. 64, al decreto del Presidente della Repubblica 6 giugno 2001, n. 380, ed alla legge 27 luglio 2004, n. 186, di conversione del decreto-legge 28 maggio 2004, n. 136, allegato al presente decreto, ad eccezione delle tabelle 4.4.III e 4.4.IV e del Capitolo 11.7<sup>(5)</sup>. Le presenti norme sostituiscono quelle approvate con il decreto ministeriale 14 settembre 2005.

---

(5) Con D.M. 6 maggio 2008 (Gazz. Uff. 2 luglio 2008, n. 153) sono stati approvati il capitolo 11.7 e le tabelle 4.4.III e 4.4.IV del testo aggiornato delle norme tecniche per le costruzioni allegato al presente decreto.

---

#### **Art. 2.**

Le norme tecniche di cui all'art. 1 entrano in vigore trenta giorni dopo la pubblicazione del presente decreto nella Gazzetta Ufficiale della Repubblica italiana.

Il presente decreto ed i relativi allegati sono pubblicati nella Gazzetta Ufficiale della Repubblica italiana.

---

### **Norme tecniche - PREMessa**

Le presenti Norme tecniche per le costruzioni sono emesse ai sensi delle leggi 5 novembre 1971, n. 1086, e 2 febbraio 1974, n. 64, così come riunite nel Testo Unico per l'Edilizia di cui al D.P.R. 6 giugno 2001, n. 380, e dell'art. 5 del decreto-legge 28 maggio 2004, n. 136, convertito in legge, con modificazioni, dall'art. 1 della legge 27 luglio 2004, n. 186 e ss. mm. ii. Esse raccolgono in un unico organico testo le norme prima distribuite in diversi decreti ministeriali.

---

## Norme tecniche - 1. OGGETTO

Le presenti Norme tecniche per le costruzioni definiscono i principi per il progetto, l'esecuzione e il collaudo delle costruzioni, nei riguardi delle prestazioni loro richieste in termini di requisiti essenziali di resistenza meccanica e stabilità, anche in caso di incendio, e di durabilità.

Esse forniscono quindi i criteri generali di sicurezza, precisano le azioni che devono essere utilizzate nel progetto, definiscono le caratteristiche dei materiali e dei prodotti e, più in generale, trattano gli aspetti attinenti alla sicurezza strutturale delle opere.

Circa le indicazioni applicative per l'ottenimento delle prescritte prestazioni, per quanto non espressamente specificato nel presente documento, ci si può riferire a normative di comprovata validità e ad altri documenti tecnici elencati nel Cap. 12. In particolare quelle fornite dagli Eurocodici con le relative Appendici Nazionali costituiscono indicazioni di comprovata validità e forniscono il sistematico supporto applicativo delle presenti norme.

## Norme tecniche - 2. SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE

### 2.1 PRINCIPI FONDAMENTALI

Le opere e le componenti strutturali devono essere progettate, eseguite, collaudate e soggette a manutenzione in modo tale da consentirne la prevista utilizzazione, in forma economicamente sostenibile e con il livello di sicurezza previsto dalle presenti norme.

La sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale. Stato limite è la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata.

In particolare, secondo quanto stabilito nei capitoli specifici, le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU): capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera;

- sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE): capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;

- robustezza nei confronti di azioni eccezionali: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti quali incendio, esplosioni, urti.

Il superamento di uno stato limite ultimo ha carattere irreversibile e si definisce collasso.

Il superamento di uno stato limite di esercizio può avere carattere reversibile o irreversibile.

Per le opere esistenti è possibile fare riferimento a livelli di sicurezza diversi da quelli delle nuove opere ed è anche possibile considerare solo gli stati limite ultimi. Maggiori dettagli sono dati al Cap. 8.

La durabilità, definita come conservazione delle caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali e delle strutture, proprietà essenziale affinché i livelli di sicurezza vengano mantenuti durante tutta la vita dell'opera, deve essere garantita attraverso una opportuna scelta dei materiali e un opportuno dimensionamento delle strutture, comprese le eventuali misure di protezione e manutenzione. I prodotti ed i componenti utilizzati per le opere strutturali devono essere chiaramente identificati in termini di caratteristiche meccanico-fisico-chimiche indispensabili alla valutazione della sicurezza e dotati di idonea qualificazione, così come specificato al Cap. 11.

I materiali ed i prodotti, per poter essere utilizzati nelle opere previste dalle presenti norme, devono essere sottoposti a procedure e prove sperimentali di accettazione. Le prove e le procedure di accettazione sono definite nelle parti specifiche delle presenti norme riguardanti i materiali.

La fornitura di componenti, sistemi o prodotti, impiegati per fini strutturali, deve essere accompagnata da un manuale di installazione e di manutenzione da allegare alla documentazione dell'opera. I componenti, sistemi e prodotti, edili od impiantistici, non facenti

parte del complesso strutturale, ma che svolgono funzione statica autonoma, devono essere progettati ed installati nel rispetto dei livelli di sicurezza e delle prestazioni di seguito prescritti.

Le azioni da prendere in conto devono essere assunte in accordo con quanto stabilito nei relativi capitoli delle presenti norme. In mancanza di specifiche indicazioni, si dovrà fare ricorso ad opportune indagini, eventualmente anche sperimentali, o a normative di comprovata validità.

## 2.2 STATI LIMITE

### 2.2.1 STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

I principali Stati Limite Ultimi, di cui al § 2.1, sono elencati nel seguito:

- a) perdita di equilibrio della struttura o di una sua parte;
- b) spostamenti o deformazioni eccessive;
- c) raggiungimento della massima capacità di resistenza di parti di strutture, collegamenti, fondazioni;
- d) raggiungimento della massima capacità di resistenza della struttura nel suo insieme;
- e) raggiungimento di meccanismi di collasso nei terreni;
- f) rottura di membrature e collegamenti per fatica;
- g) rottura di membrature e collegamenti per altri effetti dipendenti dal tempo;
- h) instabilità di parti della struttura o del suo insieme.

Altri stati limite ultimi sono considerati in relazione alle specificità delle singole opere; in presenza di azioni sismiche, gli Stati Limite Ultimi sono quelli precisati nel § 3.2.1.

### 2.2.2 STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

I principali Stati Limite di Esercizio, di cui al § 2.1, sono elencati nel seguito:

- a) danneggiamenti locali (ad es. eccessiva fessurazione del calcestruzzo) che possano ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza o il suo aspetto;
- b) spostamenti e deformazioni che possano limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto;
- c) spostamenti e deformazioni che possano compromettere l'efficienza e l'aspetto di elementi non strutturali, impianti, macchinari;
- d) vibrazioni che possano compromettere l'uso della costruzione;
- e) danni per fatica che possano compromettere la durabilità;
- f) corrosione e/o eccessivo degrado dei materiali in funzione dell'ambiente di esposizione.

Altri stati limite sono considerati in relazione alle specificità delle singole opere; in presenza di azioni sismiche, gli Stati Limite di Esercizio sono quelli precisati nel § 3.2.1.

### 2.2.3 VERIFICHE

Le opere strutturali devono essere verificate:

- a) per gli stati limite ultimi che possono presentarsi, in conseguenza alle diverse combinazioni delle azioni;
- b) per gli stati limite di esercizio definiti in relazione alle prestazioni attese.

Le verifiche di sicurezza delle opere devono essere contenute nei documenti di progetto, con riferimento alle prescritte caratteristiche meccaniche dei materiali e alla caratterizzazione geotecnica del terreno, dedotta in base a specifiche indagini. La struttura deve essere verificata nelle fasi intermedie, tenuto conto del processo costruttivo; le verifiche per queste situazioni transitorie sono generalmente condotte nei confronti dei soli stati limite ultimi.

Per le opere per le quali nel corso dei lavori si manifestino situazioni significativamente difformi da quelle di progetto occorre effettuare le relative necessarie verifiche.

### 2.3 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Per la valutazione della sicurezza delle costruzioni si devono adottare criteri probabilistici scientificamente comprovati. Nel seguito sono normati i criteri del metodo semiprobabilistico agli stati limite basati sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza, applicabili nella generalità dei casi; tale metodo è detto di primo livello. Per opere di particolare importanza si possono adottare metodi di livello superiore, tratti da documentazione tecnica di comprovata validità.

Nel metodo semiprobabilistico agli stati limite, la sicurezza strutturale deve essere verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni. Per la sicurezza strutturale, la resistenza dei materiali e le azioni sono rappresentate dai valori caratteristici,  $R_{ki}$  e  $F_{kj}$  definiti, rispettivamente, come il frattile inferiore delle resistenze e il frattile (superiore o inferiore) delle azioni che minimizzano la sicurezza. In genere, i frattili sono assunti pari al 5%. Per le grandezze con piccoli coefficienti di variazione, ovvero per grandezze che non riguardino univocamente resistenze o azioni, si possono considerare frattili al 50% (valori mediani).

Per la sicurezza di opere e sistemi geotecnici, i valori caratteristici dei parametri fisico-meccanici dei terreni sono definiti nel § 6.2.2.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il «metodo dei coefficienti parziali» di sicurezza espresso dalla equazione formale:

$$R_d \geq E_d \quad (2.2.1)$$

dove

$R_d$  è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;

$E_d$  è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto  $F_{dj} = F_{kj} \cdot \gamma_{fj}$  delle azioni come indicato nel § 2.5.3, o direttamente  $E_{dj} = E_{kj} \gamma_{Ej}$ .

I coefficienti parziali di sicurezza,  $\gamma_{Mi}$  e  $\gamma_{Fj}$ , associati rispettivamente al materiale  $i$ -esimo e all'azione  $j$ -esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e alla affidabilità del modello di calcolo.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio si esprime controllando aspetti di funzionalità e stato tensionale.

### 2.4 VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

#### 2.4.1 VITA NOMINALE

La vita nominale di un'opera strutturale  $V_N$  è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tab. 2.4.1 e deve essere precisata nei documenti di progetto.

Tabella 2.4.1 - Vita nominale  $V_N$  per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale $V_N$ (in anni)
1	Opere provvisorie - Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva (1)	$\leq 10$
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di	$\geq 50$

- 3 importanza normale  
 Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di  $\geq 100$   
 importanza strategica

(1) Le verifiche sismiche di opere provvisorie o strutture in fase costruttiva possono omettersi quando le relative durate previste in progetto siano inferiori a 2 anni.

#### 2.4.2 CLASSI D'USO

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al *D.M. 5 novembre 2001, n. 6792*, «Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade», e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

#### 2.4.3 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$ :

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad (2.4.1)$$

Il valore del coefficiente d'uso  $C_U$  è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab. 2.4.II.

Tab. 2.4.II - Valori del coefficiente d'uso  $C_U$

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0,7	1,0	1,5	2,0

Se  $V_R \leq 35$  anni si pone comunque  $V_R = 35$  anni.

### 2.5 AZIONI SULLE COSTRUZIONI

#### 2.5.1 CLASSIFICAZIONE DELLE AZIONI

Si definisce azione ogni causa o insieme di cause capace di indurre stati limite in una struttura.

##### 2.5.1.1 Classificazione delle azioni in base al modo di esplicarsi

a) dirette:

forze concentrate, carichi distribuiti, fissi o mobili;

b) indirette:

spostamenti impressi, variazioni di temperatura e di umidità, ritiro, precompressione, cedimenti di vincolo, ecc.

c) degrado:

- endogeno: alterazione naturale del materiale di cui è composta l'opera strutturale;

- esogeno: alterazione delle caratteristiche dei materiali costituenti l'opera strutturale, a seguito di agenti esterni.

#### 2.5.1.2 Classificazione delle azioni secondo la risposta strutturale

a) statiche: azioni applicate alla struttura che non provocano accelerazioni significative della stessa o di alcune sue parti;

b) pseudo statiche: azioni dinamiche rappresentabili mediante un'azione statica equivalente;

c) dinamiche: azioni che causano significative accelerazioni della struttura o dei suoi componenti.

#### 2.5.1.3 Classificazione delle azioni secondo la variazione della loro intensità nel tempo

a) permanenti (G): azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione costanti nel tempo:

- peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo) ( $G_1$ );

- peso proprio di tutti gli elementi non strutturali ( $G_2$ );

- spostamenti e deformazioni imposti, previsti dal progetto e realizzati all'atto della costruzione;

- pretensione e precompressione (P);

- ritiro e viscosità;

- spostamenti differenziali;

b) variabili (Q): azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:

- di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;

- di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;

c) eccezionali (A): azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura;

- incendi;

- esplosioni;

- urti ed impatti;

d) sismiche (E): azioni derivanti dai terremoti.

#### 2.5.2 CARATTERIZZAZIONE DELLE AZIONI ELEMENTARI

Si definisce valore caratteristico  $Q_k$  di un'azione variabile il valore corrispondente ad un frattile pari al 95% della popolazione dei massimi, in relazione al periodo di riferimento dell'azione variabile stessa.

Nella definizione delle combinazioni delle azioni che possono agire contemporaneamente, i termini  $Q_{kj}$  rappresentano le azioni variabili della combinazione, con  $Q_{k1}$  azione variabile dominante e  $Q_{k2}$ ,  $Q_{k3}$ , ... azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante. Le azioni variabili  $Q_{kj}$  vengono combinate con i coefficienti di combinazione  $\psi_{0j}$ ,  $\psi_{1j}$  e  $\psi_{2j}$ , i cui valori sono forniti nel § 2.5.3, Tab. 2.5.I, per edifici civili e industriali correnti.

Con riferimento alla durata percentuale relativa ai livelli di intensità dell'azione variabile, si definiscono:

- valore quasi permanente  $\psi_{2j} \cdot Q_{kj}$ : la media della distribuzione temporale dell'intensità;
- valore frequente  $\psi_{1j} \cdot Q_{kj}$ : il valore corrispondente al frattile 95% della distribuzione temporale dell'intensità e cioè che è superato per una limitata frazione del periodo di riferimento;
- valore raro (o di combinazione)  $\psi_{0j} \cdot Q_{kj}$ : il valore di durata breve ma ancora significativa nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili.

Nel caso in cui la caratterizzazione stocastica dell'azione considerata non sia disponibile, si può assumere il valore nominale. Nel seguito sono indicati con pedice  $k$  i valori caratteristici; senza pedice  $k$  i valori nominali.

### 2.5.3 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{Q1} \cdot Q_{K1} + \psi_{Q2} \cdot Q_{K2} + \psi_{Q3} \cdot Q_{K3} + \dots \quad (2.5.1)$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{K1} + \psi_{02} \cdot Q_{K2} + \psi_{03} \cdot Q_{K3} + \dots \quad (2.5.2)$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{K1} + \psi_{12} \cdot Q_{K2} + \psi_{13} \cdot Q_{K3} + \dots \quad (2.5.3)$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2} + \psi_{23} \cdot Q_{K3} + \dots \quad (2.5.4)$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica  $E$  (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2} + \dots \quad (2.5.5)$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto  $A_d$  (v. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{K1} + \psi_{22} \cdot Q_{K2} + \dots \quad (2.5.6)$$

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omessi i carichi  $Q_{kj}$  che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi  $G_2$ .

Altre combinazioni sono da considerare in funzione di specifici aspetti (p. es. fatica, ecc.).

Nelle formule sopra riportate il simbolo + vuol dire combinato con.



I valori dei coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_{Gi}$  e  $\gamma_{Qj}$  sono dati in § 2.6.1, Tab. 2.6.I.

Tabella 2.5.I - Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G - Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1.000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1.000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

#### 2.5.4 DEGRADO

La struttura deve essere progettata così che il degrado nel corso della sua vita nominale, purché si adotti la normale manutenzione ordinaria, non pregiudichi le sue prestazioni in termini di resistenza, stabilità e funzionalità, portandole al di sotto del livello richiesto dalle presenti norme.

Le misure di protezione contro l'eccessivo degrado devono essere stabilite con riferimento alle previste condizioni ambientali.

La protezione contro l'eccessivo degrado deve essere ottenuta attraverso un'opportuna scelta dei dettagli, dei materiali e delle dimensioni strutturali, con l'eventuale applicazione di sostanze o ricoprimenti protettivi, nonché con l'adozione di altre misure di protezione attiva o passiva.

#### 2.6 AZIONI NELLE VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

Le verifiche agli stati limite devono essere eseguite per tutte le più gravose condizioni di carico che possono agire sulla struttura, valutando gli effetti delle combinazioni definite nel § 2.5.3.

##### 2.6.1 STATI LIMITE ULTIMI

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: EQU
- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione: STR
- lo stato limite di resistenza del terreno: GEO

La Tabella 2.6.I, e le successive Tabelle 5.1.V e 5.2.V, forniscono i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi, salvo quanto diversamente previsto nei capitoli successivi delle presenti norme.

Per le verifiche nei confronti dello stato limite ultimo di equilibrio come corpo rigido (EQU) si utilizzano i coefficienti parziali  $\gamma_F$  relativi alle azioni riportati nella colonna EQU delle Tabelle sopra citate.

Nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si possono adottare, in alternativa, due diversi approcci progettuali.

Nell'Approccio 1 si impiegano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale del sistema (R). Nella Combinazione 1 dell'Approccio 1,

per le azioni si impiegano i coefficienti  $\gamma_F$  riportati nella colonna A1 delle Tabelle sopra citate. Nella Combinazione 2 dell'Approccio 1, si impiegano invece i coefficienti  $\gamma_F$  riportati nella colonna A2.

Nell'Approccio 2 si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le Azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale (R). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti  $\gamma_F$  riportati nella colonna A1.

I coefficienti parziali  $\gamma_M$  per i parametri geotecnici e i coefficienti  $\gamma_R$  che operano direttamente sulla resistenza globale di opere e sistemi geotecnici sono definiti nel successivo Capitolo 6.

Tabella 2.6.1 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali (1)	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Nella Tab. 2.6.1 il significato dei simboli è il seguente:

$\gamma_{G1}$  coefficiente parziale del peso proprio della struttura, nonché del peso proprio del terreno e dell'acqua, quando pertinenti;

$\gamma_{G2}$  coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

$\gamma_{Qi}$  coefficiente parziale delle azioni variabili.

Nel caso in cui l'azione sia costituita dalla spinta del terreno, per la scelta dei coefficienti parziali di sicurezza valgono le indicazioni riportate nel Cap. 6.

Il coefficiente parziale della precompressione si assume pari a  $\gamma_P = 1,0$ .

Altri valori di coefficienti parziali sono riportati nei capitoli successivi con riferimento a particolari azioni specifiche.

## 2.6.2 STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Le verifiche agli stati limite di esercizio riguardano le voci riportate al § 2.2.2.

Nel Cap. 4, per le condizioni non sismiche, e nel Cap. 7, per le condizioni sismiche, sono date specifiche indicazioni sulle verifiche in questione, con riferimento ai diversi materiali strutturali.

## 2.7 VERIFICHE ALLE TENSIONI AMMISSIBILI

Relativamente ai metodi di calcolo, è d'obbligo il Metodo agli stati limite di cui al § 2.6.

Per le costruzioni di tipo 1 e 2 e Classe d'uso I e II, limitatamente a siti ricadenti in Zona 4, è ammesso il Metodo di verifica alle tensioni ammissibili. Per tali verifiche si deve fare riferimento alle norme tecniche di cui al D.M. LL.PP. 14 febbraio 1992, per le strutture in calcestruzzo e in acciaio, al D.M. LL.PP. 20 novembre 1987, per le strutture in muratura e al D.M. LL.PP. 11 marzo 1988 per le opere e i sistemi geotecnici.

Le norme dette si debbono in tal caso applicare integralmente, salvo per i materiali e i prodotti, le azioni e il collaudo statico, per i quali valgono le prescrizioni riportate nelle presenti norme tecniche.

Le azioni sismiche debbono essere valutate assumendo pari a 5 il grado di sismicità S, quale definito al § B. 4 del D.M. LL.PP. 16 gennaio 1996, ed assumendo le modalità costruttive e di calcolo di cui al D.M. LL.PP. citato, nonché alla Circ. LL.PP. 10 aprile 1997,

n. 65/AA.GG. e relativi allegati.

### **Norme tecniche - 3. AZIONI SULLE COSTRUZIONI**

#### **3.1 OPERE CIVILI E INDUSTRIALI**

##### **3.1.1 GENERALITÀ**

Nel presente paragrafo vengono definiti i carichi, nominali e/o caratteristici, relativi a costruzioni per uso civile o industriale. La descrizione e la definizione dei carichi devono essere espressamente indicate negli elaborati progettuali.

Le azioni permanenti da inserire nelle combinazioni di cui al § 2.5.3 legate all'azione gravitazionale sono determinate a partire dalle dimensioni geometriche e dai pesi dell'unità di volume dei materiali di cui è composta la costruzione sia nelle parti strutturali sia in quelle non strutturali: i pesi dell'unità di volume e i carichi pertinenti devono essere definiti a partire da fonti riconosciute o dalle indicazioni dei §§ 3.1.2 e 3.1.3.

Nel § 3.1.4 sono fornite indicazioni sui valori dei carichi variabili da utilizzare nelle costruzioni: tali valori sono da considerare come valori nominali minimi.

I carichi sono in genere da considerare come applicati staticamente, salvo casi particolari in cui gli effetti dinamici devono essere debitamente valutati. Oltre che nella situazione definitiva d'uso, si devono considerare le azioni agenti in tutte le fasi esecutive della costruzione.

In fase di progetto, la robustezza dell'opera deve essere verificata imponendo azioni nominali convenzionali, in aggiunta alle altre azioni esplicite (non sismiche e da vento), applicate secondo due direzioni orizzontali ortogonali e consistenti in una frazione dei carichi pari all'1%, al fine di verificare il comportamento complessivo.

##### **3.1.2 PESI PROPRI DEI MATERIALI STRUTTURALI**

Per la determinazione dei pesi propri strutturali dei più comuni materiali possono essere assunti i valori dei pesi dell'unità di volume riportati nella Tab. 3.1.1.

##### **3.1.3 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI**

Sono considerati carichi permanenti non strutturali i carichi non rimovibili durante il normale esercizio della costruzione, quali quelli relativi a tamponature esterne, divisori interni, massetti, isolamenti, pavimenti e rivestimenti del piano di calpestio, intonaci, controsoffitti, impianti ed altro, ancorché in qualche caso sia necessario considerare situazioni transitorie in cui essi non siano presenti.

Essi devono essere valutati sulla base delle dimensioni effettive delle opere e dei pesi dell'unità di volume dei materiali costituenti.

In linea di massima, in presenza di orizzontamenti anche con orditura unidirezionale ma con capacità di ripartizione trasversale, i carichi permanenti portati ed i carichi variabili potranno assumersi, per la verifica d'insieme, come uniformemente ripartiti. In caso contrario, occorre valutarne le effettive distribuzioni.

I tramezzi e gli impianti leggeri di edifici per abitazioni e uffici possono assumersi, in genere, come carichi equivalenti distribuiti, purché i solai abbiano adeguata capacità di ripartizione trasversale.

###### **3.1.3.1 Elementi divisori interni**

Per gli orizzontamenti degli edifici per abitazioni e uffici, il peso proprio di elementi divisori interni potrà essere ragguagliato ad un carico permanente portato uniformemente distribuito  $g_{2k}$ , purché vengano adottate le misure costruttive atte ad assicurare una adeguata ripartizione del carico. Il carico uniformemente distribuito  $g_{2k}$  ora definito dipende dal peso proprio per unità di lunghezza  $G_{2k}$  delle partizioni nel modo seguente:

- per elementi divisori con  $G_2 \leq 1,00$  kN/m:  $g_2 = 0,40$  kN/m<sup>2</sup>;

- per elementi divisorii con  $1,00 < G_2 \leq 2,00$  kN/m:  $g_2 = 0,80$  kN/m<sup>2</sup>;
- per elementi divisorii con  $2,00 < G_2 \leq 3,00$  kN/m:  $g_2 = 1,20$  kN/m<sup>2</sup>;
- per elementi divisorii con  $3,00 < G_2 \leq 4,00$  kN/m:  $g_2 = 1,60$  kN/m<sup>2</sup>;
- per elementi divisorii con  $4,00 < G_2 \leq 5,00$  kN/m:  $g_2 = 2,00$  kN/m<sup>2</sup>.

Elementi divisorii interni con peso proprio maggiore devono essere considerati in fase di progettazione, tenendo conto del loro effettivo posizionamento sul solaio.

Tabella 3.1.I - Pesii dell'unit  di volume dei principali materiali strutturali

MATERIALI	PESO UNITA' DI VOLUME [kN/m <sup>3</sup> ]
Calcestruzzi cementizi e malte	
Calcestruzzo ordinario	24,0
Calcestruzzo armato (e/o precompresso)	25,0
Calcestruzzi «leggeri» da determinarsi caso per caso	14,0 ÷ 20,0
Calcestruzzi «pesanti» da determinarsi caso per caso	28,0 ÷ 50,0
Malta di calce	18,0
Malta di cemento	21,0
Calce in polvere	10,0
Cemento in polvere	14,0
Sabbia	17,0
Metalli e leghe	
Acciaio	78,5
Ghisa	72,5
Alluminio	27,0
Materiale lapideo	
Tufo vulcanico	17,0
Calcare compatto	26,0
Calcare tenero	22,0
Gesso	13,0
Granito	27,0
Laterizio (pieno)	18,0
Legnami	
Conifere e pioppo	4,0 ÷ 6,0
Latifoglie (escluso pioppo)	6,0 ÷ 8,0
Sostanze varie	
Acqua dolce (chiara)	9,81
Acqua di mare (chiara)	10,1
Carta	10,0
Vetro	25,0

Per materiali non compresi nella tabella si potr  far riferimento a specifiche indagini sperimentali o a normative di comprovata validit  assumendo i valori nominali come valori caratteristici.

### 3.1.4 CARICHI VARIABILI

I carichi variabili comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera; i modelli di tali azioni possono essere costituiti da:

- carichi verticali uniformemente distribuiti  $q_k$  [kN/m<sup>2</sup>];
- carichi verticali concentrati  $Q_k$  [kN];
- carichi orizzontali lineari  $H_k$  [kN/m].

I valori nominali e/o caratteristici  $q_k$ ,  $Q_k$  ed  $H_k$  sono riportati nella Tab. 3.1.II. Tali valori sono comprensivi degli effetti dinamici ordinari, purch  non vi sia rischio di risonanza delle strutture.

I carichi verticali concentrati  $Q_k$  formano oggetto di verifiche locali distinte e non vanno sovrapposti ai corrispondenti carichi verticali ripartiti; essi devono essere applicati su impronte di carico appropriate all'utilizzo ed alla forma dell'orizzontamento; in assenza di precise indicazioni può essere considerata una forma dell'impronta di carico quadrata pari a 50 x 50 mm, salvo che per le rimesse ed i parcheggi, per i quali i carichi si applicano su due impronte di 200 x 200 mm, distanti assialmente di 1,80 m.

Tabella 3.1.II - Valori dei carichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici

Cat.	Ambienti	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]	$H_k$ [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale. Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi, (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	2,00	2,00	1,00
	Uffici.			
B	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento			
	Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole	3,00	2,00	1,00
	Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune	5,00	5,00	3,00
D	Ambienti ad uso commerciale.			
	Cat. D1 Negozi	4,00	4,00	2,00
E	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie ...	5,00	5,00	2,00
	Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale.			
	Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	$\geq 6,00$	6,00	1,00 *
F-G	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	-	-	-
	Rimesse e parcheggi.			
	Cat. F Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN	2,50	2 x 10,00	1,00 **
H	Cat. G Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN: da valutarsi caso per caso	-	-	-
	Coperture e sottotetti			
	Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione	0,50	1,20	1,00
H	Cat. H2 Coperture praticabili	secondo categoria di appartenenza		
	Cat. H3 Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso	-	-	-

\* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati

\*\* per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso

I valori riportati nella Tab. 3.1.II sono riferiti a condizioni di uso corrente delle rispettive categorie. Altri regolamenti potranno imporre valori superiori, in relazione ad esigenze specifiche.

In presenza di carichi atipici (quali macchinari, serbatoi, depositi interni, impianti, ecc.) le intensità devono essere valutate caso per caso, in funzione dei massimi prevedibili: tali valori dovranno essere indicati esplicitamente nelle documentazioni di progetto e di collaudo statico.

#### 3.1.4.1 Carichi variabili orizzontali

I carichi variabili orizzontali (lineari) indicati nella Tab. 3.1.II, devono essere utilizzati per verifiche locali e non si sommano ai carichi utilizzati nelle verifiche dell'edificio nel suo insieme.

I carichi orizzontali lineari  $H_k$  devono essere applicati a pareti - alla quota di 1,20 m dal rispettivo piano di calpestio - ed a parapetti o mancorrenti - alla quota del bordo superiore.

In proposito deve essere precisato che tali verifiche locali riguardano, in relazione alle condizioni d'uso, gli elementi verticali bidimensionali quali tramezzi, pareti, tamponamenti esterni, comunque realizzati, con esclusione di divisori mobili (che comunque devono garantire sufficiente stabilità in esercizio).

Il soddisfacimento della prescrizione può essere documentato anche per via sperimentale, e comunque mettendo in conto i vincoli che il manufatto possiede e tutte le risorse che il tipo costruttivo consente.

### 3.2 AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla «pericolosità sismica di base» del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita al § 3.2.2), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$ , come definite nel § 3.2.1, nel periodo di riferimento  $V_R$ , come definito nel § 2.4. In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica del sito.

Ai fini della presente normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

$a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito;

$F_o$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

$T^*_c$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

In allegato alla presente norma, per tutti i siti considerati, sono forniti i valori di  $a_g$ ,  $F_o$  e  $T^*_c$  necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

#### 3.2.1 STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITA' DI SUPERAMENTO

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite di esercizio sono:

- Stato Limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

- Stato Limite di Danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva Tab. 3.2.I.

Tabella 3.2.I - Probabilità di superamento  $P_{VR}$  al variare dello stato limite considerato

Stati Limite	$P_{VR}$ : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V_R$	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Qualora la protezione nei confronti degli stati limite di esercizio sia di prioritaria importanza, i valori di  $P_{VR}$  forniti in tabella devono essere ridotti in funzione del grado di protezione che si vuole raggiungere.

### 3.2.2 CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

#### Categorie di sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi, come indicato nel § 7.11.3. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento (Tab. 3.2.II e 3.2.III).

Tabella 3.2.II - Categorie di sottosuolo

Categoria	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Fatta salva la necessità della caratterizzazione geotecnica dei terreni nel volume significativo <sup>(6)</sup> ai fini della identificazione della categoria di sottosuolo, la classificazione si effettua in base ai valori della velocità equivalente  $V_{s,30}$  di propagazione delle onde di taglio (definita successivamente) entro i primi 30 m di profondità. Per le fondazioni superficiali, tale profondità è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione.

La misura diretta della velocità di propagazione delle onde di taglio è fortemente raccomandata. Nei casi in cui tale determinazione non sia disponibile, la classificazione può essere effettuata in base ai valori del numero equivalente di colpi della prova penetrometrica dinamica (Standard Penetration Test)  $N_{SPT,30}$  (definito successivamente) nei terreni prevalentemente a grana grossa e della resistenza non drenata equivalente  $c_{u,30}$  (definito successivamente) nei terreni prevalentemente a grana fina.

Per queste cinque categorie di sottosuolo, le azioni sismiche sono definite al § 3.2.3 delle presenti norme.

Per sottosuoli appartenenti alle ulteriori categorie S1 ed S2 di seguito indicate (Tab. 3.2.III), è necessario predisporre specifiche analisi per la definizione delle azioni sismiche, particolarmente nei casi in cui la presenza di terreni suscettibili di liquefazione e/o di argille d'elevata sensibilità possa comportare fenomeni di collasso del terreno.

Tabella 3.2.III - Categorie aggiuntive di sottosuolo

Categoria	Descrizione
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

La velocità equivalente delle onde di taglio  $V_{s,30}$  è definita dall'espressione

$$V_{s,30} = 30 / \sum_{i=1,N} h_i / V_{s,i} \text{ [m/s]} \quad (3.2.1)$$

La resistenza penetrometrica dinamica equivalente  $N_{SPT,30}$  è definita dall'espressione

$$N_{SPT,30} = \sum_{i=1,N} h_i / \sum_{i=1,N} h_i / N_{SPT,i} \quad (3.2.2)$$

La resistenza non drenata equivalente  $c_{u,30}$  è definita dall'espressione

$$c_{u,30} = \sum_{i=1,k} h_i / \sum_{i=1,k} h_i / c_{u,i} \quad (3.2.3)$$

Nelle precedenti espressioni si indica con:

$h_i$  spessore (in metri) dell'*i*-esimo strato compreso nei primi 30 m di profondità;

$V_{s,i}$  velocità delle onde di taglio nell'*i*-esimo strato;

$N_{SPT,i}$  numero di colpi  $N_{SPT}$  nell'*i*-esimo strato;

$c_{u,i}$  resistenza non drenata nell'*i*-esimo strato;

$N$  numero di strati compresi nei primi 30 m di profondità;

$M$  numero di strati di terreni a grana grossa compresi nei primi 30 m di profondità;

$K$  numero di strati di terreni a grana fina compresi nei primi 30 m di profondità.

Nel caso di sottosuoli costituiti da stratificazioni di terreni a grana grossa e a grana fina, distribuite con spessori confrontabili nei primi 30 m di profondità, ricadenti nelle categorie da A ad E, quando non si disponga di misure dirette della velocità delle onde di taglio si può procedere come segue:

- determinare  $N_{SPT,30}$  limitatamente agli strati di terreno a grana grossa compresi entro i primi 30 m di profondità;
- determinare  $c_{u,30}$  limitatamente agli strati di terreno a grana fina compresi entro i primi 30 m di profondità;
- individuare le categorie corrispondenti singolarmente ai parametri  $N_{SPT,30}$  e  $c_{u,30}$ ;
- riferire il sottosuolo alla categoria peggiore tra quelle individuate al punto precedente.

Condizioni topografiche



Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione (Tab. 3.2.IV):

Tabella 3.2.IV - Categorie topografiche

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Le suesposte categorie topografiche si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

### 3.2.3 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

#### 3.2.3.1 Descrizione del moto sismico in superficie e sul piano di fondazione

Ai fini delle presenti norme l'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X ed Y ed una verticale contrassegnata da Z, da considerare tra di loro indipendenti. Salvo quanto specificato nel § 7.11 per le opere e i sistemi geotecnici la componente verticale verrà considerata ove espressamente specificato (v. Cap. 7) e purché il sito nel quale la costruzione sorge non sia in Zone 3 e 4.

Le componenti possono essere descritte, in funzione del tipo di analisi adottata, mediante una delle seguenti rappresentazioni:

- accelerazione massima attesa in superficie;
- accelerazione massima e relativo spettro di risposta attesi in superficie;
- accelerogramma.

Sulla base di apposite analisi di risposta sismica locale si può poi passare dai valori in superficie ai valori sui piani di riferimento definiti nel § 3.2.2; in assenza di tali analisi l'azione in superficie può essere assunta come agente su tali piani.

Le due componenti ortogonali indipendenti che descrivono il moto orizzontale sono caratterizzate dallo stesso spettro di risposta o dalle due componenti accelerometriche orizzontali del moto sismico.

La componente che descrive il moto verticale è caratterizzata dal suo spettro di risposta o dalla componente accelerometrica verticale. In mancanza di documentata informazione specifica, in via semplificata l'accelerazione massima e lo spettro di risposta della componente verticale attesa in superficie possono essere determinati sulla base dell'accelerazione massima e dello spettro di risposta delle due componenti orizzontali. La componente accelerometrica verticale può essere correlata alle componenti accelerometriche orizzontali del moto sismico.

Per la definizione delle forme spettrali (spettri elastici e spettri di progetto) e degli accelerogrammi, si rimanda ai paragrafi successivi.

#### 3.2.3.2 Spettro di risposta elastico in accelerazione

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima  $a_g$  su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di  $a_g$  variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$  (v. § 2.4 e § 3.2.1).

Gli spettri così definiti possono essere utilizzati per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4,0 s. Per strutture con periodi fondamentali superiori lo spettro deve essere definito da apposite analisi ovvero l'azione sismica deve essere descritta mediante accelerogrammi. Analogamente si opera in presenza di sottosuoli di categoria S1 o S2.

##### 3.2.3.2.1 Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali

Quale che sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$  considerata, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \left[ T / T_B + 1 / \eta \cdot F_o (1 - T / T_B) \right] \quad (3.2.4)$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o (T_C / T)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o (T_C T_D / T^2)$$

nelle quali  $T$  ed  $S_e$  sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale. Nelle (3.2.4) inoltre

$S$  è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente

$$S = S_s \cdot S_T, \quad (3.2.5)$$

essendo  $S_s$  il coefficiente di amplificazione stratigrafica (vedi Tab. 3.2.V) e  $S_T$  il coefficiente di amplificazione topografica (vedi Tab. 3.2.VI);

$\eta$  è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali  $\xi$  diversi dal 5%, mediante la relazione

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55, \quad (3.2.6)$$

dove  $\xi$  (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;

$F_o$  è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;

$T_C$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da

$$T_C = C_C \cdot T^*_C \quad (3.2.7)$$

dove  $T^*_C$  è definito al § 3.2 e  $C_C$  è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (vedi Tab. 3.2.V);

$T_B$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante,

$$T_B = T_C/3 \quad (3.2.8)$$

$T_D$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4,0 \cdot (A_g/g) + 1,6 \quad (3.2.9.)$$

Per categorie speciali di sottosuolo, per determinati sistemi geotecnici o se si intenda aumentare il grado di accuratezza nella previsione dei fenomeni di amplificazione, le azioni sismiche da considerare nella progettazione possono essere determinate mediante più rigorose analisi di risposta sismica locale. Queste analisi presuppongono un'adeguata conoscenza delle proprietà geotecniche dei terreni e, in particolare, delle relazioni sforzi-deformazioni in campo ciclico, da determinare mediante specifiche indagini e prove.

In mancanza di tali determinazioni, per le componenti orizzontali del moto e per le categorie di sottosuolo di fondazione definite nel § 3.2.2, la forma spettrale su sottosuolo di categoria A è modificata attraverso il coefficiente stratigrafico  $S_s$ , il coefficiente topografico  $S_T$  e il coefficiente  $C_C$  che modifica il valore del periodo  $T_C$ .

Amplificazione stratigrafica

Per sottosuolo di categoria A i coefficienti  $S_s$  e  $C_c$  valgono 1.

Per le categorie di sottosuolo B, C, D ed E i coefficienti  $S_s$  e  $C_c$  possono essere calcolati, in funzione dei valori di  $F_0$  e  $T^*_c$  relativi al sottosuolo di categoria A, mediante le espressioni fornite nella Tab. 3.2.V, nelle quali  $g$  è l'accelerazione di gravità ed il tempo è espresso in secondi.

Tabella 3.2.V - Espressioni di  $S_s$  e di  $C_c$

Categoria sottosuolo	$S_s$	$C_c$
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 a_g/g \leq 1,20 g$	$1,10 \cdot (T^*_c)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 a_g/g \leq 1,50 g$	$1,05 \cdot (T^*_c)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 a_g/g \leq 1,80 g$	$1,25 \cdot (T^*_c)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 a_g/g \leq 1,60 g$	$1,15 \cdot (T^*_c)^{-0,40}$

#### Amplificazione topografica

Per tener conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico  $S_T$  riportati nella Tab. 3.2.VI, in funzione delle categorie topografiche definite in § 3.2.2 e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento.

Tabella 3.2.VI - Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1		1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

La variazione spaziale del coefficiente di amplificazione topografica è definita da un decremento lineare con l'altezza del pendio o rilievo, dalla sommità o cresta fino alla base dove  $S_T$  assume valore unitario.

#### 3.2.3.2.2 Spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale è definito dalle espressioni seguenti:

$$0 \leq T < T_B \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot [T / T_B + 1 / \eta \cdot F_v (1 - T / T_B)] \quad (3.2.10)$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v (T_C / T)$$

$$T_D \leq T \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot (T_C \cdot T_D / T^2)$$

nelle quali  $T$  e  $S_{ve}$  sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale verticale e  $F_v$  è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno  $a_g$  su sito di riferimento rigido orizzontale, mediante la relazione:

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot (a_g / g)^{0,5} \quad (3.2.11)$$

I valori di  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $S$ ,  $\eta$  sono definiti nel § 3.2.3.2.1 per le componenti orizzontali; i valori di  $S_s$ ,  $T_B$ ,  $T_C$  e  $T_D$ , salvo più accurate determinazioni, sono quelli riportati nella Tab. 3.2.VII.

Tabella 3.2.VII - Valori dei parametri dello spettro di risposta elastico della componente verticale

Categoria di sottosuolo	$S_s$	$T_B$	$T_C$	$T_D$
A, B, C, D, E	1,0	0,05 s	0,15 s	1,0 s

Per tener conto delle condizioni topografiche, in assenza di specifiche analisi si utilizzano i valori del coefficiente topografico  $S_T$  riportati in Tab. 3.2.VI.

### 3.2.3.2.3 Spettro di risposta elastico in spostamento delle componenti orizzontali

Lo spettro di risposta elastico in spostamento delle componenti orizzontali  $S_{De}(T)$  si ricava dalla corrispondente risposta in accelerazione  $S_e(T)$  mediante la seguente espressione:

$$S_{De}(T) = S_e(T) \times (T / 2\pi)^2$$

purché il periodo di vibrazione  $T$  non ecceda i valori  $T_E$  indicati in Tab. 3.2.VIII.

Tabella 3.2.VIII - Valori dei parametri  $T_E$  e  $T_F$

Categoria sottosuolo	$T_E$ [s]	$T_F$ [s]
A	4,5	10,0
B	5,0	10,0
C, D, E	6,0	10,0

Per periodi di vibrazione eccedenti  $T_E$ , le ordinate dello spettro possono essere ottenute dalle formule seguenti:

per  $T_E < T \leq T_F$

$$S_{De}(T) = 0,025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \cdot [F_o \cdot \eta + (1 - F_o \cdot \eta) \cdot T - T_E / T_F - T_E] \quad (3.2.13)$$

per  $T > T_F$

$$S_{De}(T) = d_g \quad (3.2.14)$$

dove tutti i simboli sono già stati definiti, ad eccezione di  $d_g$ , definito nel paragrafo successivo.

### 3.2.3.3 Spostamento orizzontale e velocità orizzontale del terreno

I valori dello spostamento orizzontale  $d_g$  e della velocità orizzontale  $v_g$  massimi del terreno sono dati dalle seguenti espressioni:

$$d_g = 0,025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D$$

$$v_g = 0,16 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \quad (3.2.15)$$

dove  $a_g$ ,  $S$ ,  $T_C$ ,  $T_D$  assumono i valori già utilizzati al § 3.2.3.2.1.

### 3.2.3.4 Spettri di progetto per gli stati limite di esercizio

Per gli stati limite di esercizio lo spettro di progetto  $S_d(T)$  da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$  considerata (v. §§ 2.4 e 3.2.1).

### 3.2.3.5 Spettri di progetto per gli stati limite ultimi

Qualora le verifiche agli stati limite ultimi non vengano effettuate tramite l'uso di opportuni accelerogrammi ed analisi dinamiche al passo, ai fini del progetto o della verifica delle strutture le capacità dissipative delle strutture possono essere messe in conto attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tiene conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovraresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni. In tal caso, lo spettro di progetto  $S_d(T)$  da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$  considerata (v. §§ 2.4 e 3.2.1), con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule 3.2.4  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura definito nel capitolo 7.

Si assumerà comunque  $S_d(T) \geq 0,2a_g$ .

### 3.2.3.6 Impiego di accelerogrammi

Gli stati limite, ultimi e di esercizio, possono essere verificati mediante l'uso di accelerogrammi, o artificiali o simulati o naturali. Ciascun accelerogramma descrive una componente, orizzontale o verticale, dell'azione sismica; l'insieme delle tre componenti (due orizzontali, tra loro ortogonali ed una verticale) costituisce un gruppo di accelerogrammi.

La durata degli accelerogrammi artificiali deve essere stabilita sulla base della magnitudo e degli altri parametri fisici che determinano la scelta del valore di  $a_g$  e di  $S_s$ . In assenza di studi specifici la durata della parte pseudo-stazionaria degli accelerogrammi deve essere almeno pari a 10 s; la parte pseudo-stazionaria deve essere preceduta e seguita da tratti di ampiezza crescente da zero e decrescente a zero, di modo che la durata complessiva dell'accelerogramma sia non inferiore a 25 s.

Gli accelerogrammi artificiali devono avere uno spettro di risposta elastico coerente con lo spettro di risposta adottato nella progettazione. La coerenza con lo spettro elastico è da verificare in base alla media delle ordinate spettrali ottenute con i diversi accelerogrammi, per un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente  $\xi$  del 5%. L'ordinata spettrale media non deve presentare uno scarto in difetto superiore al 10%, rispetto alla corrispondente componente dello spettro elastico, in alcun punto del maggiore tra gli intervalli  $0,15s \div 2,0s$  e  $0,15s \div 2T$ , in cui  $T$  è il periodo fondamentale di vibrazione della struttura in campo elastico, per le verifiche agli stati limite ultimi, e  $0,15s \div 1,5T$ , per le verifiche agli stati limite di esercizio. Nel caso di costruzioni con isolamento sismico, il limite superiore dell'intervallo di coerenza è assunto pari a  $1,2 T_{is}$ , essendo  $T_{is}$  il periodo equivalente della struttura isolata, valutato per gli spostamenti del sistema d'isolamento prodotti dallo stato limite in esame.

L'uso di accelerogrammi artificiali non è ammesso nelle analisi dinamiche di opere e sistemi geotecnici.

L'uso di accelerogrammi generati mediante simulazione del meccanismo di sorgente e della propagazione è ammesso a condizione che siano adeguatamente giustificate le ipotesi relative alle caratteristiche sismogenetiche della sorgente e del mezzo di propagazione.

L'uso di accelerogrammi registrati è ammesso, a condizione che la loro scelta sia rappresentativa della sismicità del sito e sia adeguatamente giustificata in base alle caratteristiche sismogenetiche della sorgente, alle condizioni del sito di registrazione, alla magnitudo, alla distanza dalla sorgente e alla massima accelerazione orizzontale attesa al sito.

Gli accelerogrammi registrati devono essere selezionati e scalati in modo da approssimare gli spettri di risposta nel campo di periodi di interesse per il problema in esame.

### 3.2.4 COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA CON LE ALTRE AZIONI

Nel caso delle costruzioni civili e industriali le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio devono essere effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni già fornita in § 2.5.3 e che qui si riporta:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad (3.2.16)$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad (3.2.17)$$

I valori dei coefficienti  $\psi_{2j}$  sono riportati nella Tabella 2.5.I

Nel caso dei ponti, nelle espressioni 3.2.16 e 3.2.17 si assumerà per i carichi dovuti al transito dei mezzi  $\psi_{2j} = 0,2$ , quando rilevante.

### 3.2.5 EFFETTI DELLA VARIABILITÀ SPAZIALE DEL MOTO

#### 3.2.5.1 Variabilità spaziale del moto

Nei punti di contatto con il terreno di opere con sviluppo longitudinale significativo, il moto sismico può avere caratteristiche differenti, a causa del carattere asincrono del fenomeno di propagazione, delle disomogeneità e discontinuità eventualmente presenti, e della diversa risposta locale del terreno.

Degli effetti sopra indicati dovrà tenersi conto quando tali effetti possono essere significativi e in ogni caso quando le condizioni di sottosuolo siano così variabili lungo lo sviluppo dell'opera da richiedere l'uso di accelerogrammi o di spettri di risposta diversi.

In assenza di modelli fisicamente più accurati e adeguatamente documentati, un criterio di prima approssimazione per tener conto della variabilità spaziale del moto consiste nel sovrapporre agli effetti dinamici, valutati ad esempio con lo spettro di risposta, gli effetti pseudo-statici indotti dagli spostamenti relativi.

Nel dimensionamento delle strutture in elevazione tali effetti possono essere trascurati quando il sistema fondazione-terreno sia sufficientemente rigido da rendere minimi gli spostamenti relativi. Negli edifici ciò avviene, ad esempio, quando si collegano in modo opportuno i plinti di fondazione.

Gli effetti dinamici possono essere valutati adottando un'unica azione sismica, corrispondente alla categoria di sottosuolo che induce le sollecitazioni più severe.

Qualora l'opera sia suddivisa in porzioni, ciascuna fondata su sottosuolo di caratteristiche ragionevolmente omogenee, per ciascuna di esse si adotterà l'appropriata azione sismica.

### 3.2.5.2 Spostamento assoluto e relativo del terreno

Il valore dello spostamento assoluto orizzontale massimo del suolo ( $d_g$ ) può ottenersi utilizzando l'espressione 3.2.15.

Nel caso in cui sia necessario valutare gli effetti della variabilità spaziale del moto richiamati nel paragrafo precedente, il valore dello spostamento relativo tra due punti  $i$  e  $j$  caratterizzati dalle proprietà stratigrafiche del rispettivo sottosuolo ed il cui moto possa considerarsi indipendente, può essere stimato secondo l'espressione seguente:

$$d_{ij\max} = 1,25 \sqrt{d_{gi}^2 + d_{gj}^2} \quad (3.2.18)$$

dove  $d_{gi}$  e  $d_{gj}$  sono gli spostamenti massimi del suolo nei punti  $i$  e  $j$ , calcolati con riferimento alle caratteristiche locali del sottosuolo.

Il moto di due punti del terreno può considerarsi indipendente per punti posti a distanze notevoli, in relazione al tipo di sottosuolo; il moto è reso indipendente anche dalla presenza di forti variabilità orografiche tra i punti.

In assenza di forti discontinuità orografiche, lo spostamento relativo tra punti a distanza  $x$  si può valutare con l'espressione:

$$d_{ij}(x) = d_{ij0} + (d_{ij\max} - d_{ij0}) [1 - e^{-1,25(x/v_s)^{0,7}}] \quad (3.2.19)$$

dove  $v_s$  è la velocità di propagazione delle onde di taglio in m/s e  $d_{ij0}$ , spostamento relativo tra due punti a piccola distanza, è dato dall'espressione

$$d_{ij0}(x) = 1,25 |d_{gi} - d_{gj}| \quad (3.2.20)$$

Per punti a distanza inferiore a 20 m lo spostamento relativo, se i punti ricadono su sottosuoli differenti, è rappresentato da  $d_{ij0}$ ; se i punti ricadono su sottosuolo dello stesso tipo, lo spostamento relativo può essere stimato, anziché con l'espressione 3.2.19, con le espressioni

$$d_{ij}(x) = (d_{ij\max} / v_s) \cdot 2,3x \text{ per sottoposto tipo D}$$

$$d_{ij}(x) = (d_{ij\max} / v_s) \cdot 3,0x \text{ per sottoposto di tipo diverso da D} \quad (3.2.21)$$

## 3.3 AZIONI DEL VENTO

### 3.3.1 GENERALITA'

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici.

Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte alle azioni statiche equivalenti definite al § 3.3.3. Peraltro, per le costruzioni di forma o tipologia inusuale, oppure di grande altezza o lunghezza, o di rilevante snellezza e leggerezza, o di notevole flessibilità e ridotte capacità dissipative, il vento può dare luogo ad effetti la cui valutazione richiede l'uso di metodologie di calcolo e sperimentali adeguate allo stato dell'arte e che tengano conto della dinamica del sistema.

### 3.3.2 VELOCITA' DI RIFERIMENTO

La velocità di riferimento  $v_b$  è il valore caratteristico della velocità del vento a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione II (vedi Tab. 3.3.II), mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni.

In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche  $v_b$  è data dall'espressione:

$$v_b = v_{b,0} \text{ per } a_s \leq a_0$$

$$v_b = v_{b,0} + k_a(a_s - a_0) \text{ per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m (3.3.1)}$$

dove:

$v_{b,0}$ ,  $a_0$ ,  $k_a$  sono parametri forniti nella Tab. 3.3.I e legati alla regione in cui sorge la costruzione in esame, in funzione delle zone definite in Fig. 3.3.1;

$a_s$  è l'altitudine sul livello del mare (in m) del sito ove sorge la costruzione.

Tabella 3.3.I - Valori dei parametri  $v_{b,0}$ ,  $a_0$ ,  $k_a$

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	$a_0$ [m]	$k_a$ [1/s]
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino-Alto Adige, Veneto, Friuli-Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,010
2	Emilia-Romagna	25	750	0,015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,020
7	Liguria	28	1000	0,015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,020

Per altitudini superiori a 1500 m sul livello del mare si potrà fare riferimento alle condizioni locali di clima e di esposizione. I valori della velocità di riferimento possono essere ricavati da dati supportati da opportuna documentazione o da indagini statistiche adeguatamente comprovate. Fatte salve tali valutazioni, comunque raccomandate in prossimità di vette e crinali, i valori utilizzati non dovranno essere minori di quelli previsti per 1500 m di altitudine.

Scarica il file

Figura 3.3.1 - Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

### 3.3.3 AZIONI STATICHE EQUIVALENTI

Le azioni statiche del vento sono costituite da pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici, sia esterne che interne, degli elementi che compongono la costruzione.

L'azione del vento sul singolo elemento viene determinata considerando la combinazione più gravosa della pressione agente sulla superficie esterna e della pressione agente sulla superficie interna dell'elemento.

Nel caso di costruzioni o elementi di grande estensione, si deve inoltre tenere conto delle azioni tangenti esercitate dal vento.

L'azione d'insieme esercitata dal vento su una costruzione è data dalla risultante delle azioni sui singoli elementi, considerando come direzione del vento, quella corrispondente ad uno degli assi principali della pianta della costruzione; in casi particolari, come ad esempio per le torri a base quadrata o rettangolare, si deve considerare anche l'ipotesi di vento spirante secondo la direzione di una delle diagonali.

### 3.3.4 PRESSIONE DEL VENTO

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_b C_e C_p C_d \quad (3.3.2)$$

dove

$q_b$  è la pressione cinetica di riferimento di cui al § 3.3.6;

$C_e$  è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.3.7;

$C_p$  è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento;

$C_d$  è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali. Indicazioni per la sua valutazione sono riportate al § 3.3.8.

### 3.3.5 AZIONE TANGENZIALE DEL VENTO

L'azione tangente per unità di superficie parallela alla direzione del vento è data dall'espressione:

$$p_f = q_b C_e C_f \quad (3.3.3)$$

dove

$q_b$ ,  $C_e$  sono definiti ai §§ 3.3.6 e 3.3.7;

$C_f$  è il coefficiente d'attrito, funzione della scabrezza della superficie sulla quale il vento esercita l'azione tangente. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

### 3.3.6 PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO

La pressione cinetica di riferimento  $q_b$  (in  $N/m^2$ ) è data dall'espressione:

$$q_b = 1 / 2 \rho v_b^2 \quad (3.3.4)$$

dove

$v_b$  è la velocità di riferimento del vento (in m/s);

$\rho$  è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a  $1,25 \text{ kg/m}^3$ .

### 3.3.7 COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE



Il coefficiente di esposizione  $c_e$  dipende dall'altezza  $z$  sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. In assenza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la costruzione, per altezze sul suolo non maggiori di  $z = 200$  m, esso è dato dalla formula:

$$c_e(Z) = k_r^2 c_t 1n(z/z_0) [7 + c_t 1n(z/z_0)] \text{ per } z \geq z_{\min} \quad (3.3.5)$$

$$c_e(Z) = c_e(z_{\min}) \text{ per } z < z_{\min}$$

dove

$k_r$ ,  $z_0$ ,  $z_{\min}$  sono assegnati in Tab. 3.3.II in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;

$c_t$  è il coefficiente di topografia.

Tabella 3.3.II - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

Categoria di esposizione del sito	$k_r$	$Z_0$ [m]	$Z_{\min}$ [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

In mancanza di analisi specifiche, la categoria di esposizione è assegnata nella Fig. 3.3.2 in funzione della posizione geografica del sito ove sorge la costruzione e della classe di rugosità del terreno definita in Tab. 3.3.III. Nelle fasce entro i 40 km dalla costa delle zone 1, 2, 3, 4, 5 e 6, la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.

Il coefficiente di topografia  $c_t$  è posto generalmente pari a 1, sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose e montane. In questo caso, la Fig. 3.3.3 riporta le leggi di variazione di  $c_e$  per le diverse categorie di esposizione.

Nel caso di costruzioni ubicate presso la sommità di colline o pendii isolati il coefficiente di topografia  $c_t$  può essere valutato dal progettista con analisi più approfondite.

Tabella 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,....); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,....)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinché una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

Scarica il file

Figura 3.3.2 - Definizione delle categorie di esposizione

Scarica il file

Figura 3.3.3 - Andamento del coefficiente di esposizione  $c_e$  con la quota (per  $c_t = 1$ )

### 3.3.8 COEFFICIENTE DINAMICO

Il coefficiente dinamico tiene in conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura.

Esso può essere assunto cautelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

### 3.3.9 PARTICOLARI PRECAUZIONI PROGETTUALI

Strutture particolarmente deformabili, quali antenne, ciminiere, ponti o strutture sorrette da cavi, devono essere verificate anche rispetto ai fenomeni di interazione vento-struttura, i quali possono indurre vibrazioni strutturali, degrado delle caratteristiche di rigidità della struttura, o fatica nei collegamenti. Le verifiche di non superamento di stati limite ultimi e di esercizio saranno condotte mediante procedimenti analitici, sperimentali o numerici che tengano conto delle conoscenze attuali in materia.

L'azione del vento può assumere, inoltre, particolare rilievo per la presenza in uno stesso sito di più corpi strutturali. Nel progetto di strutture non usuali per forma, tipologia, dimensione e collocazione urbanistica, si dovrà procedere ad una valutazione accurata della risposta al vento, mediante comprovati metodi sperimentali o numerici.

#### 3.3.9.1 Effetti torsionali

Nel caso di costruzioni di grandi dimensioni o di forma non simmetrica, quali gli edifici alti, gli impalcati da ponte e le strutture di sostegno per insegne pubblicitarie di grandi dimensioni, le azioni del vento inducono effetti torsionali che possono essere incrementati dalla risposta dinamica della struttura investita.

Tali effetti possono essere valutati, quando rilevanti, mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

#### 3.3.9.2 Distacco di vortici

Per strutture o elementi strutturali snelli di forma cilindrica, quali ciminiere, torri per l'illuminazione, elementi di travi reticolari, ponti ed edifici alti, si deve tener conto dell'effetto dinamico dovuto al distacco alternato dei vortici da un lato e dall'altro del corpo investito dal vento. Esso produce una forza ciclica ortogonale alla direzione del vento e all'asse del corpo cilindrico, la cui frequenza  $f_s$  è data dalla formula di Strouhal:

$$f_s = S_t \cdot v/b \quad (3.3.6)$$

dove:

$b$  è la dimensione della sezione trasversale perpendicolare alla direzione del vento;

$v$  è la velocità media del vento;

$S_t$  è il numero di Strouhal, funzione della forma della sezione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento. A titolo indicativo,  $S_t = 0,2$  nel caso di sezioni circolari.

Quando la frequenza del distacco dei vortici eguaglia una frequenza propria della struttura, si realizzano condizioni di risonanza con ampiezze tanto più grandi quanto più piccolo è lo smorzamento e la massa della struttura.

Quando siano da temersi importanti effetti di fatica causati dalla continuità dell'azione del distacco dei vortici, occorrerà adottare particolari cautele ed effettuare opportune verifiche basate su prove sperimentali e metodi analitici comprovati.

#### 3.3.9.3 Fenomeni di natura aeroelastica

L'azione del vento sulle costruzioni o loro elementi consiste in generale nella sovrapposizione di forze di natura aerodinamica (sostanzialmente indipendenti dal moto relativo fra la struttura e il fluido) e di natura aeroelastica (o autoeccitate, la cui presenza è dovuta al moto relativo fra la struttura e il fluido).

Le forze aeroelastiche, funzioni del moto e delle velocità del vento, cambiano il comportamento della struttura modificando frequenze proprie e fattori di smorzamento.

Si definiscono critiche le velocità del vento il cui superamento rende negativo lo smorzamento e/o labile la struttura. La prima situazione dà luogo a fenomeni aeroelastici comunemente chiamati galloping, tipico di elementi strutturali non circolari, o flutter, tipico di ponti sospesi o strallati o di profili alari. La seconda situazione dà luogo a un fenomeno aeroelastico comunemente chiamato divergenza, tipico delle lastre molto sottili, ad esempio i cartelloni pubblicitari.

Questi fenomeni devono essere studiati con opportune prove aeroelastiche in galleria del vento e con procedimenti analitici adeguatamente comprovati.

### 3.4 AZIONI DELLA NEVE

#### 3.4.1 CARICO NEVE

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t \quad (3.3.7)$$

dove:

$q_s$  è il carico neve sulla copertura;

$\mu_i$  è il coefficiente di forma della copertura, fornito al successivo § 3.4.5;

$q_{sk}$  è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m<sup>2</sup>], fornito al successivo § 3.4.2 per un periodo di ritorno di 50 anni;

$C_E$  è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.4.3;

$C_t$  è il coefficiente termico di cui al § 3.4.4.

Si ipotizza che il carico agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

#### 3.4.2 VALORE CARATTERISTICO DEL CARICO NEVE AL SUOLO

Il carico neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona.

In mancanza di adeguate indagini statistiche e specifici studi locali, che tengano conto sia dell'altezza del manto nevoso che della sua densità, il carico di riferimento neve al suolo, per località poste a quota inferiore a 1500 m sul livello del mare, non dovrà essere assunto minore di quello calcolato in base alle espressioni riportate nel seguito, cui corrispondono valori associati ad un periodo di ritorno pari a 50 anni (vedi Fig. 3.4.1). Va richiamato il fatto che tale zonazione non può tenere conto di aspetti specifici e locali che, se necessario, dovranno essere definiti singolarmente.

L'altitudine di riferimento  $a_s$  è la quota del suolo sul livello del mare nel sito di realizzazione dell'edificio.

Per altitudini superiori a 1500 m sul livello del mare si dovrà fare riferimento alle condizioni locali di clima e di esposizione utilizzando comunque valori di carico neve non inferiori a quelli previsti per 1500 m.

I valori caratteristici minimi del carico della neve al suolo sono quelli riportati nel seguito.

Zona I - Alpina

Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbania, Vercelli, Vicenza:

$$\begin{aligned} q_{sk} &= 1,50 \text{ kN/m}^2 & a_s &\leq 200 \text{ m} & (3.3.8) \\ q_{sk} &= 1,39 [1 + (a_s/728)^2] \text{ kN/m}^2 & a_s &> 200 \text{ m} \end{aligned}$$

Zona I - Mediterranea

Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese:

$$\begin{aligned} q_{sk} &= 1,50 \text{ kN/m}^2 & a_s &\leq 200 \text{ m} & (3.3.9) \\ q_{sk} &= 1,35 [1 + (a_s/602)^2] \text{ kN/m}^2 & a_s &> 200 \text{ m} \end{aligned}$$

Zona II

Arezzo, Ascoli Piceno, Bari, Campobasso, Chieti, Ferrara, Firenze, Foggia, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona:

$$\begin{aligned} q_{sk} &= 1,00 \text{ kN/m}^2 & a_s &\leq 200 \text{ m} & (3.3.10) \\ q_{sk} &= 0,85 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2 & a_s &> 200 \text{ m} \end{aligned}$$

Zona III

Agrigento, Avellino, Benevento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Frosinone, Grosseto, L'Aquila, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Rieti, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo:

$$\begin{aligned} q_{sk} &= 0,60 \text{ kN/m}^2 & a_s &\leq 200 \text{ m} & (3.3.11) \\ q_{sk} &= 0,51 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2 & a_s &> 200 \text{ m} \end{aligned}$$

Scarica il file

Figura 3.4.1 - Zone di carico da neve

### 3.4.3 COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE

Il coefficiente di esposizione  $C_E$  può essere utilizzato per modificare il valore del carico neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Valori consigliati del coefficiente di esposizione per diverse classi di topografia sono forniti in Tab. 3.4.I. Se non diversamente indicato, si assumerà  $C_E = 1$ .

Tabella 3.4.I - Valori di  $C_E$  per diverse classi di topografia

Topografia	Descrizione	$C_E$
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti.	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

### 3.4.4 COEFFICIENTE TERMICO

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato  $C_t = 1$ .

### 3.4.5 CARICO NEVE SULLE COPERTURE

Devono essere considerate le due seguenti principali disposizioni di carico:

- carico da neve depositata in assenza di vento;
- carico da neve depositata in presenza di vento.

#### 3.4.5.1 Coefficiente di forma per le coperture

In generale verranno usati i coefficienti di forma per il carico neve contenuti nel presente paragrafo, dove vengono indicati i relativi valori nominali essendo  $\alpha$ , espresso in gradi sessagesimali, l'angolo formato dalla falda con l'orizzontale.

I valori del coefficiente di forma  $\mu_1$ , riportati in Tab. 3.4. Il si riferiscono alle coperture ad una o due falde.

Tabella 3.4.II - Valori del coefficiente di forma

Coefficiente di forma $\mu_1$	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$ 0,8	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$ $0,8 \cdot (60 - \alpha) / 30$	$\alpha \geq 60^\circ$ 0,0
----------------------------------	--	--	-------------------------------

Per coperture a più falde, per coperture con forme diverse, così come per coperture contigue a edifici più alti o per accumulo di neve contro parapetti o più in generale per altre situazioni ritenute significative dal progettista si deve fare riferimento a normative di comprovata validità.

#### 3.4.5.2 Copertura ad una falda

Si assume che la neve non sia impedita di scivolare. Se l'estremità più bassa della falda termina con un parapetto, una barriera od altre ostruzioni, allora il coefficiente di forma non potrà essere assunto inferiore a 0,8 indipendentemente dall'angolo  $\alpha$ .

Si deve considerare la condizione riportata in Fig. 3.4.2, la quale deve essere utilizzata per entrambi i casi di carico con o senza vento.

Scarica il file

Figura 3.4.2 - Condizioni di carico per coperture ad una falda

#### 3.4.5.3 Copertura a due falde

Si assume che la neve non sia impedita di scivolare. Se l'estremità più bassa della falda termina con un parapetto, una barriera od altre ostruzioni, allora il coefficiente di forma non potrà essere assunto inferiore a 0,8 indipendentemente dall'angolo  $\alpha$ .

Per il caso di carico da neve senza vento si deve considerare la condizione denominata Caso I riportata in Fig. 3.4.3.

Per il caso di carico da neve con vento si deve considerare la peggiore tra le condizioni denominate Caso II e Caso III riportate in Fig. 3.4.3.

Scarica il file

Figura 3.4.3 - Condizioni di carico per coperture a due falde

### 3.5 AZIONI DELLA TEMPERATURA

#### 3.5.1 GENERALITA'

Variazioni giornaliere e stagionali della temperatura esterna, irraggiamento solare e convezione comportano variazioni della distribuzione di temperatura nei singoli elementi strutturali.

La severità delle azioni termiche è in generale influenzata da più fattori, quali le condizioni climatiche del sito, l'esposizione, la massa complessiva della struttura e la eventuale presenza di elementi non strutturali isolanti.

### 3.5.2 TEMPERATURA DELL'ARIA ESTERNA

La temperatura dell'aria esterna,  $T_{est}$ , può assumere il valore  $T_{max}$  o  $T_{min}$ , definite rispettivamente come temperatura massima estiva e minima invernale dell'aria nel sito della costruzione, con riferimento ad un periodo di ritorno di 50 anni.

In mancanza di dati specifici relativi al sito in esame, possono assumersi i valori:

$$T_{max} = 45 \text{ °C}; T_{min} = - 15 \text{ °C. (3.5.1)}$$

### 3.5.3 TEMPERATURA DELL'ARIA INTERNA

In mancanza di più precise valutazioni, legate alla tipologia della costruzione ed alla sua destinazione d'uso, la temperatura dell'aria interna,  $T_{int}$ , può essere assunta pari a 20 °C.

### 3.5.4 DISTRIBUZIONE DELLA TEMPERATURA NEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Il campo di temperatura sulla sezione di un elemento strutturale monodimensionale con asse longitudinale  $x$  può essere in generale descritto mediante:

a) la componente uniforme  $\Delta T_u = T - T_0$  pari alla differenza tra la temperatura media attuale  $T$  e quella iniziale alla data della costruzione  $T_0$ ;

b) le componenti variabili con legge lineare secondo gli assi principali  $y$  e  $z$  della sezione,  $\Delta T_{My}$  e  $\Delta T_{Mz}$ .

Nel caso di strutture soggette ad elevati gradienti termici si dovrà tener conto degli effetti indotti dall'andamento non lineare della temperatura all'interno delle sezioni.

La temperatura media attuale  $T$  può essere valutata come media tra la temperatura della superficie esterna  $T_{sup,est}$  e quella della superficie interna dell'elemento considerato,  $T_{sup,int}$ .

Le temperature della superficie esterna,  $T_{sup,est}$ , e quella della superficie interna  $T_{sup,int}$ , dell'elemento considerato vengono valutate a partire dalla temperatura dell'aria esterna,  $T_{est}$ , e di quella interna,  $T_{int}$ , tenendo conto del trasferimento di calore per irraggiamento e per convezione all'interfaccia aria-costruzione e della eventuale presenza di materiale isolante (vedi Fig. 3.5.1).

In mancanza di determinazioni più precise, la temperatura iniziale può essere assunta  $T_0 = 15 \text{ °C}$ .

Per la valutazione del contributo dell'irraggiamento solare si può fare riferimento alla Tab. 3.5.1.

Scarica il file

Figura 3.5.1 - Andamento della temperatura all'interno di un elemento strutturale.

Tabella 3.5.1 - Contributo dell'irraggiamento solare

Stagione	Natura della superficie	Incremento di Temperatura	
		superfici esposte a Nord-Est	superfici esposte a Sud-Ovest od orizzontali
Estate	Superficie riflettente	0 °C	18 °C
	Superficie chiara	2 °C	30 °C
	Superficie scura	4 °C	42 °C
Inverno		0 °C	0 °C

### 3.5.5 AZIONI TERMICHE SUGLI EDIFICI

Nel caso in cui la temperatura non costituisca azione fondamentale per la sicurezza o per la efficienza funzionale della struttura è consentito tener conto, per gli edifici, della sola componente  $\Delta T_u$ , ricavandola direttamente dalla Tab. 3.5.II.

Nel caso in cui la temperatura costituisca, invece, azione fondamentale per la sicurezza o per la efficienza funzionale della struttura, l'andamento della temperatura  $T$  nelle sezioni degli elementi strutturali deve essere valutato più approfonditamente studiando il problema della trasmissione del calore.

Tabella 3.5.II - Valori di  $\Delta T_u$  per gli edifici

Tipo di struttura	$\Delta T_u$
Strutture in c.a. e c.a.p. esposte	$\pm 15 \text{ }^\circ\text{C}$
Strutture in c.a. e c.a.p. protette	$\pm 10 \text{ }^\circ\text{C}$
Strutture in acciaio esposte	$\pm 25 \text{ }^\circ\text{C}$
Strutture in acciaio protette	$\pm 15 \text{ }^\circ\text{C}$

### 3.5.6 PARTICOLARI PRECAUZIONI NEL PROGETTO DI STRUTTURE SOGGETTE AD AZIONI TERMICHE SPECIALI

Strutture ed elementi strutturali in contatto con liquidi, aeriformi o solidi a temperature diverse, quali ciminiere, tubazioni, sili, serbatoi, torri di raffreddamento, ecc., devono essere progettati tenendo conto delle distribuzioni di temperatura corrispondenti alle specifiche condizioni di servizio.

### 3.5.7 EFFETTI DELLE AZIONI TERMICHE

Per la valutazione degli effetti delle azioni termiche, si può fare riferimento ai coefficienti di dilatazione termica a temperatura ambiente  $\alpha_T$  riportati in Tab. 3.5.III.

Tabella 3.5.III - Coefficienti di dilatazione termica a temperatura ambiente

Materiale	$\alpha_T [10^{-6} / ^\circ\text{C}]$
Alluminio	24
Acciaio da carpenteria	12
Calcestruzzo strutturale	10
Strutture miste acciaio-calcestruzzo	12
Calcestruzzo alleggerito	7
Muratura	$6 \div 10$
Legno (parallelo alle fibre)	5
Legno (ortogonale alle fibre)	$30 \div 70$

### 3.6 AZIONI ECCEZIONALI

Le azioni eccezionali sono quelle che si presentano in occasione di eventi quali incendi, esplosioni ed urti.

Quando è necessario tenerne conto esplicito, si considererà la combinazione eccezionale di azioni di cui al § 2.5.3.

Quando non si effettuano verifiche specifiche nei confronti delle azioni eccezionali, quali esplosioni, urti, ecc., la concezione strutturale, i dettagli costruttivi ed i materiali usati dovranno essere tali da evitare che la struttura possa essere danneggiata in misura sproporzionata rispetto alla causa.

#### 3.6.1 INCENDIO

##### 3.6.1.1 Definizioni

Per incendio, si intende la combustione autoalimentata ed incontrollata di materiali combustibili presenti in un compartimento.

Ai fini della presente norma si fa riferimento ad un incendio convenzionale di progetto definito attraverso una curva di incendio che rappresenta l'andamento, in funzione del tempo, della temperatura dei gas di combustione nell'intorno della superficie degli elementi strutturali.

La curva di incendio di progetto può essere:

- nominale: curva adottata per la classificazione delle costruzioni e per le verifiche di resistenza al fuoco di tipo convenzionale;
- naturale: curva determinata in base a modelli d'incendio e a parametri fisici che definiscono le variabili di stato all'interno del compartimento.

La resistenza al fuoco è la capacità di una costruzione, di una parte di essa o di un elemento costruttivo di mantenere, per un tempo prefissato, la capacità portante, l'isolamento termico e la tenuta alle fiamme, ai fumi e ai gas caldi della combustione nonché tutte le altre prestazioni se richieste.

Per compartimento antincendio si intende una parte della costruzione delimitata da elementi costruttivi resistenti al fuoco.

Per carico d'incendio specifico si intende il potenziale termico netto che può essere prodotto nel corso della combustione completa di tutti i materiali combustibili contenuti in un compartimento, riferito all'unità di superficie. I valori del carico d'incendio specifico di progetto ( $q_{f,d}$ ) sono determinati mediante la relazione:

$$q_{f,d} = q_f \cdot \delta_{q1} \cdot \delta_{q2} \cdot \delta_n \text{ [MJ/m}^2\text{]} \quad (3.6.1)$$

$\delta_{q1} \geq 1,00$  è un fattore che tiene conto del rischio di incendio in relazione alla superficie del compartimento

$\delta_{q2} \geq 0,80$  è un fattore che tiene conto del rischio di incendio in relazione al tipo di attività svolta nel compartimento

$\delta_n = \prod_{i=1}^{10} \delta_{ni} \geq 0,20$  è un fattore che tiene conto delle differenti misure di protezione dell'incendio (sistemi automatici di estinzione, rilevatori, rete idranti, squadre antincendio, ecc.)

$q_f$  è il valore nominale del carico d'incendio [MJ/m<sup>2</sup>]

Qualora nel compartimento siano presenti elevate dissimmetrie nella distribuzione dei materiali combustibili il valore nominale  $q_f$  del carico d'incendio è calcolato anche con riferimento all'effettiva distribuzione dello stesso. Per distribuzioni molto concentrate del materiale combustibile si può fare riferimento all'incendio localizzato, valutando, in ogni caso, se si hanno le condizioni per lo sviluppo di un incendio generalizzato.

Per incendio localizzato deve intendersi un focolaio d'incendio che interessa una zona limitata del compartimento antincendio, con sviluppo di calore concentrato in prossimità degli elementi strutturali posti superiormente al focolaio o immediatamente adiacenti.

### 3.6.1.2 Richieste di prestazione

Al fine di limitare i rischi derivanti dagli incendi, le costruzioni devono essere progettate e costruite in modo tale da garantire la resistenza e la stabilità degli elementi portanti e limitare la propagazione del fuoco e dei fumi secondo quanto previsto dalle normative antincendio.

Gli obiettivi suddetti, sono raggiunti attraverso l'adozione di misure e sistemi di protezione attiva e passiva. Tutti i sistemi di protezione dovranno essere adeguatamente mantenuti.

Le prestazioni richieste alle strutture di una costruzione, in funzione degli obiettivi sopra definiti, sono individuate in termini di livello nella tabella 3.5.IV.

Tabella 3.5.IV - Livelli di prestazione in caso di incendi

Livello I	Nessun requisito specifico di resistenza al fuoco dove le conseguenze del collasso delle strutture siano accettabili o dove il rischio di incendio sia trascurabile;
Livello II	Mantenimento dei requisiti di resistenza al fuoco delle strutture per un periodo sufficiente a garantire l'evacuazione degli occupanti in luogo sicuro all'esterno della costruzione;
Livello III	Mantenimento dei requisiti di resistenza al fuoco delle strutture per un periodo congruo con la gestione dell'emergenza;
Livello IV	Requisiti di resistenza al fuoco delle strutture per garantire, dopo la fine dell'incendio, un limitato danneggiamento delle strutture stesse;



Livello V      Requisiti di resistenza al fuoco delle strutture per garantire, dopo la fine dell'incendio, il mantenimento della totale funzionalità delle strutture stesse.

I livelli di prestazione comportano classi di resistenza al fuoco, stabilite per i diversi tipi di costruzioni. In particolare, per le costruzioni nelle quali si svolgono attività soggette al controllo del Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco, ovvero disciplinate da specifiche regole tecniche di prevenzione incendi, i livelli di prestazione e le connesse classi di resistenza al fuoco sono stabiliti dalle disposizioni emanate dal Ministero dell'Interno ai sensi del *decreto del Presidente della Repubblica del 29 luglio 1982, n. 577* e successive modificazioni e integrazioni.

#### 3.6.1.3 Classi di resistenza al fuoco

Le classi di resistenza al fuoco sono: 15, 20, 30, 45, 60, 90, 120, 180, 240 e 360 ed esprimono il tempo, in minuti primi, durante il quale la resistenza al fuoco deve essere garantita.

Le classi di resistenza al fuoco sono riferite all'incendio convenzionale rappresentato dalle curve di incendio nominali.

#### 3.6.1.4 Criteri di Progettazione

La progettazione delle strutture in condizioni di incendio deve garantire il raggiungimento delle prestazioni indicate al § 3.6.1.2.

La sicurezza del sistema strutturale in caso di incendio si determina sulla base della resistenza al fuoco dei singoli elementi strutturali, di porzioni di struttura o dell'intero sistema costruttivo.

#### 3.6.1.5 Procedura di analisi della resistenza al fuoco

L'analisi della resistenza al fuoco può essere così articolata:

- individuazione dell'incendio di progetto appropriato alla costruzione in esame;
- analisi della evoluzione della temperatura all'interno degli elementi strutturali;
- analisi del comportamento meccanico delle strutture esposte al fuoco;
- verifiche di sicurezza.

##### 3.6.1.5.1 Incendio di progetto

Secondo l'incendio convenzionale di progetto adottato, l'andamento delle temperature viene valutato con riferimento a

- una curva di incendio nominale, oppure
- una curva di incendio naturale.

Nel caso di incendio di materiali combustibili prevalentemente di natura cellulosica, la curva di incendio nominale di riferimento è la curva di incendio nominale standard definita come segue:

$$\theta_g = 20 + 345 \log_{10} (8t + 1) \text{ [}^\circ\text{C]} \quad (3.6.2)$$

dove  $\theta_g$  è la temperatura dei gas caldi e  $t$  è il tempo espresso in minuti primi.

Nel caso di incendi di quantità rilevanti di idrocarburi o altre sostanze con equivalente velocità di rilascio termico, la curva di incendio nominale standard può essere sostituita con la curva nominale degli idrocarburi seguente:

$$\theta_g = 1080 (1 - 0,325 \cdot e^{-0,167t} - 0,675 \cdot e^{-2,5t}) + 20 \text{ [}^\circ\text{C]} \quad (3.6.3)$$

Nel caso di incendi sviluppatasi all'interno del compartimento, ma che coinvolgono strutture poste all'esterno, per queste ultime la curva di incendio nominale standard può essere sostituita con la curva nominale esterna seguente:

$$\theta_g = 660 (1 - 0,687 \cdot e^{-0,32t} - 0,313 \cdot e^{-3,8t}) + 20 \text{ [}^\circ\text{C]} \quad (3.6.4)$$

Gli incendi convenzionali di progetto vengono generalmente applicati ad un compartimento dell'edificio alla volta.

#### 3.6.1.5.2 Analisi dell'evoluzione della temperatura

Il campo termico all'interno dei componenti della struttura viene valutato risolvendo il corrispondente problema di propagazione del calore, tenendo conto del trasferimento di calore per irraggiamento e convezione dai gas di combustione alla superficie esterna degli elementi e considerando l'eventuale presenza di materiali protettivi.

#### 3.6.1.5.3 Analisi del comportamento meccanico

Il comportamento meccanico della struttura viene analizzato tenendo conto della riduzione della resistenza meccanica dei componenti dovuta al danneggiamento dei materiali per effetto dell'aumento di temperatura.

L'analisi del comportamento meccanico deve essere effettuata per lo stesso periodo di tempo usato nell'analisi dell'evoluzione della temperatura.

Si deve tener conto della presenza delle azioni permanenti e di quelle azioni variabili che agiscono contemporaneamente all'incendio secondo la combinazione eccezionale.

Non si prende in considerazione la possibilità di concomitanza dell'incendio con altre azioni eccezionali e con le azioni sismiche.

Si deve tener conto, ove necessario, degli effetti delle sollecitazioni iperstatiche dovute alle dilatazioni termiche contrastate, ad eccezione dei seguenti casi:

- è riconoscibile a priori che esse sono trascurabili o favorevoli;
- sono implicitamente tenute in conto nei modelli semplificati e conservativi di comportamento strutturale in condizioni di incendio.

#### 3.6.1.5.4 Verifiche di sicurezza

La verifica della resistenza al fuoco viene eseguita controllando che la resistenza meccanica venga mantenuta per il tempo corrispondente alla classe di resistenza al fuoco della struttura con riferimento alla curva nominale di incendio.

Nel caso in cui si faccia riferimento a una curva naturale d'incendio, le analisi e le verifiche devono essere estese all'intera durata dell'incendio, inclusa la fase di raffreddamento.

### 3.6.2 ESPLOSIONI

#### 3.6.2.1 Generalità

Gli effetti delle esplosioni possono essere tenuti in conto nella progettazione di quelle costruzioni in cui possono presentarsi miscele esplosive di polveri o gas in aria o sono contenuti materiali esplosivi.

Sono escluse da questo capitolo le azioni derivanti da esplosioni che si verificano all'esterno della costruzione.

#### 3.6.2.2 Classificazione delle azioni dovute alle esplosioni

Le azioni di progetto dovute alle esplosioni sono classificate, sulla base degli effetti che possono produrre sulle costruzioni, in tre categorie, come indicate in Tab. 3.6.1.

Tabella 3.6.1 - Categorie di azione dovute alle esplosioni

Categoria di azione	Possibili effetti
1	Effetti trascurabili sulle strutture
2	Effetti localizzati su parte delle strutture

3

## Effetti generalizzati sulle strutture

## 3.6.2.3 Modellazione delle azioni dovute alle esplosioni

Le azioni dovute alle esplosioni possono essere rappresentate mediante opportune distribuzioni di pressione.

Per esplosioni di Categoria 1 non è richiesto alcun tipo di verifica.

Per esplosioni di Categoria 2, ove negli ambienti a rischio di esplosione siano presenti idonei pannelli di sfogo, si può utilizzare la pressione statica equivalente nominale, espressa in  $\text{kN/m}^2$ , data dal maggiore fra:

$$p_d = 3 + p_v \quad (3.6.5a)$$

$$p_d = 3 + p_v/2 + 0,04/(A_v/V)^2 \quad (3.6.5b)$$

dove:

$p_v$  è la pressione statica uniformemente distribuita in corrispondenza della quale le aperture di sfogo cedono, in  $\text{kN/m}^2$ ;

$A_v$  è l'area delle aperture di sfogo, in  $\text{m}^2$ ;

$V$  è il volume dell'ambiente, in  $\text{m}^3$ .

Il rapporto fra l'area dei componenti di sfogo e il volume da proteggere deve soddisfare la relazione:

$$0,05 \text{ m}^{-1} \leq A_v/V \leq 0,15 \text{ m}^{-1} \quad (3.6.6)$$

Le espressioni sono valide in ambienti o zone di edifici fino ad un volume totale di  $1.000 \text{ m}^3$ .

La pressione di esplosione è intesa agire simultaneamente su tutte le pareti dell'ambiente o del gruppo di ambienti considerati.

Comunque, tutti gli elementi chiave e le loro connessioni devono essere progettati per sopportare una pressione statica equivalente con valore di progetto  $p_d = 20 \text{ kN/m}^2$ , applicata da ogni direzione, insieme con la reazione che ci si attende venga trasmessa direttamente alle membrature dell'elemento chiave da ogni elemento costruttivo, ad esso collegato, altresì soggetto alla stessa pressione.

Per esplosioni di Categoria 3 devono essere effettuati studi più approfonditi.

## 3.6.2.4 Criteri di progettazione

Sono considerati accettabili i danneggiamenti localizzati, anche gravi, dovuti ad esplosioni, a condizione che ciò non esponga al pericolo l'intera struttura o che la capacità portante sia mantenuta per un tempo sufficiente affinché siano prese le necessarie misure di emergenza.

Possono essere adottate, nella progettazione, opportune misure di protezione quali:

- la introduzione di superfici in grado di collassare sotto sovrappressioni prestabilite;
- la introduzione di giunti strutturali allo scopo di separare porzioni di edificio a rischio di esplosione da altre;
- la prevenzione di crolli significativi in conseguenza di cedimenti strutturali localizzati.

## 3.6.3 URTI

## 3.6.3.1 Generalità

Nel seguito vengono definite le azioni dovute a:

- collisioni da veicoli;
- collisioni da treni;
- collisioni da imbarcazioni;
- collisioni da aeromobili.

Non vengono prese in esame le azioni eccezionali dovute a fenomeni naturali, come la caduta di rocce, le frane o le valanghe.

### 3.6.3.2 Classificazione delle azioni dovute agli urti

Le azioni di progetto dovute agli urti sono classificate, sulla base degli effetti che possono produrre sulle costruzioni, in tre categorie, come indicato nella Tab. 3.6.II.

Tabella 3.6.II - Categorie di azione

Categoria di azione	Possibili effetti
1	Effetti trascurabili sulle strutture
2	Effetti localizzati su parte delle strutture
3	Effetti generalizzati sulle strutture

Le azioni dovute agli urti devono essere applicate a quegli elementi strutturali, o ai loro sistemi di protezione, per i quali le relative conseguenze appartengono alle categorie 2 e 3.

### 3.6.3.3 Urti da traffico veicolare

#### 3.6.3.3.1 Traffico veicolare sotto ponti o altre strutture

Le azioni da urto hanno direzione parallela a quella del moto del veicolo al momento dell'impatto. Nelle verifiche si possono considerare, non simultaneamente, due azioni nelle direzioni parallela ( $F_{d,x}$ ) e ortogonale ( $F_{d,y}$ ) alla direzione di marcia normale, con

$$F_{d,y} = 0,50F_{d,x} \quad (3.6.7)$$

In assenza di determinazioni più accurate e trascurando la capacità dissipativa della struttura, si possono adottare le forze statiche equivalenti riportate in Tab. 3.6.III.

Tabella 3.6.III - Forze statiche equivalenti agli urti di veicoli

Tipo di strada	Tipo di veicolo	Forza $F_{d,x}$ [kN]
Autostrade, strade extraurbane	-	1000
Strade locali	-	750
Strade urbane	-	500
	Automobili	50
Aree di parcheggio e autorimesse	Veicoli destinati al trasporto di merci, aventi massa massima superiore a 3,5 t	150

Per urti di automobili su membrature verticali, la forza risultante di collisione  $F$  deve essere applicata sulla struttura 0,5 m al di sopra della superficie di marcia. L'area di applicazione della forza è pari a 0,25 m (altezza) per il valore più piccolo tra 1,50 m e la larghezza della membratura (larghezza).

Per urti sulle membrature verticali, la forza risultante di collisione  $F$  deve essere applicata sulla struttura 1,25 m al di sopra della superficie di marcia. L'area di applicazione della forza è pari a 0,5 m (altezza) per il valore più piccolo tra 1,50 m e la larghezza della membratura (larghezza).

Nel caso di urti su elementi strutturali orizzontali al di sopra della strada, la forza risultante di collisione  $F$  da utilizzare per le verifiche dell'equilibrio statico o della resistenza o della capacità di deformazione degli elementi strutturali è data da:

$$F = r F_{dx}, \quad (3.6.8)$$

dove il fattore  $r$  è pari ad 1,0 per altezze del sottovia fino a 5 m, decresce linearmente da 1,0 a 0 per altezze comprese fra 5 e 6 m ed è pari a 0 per altezze superiori a 6 m. La forza  $F$  è applicata sulle superfici verticali (prospetto dell'elemento strutturale).

Sull'intradosso dell'elemento strutturale si devono considerare gli stessi carichi da urto  $F$  di cui sopra, con un'inclinazione verso l'alto di  $10^\circ$ .

L'area di applicazione della forza è assunta pari a 0,25 per 0,25 m.

Nelle costruzioni dove sono presenti con regolarità carrelli elevatori si può considerare equivalente agli urti accidentali un'azione orizzontale statica, applicata all'altezza di 0,75 m dal piano di calpestio, pari a

$$F = 5 W, \quad (3.6.9)$$

essendo  $W$  il peso complessivo del carrello elevatore e del massimo carico trasportabile.

#### 3.6.3.3.2 Traffico veicolare sopra i ponti

In assenza di specifiche prescrizioni, nel progetto strutturale dei ponti si può tener conto delle forze causate da collisioni accidentali sugli elementi di sicurezza attraverso una forza orizzontale equivalente di collisione di 100 kN. Essa deve essere considerata agente trasversalmente ed orizzontalmente 100 mm sotto la sommità dell'elemento o 1,0 m sopra il livello del piano di marcia, a seconda di quale valore sia più piccolo.

Questa forza deve essere applicata su una linea lunga 0,5 m.

#### 3.6.3.4 Urti da traffico ferroviario

All'occorrenza di un deragliamento può verificarsi il rischio di collisione fra i veicoli deragliati e le strutture adiacenti la ferrovia. Queste ultime dovranno essere progettate in modo da resistere alle azioni conseguenti ad una tale evenienza.

Dette azioni devono determinarsi sulla base di una specifica analisi di rischio, tenendo conto della presenza di eventuali elementi protettivi o sacrificali (respingenti) ovvero di condizioni di impianto che possano ridurre il rischio di accadimento dell'evento (marciapiedi, controrotaie, ecc.).

In mancanza di specifiche analisi di rischio possono assumersi le seguenti azioni statiche equivalenti, in funzione della distanza  $d$  degli elementi esposti dall'asse del binario:

- per  $d \leq 5$  m:
  - 4000 kN in direzione parallela alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;
  - 1500 kN in direzione perpendicolare alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;
- per  $5 \text{ m} < d \leq 15$  m:
  - 2000 kN in direzione parallela alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;
  - 750 kN in direzione perpendicolare alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;
- per  $d > 15$  m pari a zero in entrambe le direzioni.

Queste forze dovranno essere applicate a 1,80 m dal piano del ferro e non dovranno essere considerate agenti simultaneamente.

### 3.6.3.5 Urti di imbarcazioni

Nelle verifiche si possono considerare agenti, non simultaneamente, due azioni nelle direzioni parallela ( $F_{d,x}$ ) e ortogonale ( $F_{d,y}$ ) alla direzione del moto dell'imbarcazione, con:

$$F_{d,y} = 0,50F_{d,x} \quad (3.6.10)$$

L'azione tangenziale dovuta all'attrito,  $F_R$ , agente simultaneamente alla forza  $F_{d,y}$ , vale:

$$F_R = 0,40F_{d,y} \quad (3.6.11)$$

In assenza di determinazioni più accurate e trascurando la capacità dissipativa della struttura, le forze statiche equivalenti per imbarcazioni marittime possono essere dedotte dalla Tab. 3.6.VI.

Tabella 3.6.IV - Forze statiche equivalenti agli urti di imbarcazioni

Classe imbarcazione	Lunghezza [m]	Massa a pieno carico [t]	Forza $F_{d,x}$ [kN]
Piccola	50	3.000	30.000
Media	100	10.000	80.000
Grande	200	40.000	240.000
Molto grande	300	100.000	460.000

Valori relativi ad imbarcazioni di massa diversa possono essere ricavati mediante interpolazione lineare.

Nei porti le forze di collisione possono essere ridotte del 50%.

Il punto di impatto dipende dalla geometria della struttura e dalle dimensioni dell'imbarcazione.

Detta  $L$  la lunghezza della imbarcazione, il punto di impatto più sfavorevole può essere preso nell'intervallo compreso fra  $0,05 L$  sotto e  $0,05 L$  sopra il livello dell'acqua assunto in sede di progetto. L'area di impatto è di  $0,05 L$  in verticale per  $0,1 L$  in orizzontale, a meno che l'elemento strutturale non sia più piccolo.

Per le imbarcazioni naviganti in acque interne, le forze statiche equivalenti possono essere ricavate sulla base di studi di comprovata validità.

### 3.6.3.6 Urti di elicotteri

Se in progetto è previsto il possibile atterraggio di elicotteri sulla copertura della costruzione, si deve considerare una azione eccezionale per gli atterraggi di emergenza.

La forza statica verticale equivalente di progetto, espressa in kN, è uguale a

$$F_d = 100\sqrt{m}, \quad (3.6.12)$$

dove  $m$  è la massa, in tonnellate, dell'aeromobile.

Si deve considerare che le azioni dell'urto possono agire su ogni parte dell'area di atterraggio come anche sulla struttura del tetto ad almeno una distanza di 7 m dai limiti dell'area di atterraggio. L'area di impatto può essere assunta pari a 2 m x 2 m.

---

(6) Per volume significativo di terreno si intende la parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla costruzione del manufatto e che influenza il manufatto stesso.

---

**Norme tecniche - 4. COSTRUZIONI CIVILI E INDUSTRIALI****4.1 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO**

Formano oggetto delle presenti norme le strutture di:

- calcestruzzo armato normale (cemento armato)
- calcestruzzo armato precompresso (cemento armato precompresso)
- calcestruzzo a bassa percentuale di armatura o non armato,

con riferimento a calcestruzzi di peso normale e con esclusione di quelle opere per le quali vige una regolamentazione apposita a carattere particolare.

Al § 4.1.12 sono date inoltre le norme integrative per le strutture in calcestruzzo di inerte leggero.

Ai fini della valutazione del comportamento e della resistenza delle strutture in calcestruzzo, questo viene titolato ed identificato mediante la classe di resistenza contraddistinta dai valori caratteristici delle resistenze cilindrica e cubica a compressione uniassiale, misurate rispettivamente su provini cilindrici (o prismatici) e cubici, espressa in MPa (§ 11.2).

Per le classi di resistenza normalizzate per calcestruzzo normale si può fare utile riferimento a quanto indicato nelle norme UNI EN 206-1:2006 e nella UNI 11104:2004.

Sulla base della denominazione normalizzata vengono definite le classi di resistenza della Tab. 4.1.I.

Tabella 4.1.I - Classi di resistenza

**CLASSE DI RESISTENZA**

C8/10  
C12/15  
C16/20  
C20/25  
C25/30  
C28/35  
C32/40  
C35/45  
C40/50  
C45/55  
C50/60  
C55/67  
C60/75  
C70/85  
C80/95  
C90/105

I calcestruzzi delle diverse classi di resistenza trovano impiego secondo quanto riportato nella Tab. 4.1.II, fatti salvi i limiti derivanti dal rispetto della durabilità.

Per classi di resistenza superiore a C70/85 si rinvia al § 4.6.

Per le classi di resistenza superiori a C45/55, la resistenza caratteristica e tutte le grandezze meccaniche e fisiche che hanno influenza sulla resistenza e durabilità del conglomerato devono essere accertate prima dell'inizio dei lavori tramite un'apposita sperimentazione preventiva e la produzione deve seguire specifiche procedure per il controllo di qualità.

Tabella 4.1.II - Impiego delle diverse classi di resistenza

STRUTTURE DI DESTINAZIONE

CLASSE DI RESISTENZA

Per strutture non armate o a bassa percentuale di armatura (§ 4.1.11)	MINIMA
Per strutture semplicemente armate	C8/10
Per strutture precomprese	C16/20
	C28/35

#### 4.1.1 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA E METODI DI ANALISI

La valutazione della sicurezza va condotta secondo i principi fondamentali ed i metodi precisati al Cap. 2.

In particolare per l'analisi strutturale, volta alla valutazione degli effetti delle azioni, si potranno adottare i metodi seguenti:

- a) analisi elastica lineare;
- b) analisi plastica;
- c) analisi non lineare.

Quando rilevante, nei diversi metodi di analisi sopra citati vanno considerati gli effetti del secondo ordine (§ 4.1.1.4).

Le analisi globali hanno lo scopo di stabilire la distribuzione delle forze interne, delle tensioni, delle deformazioni e degli spostamenti nell'intera struttura o in una parte di essa.

Analisi locali possono essere necessarie nelle zone singolari quali quelle poste:

- in prossimità degli appoggi;
- in corrispondenza di carichi concentrati;
- alle intersezioni travi-colonne;
- nelle zone di ancoraggio;
- in corrispondenza di variazioni della sezione trasversale.

##### 4.1.1.1 Analisi elastica lineare

L'analisi elastica lineare può essere usata per valutare gli effetti delle azioni sia per gli stati limite di esercizio sia per gli stati limite ultimi.

Per la determinazione degli effetti delle azioni, le analisi saranno effettuate assumendo:

- sezioni interamente reagenti con rigidezze valutate riferendosi al solo calcestruzzo;
- relazioni tensione deformazione lineari;
- valori medi del modulo d'elasticità.

Per la determinazione degli effetti delle deformazioni termiche, degli eventuali cedimenti e del ritiro le analisi saranno effettuate assumendo:

- per gli stati limite ultimi, rigidezze ridotte valutate ipotizzando che le sezioni siano fessurate (in assenza di valutazioni più precise la rigidezza delle sezioni fessurate potrà essere assunta pari alla metà della rigidezza delle sezioni interamente reagenti);
- per gli stati limite di esercizio, rigidezze intermedie tra quelle delle sezioni interamente reagenti e quelle delle sezioni fessurate.



Per le sole verifiche agli stati limite ultimi, i risultati dell'analisi elastica possono essere modificati con una redistribuzione dei momenti, nel rispetto dell'equilibrio e delle capacità di rotazione plastica delle sezioni dove si localizza la redistribuzione. In particolare la redistribuzione non è ammessa per i pilastri e per i nodi dei telai, è consentita per le travi continue e le solette, a condizione che le sollecitazioni di flessione siano prevalenti ed i rapporti tra le luci di campate contigue siano compresi nell'intervallo 0,5-2,0.

Per le travi e le solette che soddisfano le condizioni dette la redistribuzione dei momenti flettenti può effettuarsi senza esplicite verifiche in merito alla duttilità delle membrature, purché il rapporto  $\delta$  tra il momento dopo la redistribuzione ed il momento prima della redistribuzione risulti  $1 \geq \delta \geq 0,70$ .

I valori di  $\delta$  si ricavano dalle espressioni:

$$\delta \geq 0,44 + 1,25 \cdot (0,6 + 0,0014/\xi_{cu}) x/d \text{ per } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa (4.1.1)}$$

$$\delta \geq 0,54 + 1,25 \cdot (0,6 + 0,0014/\xi_{cu}) x/d \text{ per } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa (4.1.2)}$$

dove  $x$  è l'altezza della zona compressa ed  $\xi_{cu}$  è definita in § 4.1.2.1.2.2.

#### 4.1.1.2 Analisi plastica

L'analisi plastica può essere usata per valutare gli effetti di azioni statiche e per i soli stati limite ultimi.

Al materiale si può attribuire un diagramma tensioni-deformazioni rigido-plastico verificando che la duttilità delle sezioni dove si localizzano le plasticizzazioni sia sufficiente a garantire la formazione del meccanismo previsto.

Nell'analisi si trascurano gli effetti di precedenti applicazioni del carico e si assume un incremento monotono dell'intensità delle azioni e la costanza del rapporto tra le loro intensità così da pervenire ad un unico moltiplicatore di collasso. L'analisi può essere del primo o del secondo ordine.

#### 4.1.1.3 Analisi non lineare

L'analisi non lineare può essere usata per valutare gli effetti di azioni statiche e dinamiche, sia per gli stati limite di esercizio, sia per gli stati limite ultimi, a condizione che siano soddisfatti l'equilibrio e la congruenza.

Al materiale si può attribuire un diagramma tensioni-deformazioni che ne rappresenti adeguatamente il comportamento reale, verificando che le sezioni dove si localizzano le plasticizzazioni siano in grado di sopportare allo stato limite ultimo tutte le deformazioni non elastiche derivanti dall'analisi, tenendo in appropriata considerazione le incertezze.

Nell'analisi si trascurano gli effetti di precedenti applicazioni del carico e si assume un incremento monotono dell'intensità delle azioni e la costanza del rapporto tra le loro intensità. L'analisi può essere del primo o del secondo ordine.

#### 4.1.1.4 Effetti delle deformazioni

In generale, è possibile effettuare:

- l'analisi del primo ordine, imponendo l'equilibrio sulla configurazione iniziale della struttura;
- l'analisi del secondo ordine, imponendo l'equilibrio sulla configurazione deformata della struttura.

L'analisi globale può condursi con la teoria del primo ordine nei casi in cui possano ritenersi trascurabili gli effetti delle deformazioni sull'entità delle sollecitazioni, sui fenomeni di instabilità e su qualsiasi altro rilevante parametro di risposta della struttura.

Gli effetti del secondo ordine possono essere trascurati se sono inferiori al 10% dei corrispondenti effetti del primo ordine.

Tale requisito si ritiene soddisfatto se sono rispettate le condizioni di cui al § 4.1.2.1.7.2.

### 4.1.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

#### 4.1.2.1 Verifiche agli stati limite ultimi

##### 4.1.2.1.1 Resistenze di calcolo dei materiali

In accordo con il Cap. 11, le resistenze di calcolo  $f_d$  indicano le resistenze dei materiali, calcestruzzo ed acciaio, ottenute mediante l'espressione:

$$f_d = f_k / \gamma_M \quad (4.1.3)$$

dove:

$f_k$  sono le resistenze caratteristiche del materiale;

$\gamma_M$  sono i coefficienti parziali per le resistenze, comprensivi delle incertezze del modello e della geometria, che possono variare in funzione del materiale, della situazione di progetto e della particolare verifica in esame.

##### 4.1.2.1.1.1 Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo

Per il calcestruzzo la resistenza di calcolo a compressione,  $f_{cd}$ , è:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_C \quad (4.1.4)$$

dove:

$\alpha_{cc}$  è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata;

$\gamma_C$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo;

$f_{ck}$  è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni.

Il coefficiente  $\gamma_C$  è pari ad 1,5.

Il coefficiente  $\alpha_{cc}$  è pari a 0,85.

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori minori di 50 mm, la resistenza di calcolo a compressione va ridotta a 0,80  $f_{cd}$ .

Il coefficiente  $\gamma_C$  può essere ridotto da 1,5 a 1,4 per produzioni continuative di elementi o strutture, soggette a controllo continuativo del calcestruzzo dal quale risulti un coefficiente di variazione (rapporto tra scarto quadratico medio e valor medio) della resistenza non superiore al 10%. Le suddette produzioni devono essere inserite in un sistema di qualità di cui al § 11.8.3.

##### 4.1.2.1.1.2 Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo

La resistenza di calcolo a trazione,  $f_{ctd}$ , vale:

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C \quad (4.1.5)$$

dove:

$\gamma_C$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo già definito al § 4.1.2.1.1.1;

$f_{ctk}$  è la resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo (§ 11.2.10.2).

Il coefficiente  $\gamma_C$  assume il valore 1,5.

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori minori di 50 mm, la resistenza di calcolo a trazione va ridotta a  $0,80 f_{ctd}$ .

Il coefficiente  $\gamma_c$  può essere ridotto da 1,5 a 1,4 nei casi specificati al § 4.1.2.1.1.1.

#### 4.1.2.1.1.3 Resistenza di calcolo dell'acciaio

La resistenza di calcolo dell'acciaio  $f_{yd}$  è riferita alla tensione di snervamento ed il suo valore è dato da:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s \quad (4.1.6)$$

dove:

$\gamma_s$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio;

$f_{yk}$  per armatura ordinaria è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio (v. § 11.3.2), per armature da precompressione è la tensione convenzionale caratteristica di snervamento data, a seconda del tipo di prodotto, da  $f_{pyk}$  (barre),  $f_{p(0,1)k}$  (fili),  $f_{p(1)k}$  (trefoli e trecce); si veda in proposito la Tab. 11.3.VII.

Il coefficiente  $\gamma_s$  assume sempre, per tutti i tipi di acciaio, il valore 1,15.

#### 4.1.2.1.1.4 Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo

La resistenza tangenziale di aderenza di calcolo  $f_{bd}$  vale:

$$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c \quad (4.1.7)$$

dove:

$\gamma_c$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo pari a 1,5;

$f_{bk}$  è la resistenza tangenziale caratteristica di aderenza data da:

$$f_{bk} = 2,25 \cdot \eta \cdot f_{ctk} \quad (4.1.8)$$

in cui

$\eta = 1,0$  per barre di diametro  $\Phi \leq 32$  mm

$\eta = (132 - \Phi)/100$  per barre di diametro superiore.

Nel caso di armature molto addensate o ancoraggi in zona di calcestruzzo teso, la resistenza di aderenza va ridotta dividendola almeno per 1,5.

#### 4.1.2.1.2 Resistenza a sforzo normale e flessione (elementi monodimensionali)

##### 4.1.2.1.2.1 Ipotesi di base

Senza escludere specifici approfondimenti, necessari in particolare nel caso di elementi costituiti da calcestruzzo di classe di resistenza superiore a C45/55, per la valutazione della resistenza ultima delle sezioni di elementi monodimensionali nei confronti di sforzo normale e flessione, si adotteranno le seguenti ipotesi:

- conservazione delle sezioni piane;
- perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;

- resistenza a trazione del calcestruzzo nulla;
- rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione;
- rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima;
- deformazione iniziale dell'armatura di precompressione considerata nelle relazioni di congruenza della sezione.

Le tensioni nel calcestruzzo e nell'armatura si dedurranno, a partire dalle deformazioni, utilizzando i rispettivi diagrammi tensione-deformazione;

#### 4.1.2.1.2.2 Diagrammi di calcolo tensione-deformazione del calcestruzzo

Per il diagramma tensione-deformazione del calcestruzzo è possibile adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale, modelli definiti in base alla resistenza di calcolo  $f_{cd}$  ed alla deformazione ultima  $\xi_{cu}$ .

Scarica il file

Figura 4.1.1 - Modelli  $\sigma$ - $\xi$  per il calcestruzzo

In Fig. 4.1.1 sono rappresentati i modelli  $\sigma$ - $\xi$  per il calcestruzzo: (a) parabola-rettangolo; (b) triangolo-rettangolo; (c) rettangolo (stress block). In particolare, per le classi di resistenza pari o inferiore a C50/60 si può porre:

$$\xi_{c2} = 0,20\% \quad \xi_{cu} = 0,35\%$$

$$\xi_{c3} = 0,175\% \quad \xi_{c4} = 0,07\%$$

Per le classi di resistenza superiore a C50/60 si può porre:

$$\xi_{c2} = 0,20\% + 0,0085\% (f_{ck} - 50)^{0,53} \quad \xi_{cu} = 0,26\% + 3,5\% [(90 - f_{ck})/100]^4$$

$$\xi_{c3} = 0,175\% + 0,055\% [(f_{ck} - 50)/40] \quad \xi_{c4} = 0,2 \cdot \xi_{cu}$$

purché si adottino opportune limitazioni quando si usa il modello (c).

Per sezioni o parti di sezioni soggette a distribuzioni di tensione di compressione approssimativamente uniformi, si assume per la deformazione ultima a rottura il valore  $\xi_{c2}$  anziché  $\xi_{cu}$ .

#### 4.1.2.1.2.3 Diagrammi di calcolo tensione-deformazione dell'acciaio

Per il diagramma tensione-deformazione dell'acciaio è possibile adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale, modelli definiti in base al valore di calcolo  $\xi_{ud} = 0,9\xi_{uk}$  ( $\xi_{uk} = (A_{gt})_k$ ) della deformazione uniforme ultima, al valore di calcolo della tensione di snervamento  $f_{yd}$  ed al rapporto di sovrarresistenza  $k = (f_t / f_y)_k$  (Tab. 11.3.la-b).

In Fig. 4.1.2 sono rappresentati i modelli  $\alpha$  -  $\xi$  per l'acciaio: (a) bilineare finito con incrudimento; (b) elastico-perfettamente plastico indefinito.

Scarica il file

Figura 4.1.2 - Modelli  $\sigma$ - $\xi$  per l'acciaio

#### 4.1.2.1.2.4 Analisi della sezione

Con riferimento alla sezione pressoinflessa, rappresentata in Fig. 4.1.3 assieme ai diagrammi di deformazione e di sforzo così come dedotti dalle ipotesi e dai modelli  $\sigma$ - $\xi$  di cui nei punti precedenti, la verifica di resistenza (SLU) si esegue controllando che:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed} \quad (4.1.9)$$

dove

$M_{Rd}$  è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a  $N_{Ed}$

$N_{Ed}$  è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;

$M_{Ed}$  è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

Scarica il file

Figura 4.1.3 - Sezione pressoinflessa

Nel caso di pilastri soggetti a compressione assiale, si deve comunque assumere una componente flettente dello sforzo  $M_{Ed} = e \cdot N_{Ed}$  con eccentricità e pari almeno a  $0,05 h \geq 20 \text{ mm}$  (con  $h$  altezza della sezione).

Nel caso di pressoflessione deviata la verifica della sezione può essere posta nella forma

$$(M_{Ey} / M_{Ry})^\alpha + (M_{Ez} / M_{Rz})^\alpha \leq 1 \quad (4.1.10)$$

dove

$M_{Ey}$ ,  $M_{Ez}$  sono i valori di calcolo delle due componenti di flessione retta dell'azione attorno agli assi  $y$  e  $z$ ;

$M_{Ry}$ ,  $M_{Rz}$  sono i valori di calcolo dei momenti resistenti di pressoflessione retta corrispondenti a  $N_{Ed}$  valutati separatamente attorno agli assi  $y$  e  $z$ .

L'esponente  $\alpha$  può dedursi in funzione della geometria della sezione e dei parametri

$$v = N_{Ed} / N_{Rcd} \quad (4.1.11)$$

$$\omega_t = A_t \cdot f_{yd} / N_{Rcd} \quad (4.1.12)$$

con  $N_{Rcd} = A_c \cdot f_{cd}$ .

In mancanza di una specifica valutazione, può porsi cautelativamente  $\alpha = 1$ .

#### 4.1.2.1.3 Resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti

Senza escludere specifici approfondimenti, necessari in particolare nel caso di elementi costituiti da calcestruzzo di classe di resistenza superiore a C45/55, per la valutazione delle resistenze ultime di elementi monodimensionali nei confronti di sollecitazioni taglianti, si deve considerare quanto segue.

##### 4.1.2.1.3.1 Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

E' consentito l'impiego di solai, piastre e membrature a comportamento analogo, sprovviste di armature trasversali resistenti a taglio. La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  di tali elementi deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo.

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad (4.1.13)$$

dove  $V_{Ed}$  è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con

$$V_{Rd} = \{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_i \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \quad (4.1.14)$$

con

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$V_{min} = 0,035k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove

$d$  è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_i = A_{s1} / (b_w \cdot d)$  è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ( $\leq 0,02$ );

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$  è la tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0,2 f_{cd}$ );

$b_w$  è la larghezza minima della sezione (in mm).

Nel caso di elementi in cemento armato precompresso disposti in semplice appoggio, nelle zone non fessurate da momento flettente (con tensioni di trazione non superiori a  $f_{ctd}$ ) la resistenza può valutarsi, in via semplificativa, con la formula:

$$V_{Rd} = 0,7 \cdot b_w \cdot d (f_{ctd}^2 + \sigma_{cp} \cdot f_{ctd})^{1/2} \quad (4.1.15)$$

In presenza di significativi sforzi di trazione, la resistenza a taglio del calcestruzzo è da considerarsi nulla e, in tal caso, non è possibile adottare elementi sprovvisti di armatura trasversale.

Le armature longitudinali, oltre ad assorbire gli sforzi conseguenti alle sollecitazioni di flessione, devono assorbire quelli provocati dal taglio dovuti all'inclinazione delle fessure rispetto all'asse della trave, inclinazione assunta pari a  $45^\circ$ . In particolare, in corrispondenza degli appoggi, le armature longitudinali devono assorbire uno sforzo pari al taglio sull'appoggio.

#### 4.1.2.1.3.2 Elementi con armature trasversali resistenti al taglio

La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione  $\theta$  dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5 \quad (4.1.16)$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad (4.1.17)$$

dove  $V_{Ed}$  è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a «taglio trazione» si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot A_{sw} / s \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha \quad (4.1.18)$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a «taglio compressione» si calcola con

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta) \quad (4.1.19)$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd}) \quad (4.1.20)$$

dove  $d$ ,  $b_w$  e  $\sigma_{cp}$  hanno il significato già visto in § 4.1.2.1.3.1. e inoltre si è posto:

$A_{sw}$  area dell'armatura trasversale;

$s$  interasse tra due armature trasversali consecutive;

$\alpha$  angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

$f_{cd}$  resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ( $f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd}$ );

$\alpha_c$	coefficiente maggiorativo pari a	1	per membrature non compresse
		$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
		1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
		$2,5 (1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

In presenza di significativo sforzo assiale, ad esempio conseguente alla precompressione, si dovrà aggiungere la limitazione:

$$(\text{ctg}\theta_1 \leq \text{ctg}\theta) \quad (4.1.21)$$

dove  $\theta_1$  è l'angolo di inclinazione della prima fessurazione ricavato da  $\text{ctg}\theta_1 = \tau / \sigma_1$  mentre  $\tau$  e  $\sigma_1$  sono rispettivamente la tensione tangenziale e la tensione principale di trazione sulla corda baricentrica della sezione intesa interamente reagente.

Le armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, dovranno essere prolungate di una misura pari a

$$a_l = 0,9 \cdot d \cdot (\text{ctg}\theta - \text{ctg}\alpha) / 2 \geq 0 \quad (4.1.22)$$

#### 4.1.2.1.3.3 Casi particolari

##### Componenti trasversali

Nel caso di elementi ad altezza variabile o con cavi da precompressione inclinati, il taglio di calcolo viene assunto pari a:

$$V_{Ed} = V_d + V_{md} + V_{pd} \quad (4.1.23)$$

dove:

$V_d$  = valore di calcolo del taglio dovuto ai carichi esterni;

$V_{md}$  = valore di calcolo della componente di taglio dovuta all'inclinazione dei lembi della membratura;

$V_{pd}$  = valore di calcolo della componente di taglio dovuta alla precompressione.

##### Carichi in prossimità degli appoggi

Il taglio all'appoggio determinato da carichi applicati alla distanza  $a_v \leq 2d$  dall'appoggio stesso si potrà ridurre nel rapporto  $a_v/2d$ , con l'osservanza delle seguenti prescrizioni:

- nel caso di appoggio di estremità, l'armatura di trazione necessaria nella sezione ove è applicato il carico più vicino all'appoggio sia prolungata e ancorata al di là dell'asse teorico di appoggio;

- nel caso di appoggio intermedio l'armatura di trazione all'appoggio sia prolungata sin dove necessario e comunque fino alla sezione ove è applicato il carico più lontano compreso nella zona con  $a_v \leq 2d$ .

Nel caso di elementi con armature trasversali resistenti al taglio, si deve verificare che lo sforzo di taglio  $V_{Ed}$ , calcolato in questo modo, soddisfi la condizione

$$V_{Ed} \leq A_s \cdot f_{yd} \cdot \sin \alpha \quad (4.1.24)$$

dove  $A_s \cdot f_{yd}$  è la resistenza dell'armatura trasversale contenuta nella zona di lunghezza  $0,75 a_v$  centrata tra carico ed appoggio e che attraversa la fessura di taglio inclinata ivi compresa.

Lo sforzo di taglio  $V_{Ed}$ , calcolato senza la riduzione  $a_v/2d$ , deve comunque sempre rispettare la condizione

$$V_{Ed} \leq 0,5 b_{wd} v f_{cd} \quad (4.1.25)$$

essendo  $v = 0,5$  un coefficiente di riduzione della resistenza del calcestruzzo fessurato per taglio.

Carichi appesi o indiretti

Se per particolari modalità di applicazione dei carichi gli sforzi degli elementi tesi del traliccio risultano incrementati, le armature dovranno essere opportunamente adeguate.

#### 4.1.2.1.3.4 Verifica al punzonamento di lastre soggette a carichi concentrati

Le lastre devono essere verificate nei riguardi del punzonamento allo stato limite ultimo, in corrispondenza dei pilastri e di carichi concentrati.

In mancanza di un'armatura trasversale appositamente dimensionata, la resistenza al punzonamento deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo, intendendo la sollecitazione distribuita su di un perimetro efficace di piastra distante  $2d$  dall'impronta caricata, con  $d$  altezza utile (media) della piastra stessa.

Nel caso in cui si disponga una apposita armatura, l'intero sforzo allo stato limite ultimo dovrà essere affidato all'armatura.

Nel caso di piastre di fondazione si adotteranno opportuni adattamenti del modello sopra citato.

#### 4.1.2.1.4 Resistenza nei confronti di sollecitazioni torcenti

Qualora l'equilibrio statico di una struttura dipenda dalla resistenza torsionale degli elementi che la compongono, è necessario condurre la verifica di resistenza nei riguardi delle sollecitazioni torcenti. Qualora, invece, in strutture iperstatiche, la torsione insorga solo per esigenze di congruenza e la sicurezza della struttura non dipenda dalla resistenza torsionale, non sarà generalmente necessario condurre le verifiche.

La verifica di resistenza (SLU) consiste nel controllare che

$$T_{Rd} \geq T_{Ed} \quad (4.1.26)$$

dove  $T_{Ed}$  è il valore di calcolo del momento torcente agente.

Per elementi prismatici sottoposti a torsione semplice o combinata con altre sollecitazioni, che abbiano sezione piena o cava, lo schema resistente è costituito da un traliccio periferico in cui gli sforzi di trazione sono affidati alle armature longitudinali e trasversali ivi contenute e gli sforzi di compressione sono affidati alle bielle di calcestruzzo.

Con riferimento al calcestruzzo la resistenza si calcola con

$$T_{Rcd} = 2 \cdot A \cdot t \cdot f_{cd} \cdot \operatorname{ctg} \theta / (1 + \operatorname{ctg}^2 \theta) \quad (4.1.27)$$

dove  $t$  è lo spessore della sezione cava; per sezioni piene  $t = A_c/u$  dove  $A_c$  è l'area della sezione ed  $u$  è il suo perimetro;  $t$  deve essere assunta comunque  $\geq 2$  volte la distanza fra il bordo e il centro dell'armatura longitudinale.



Le armature longitudinali e trasversali del traliccio resistente devono essere poste entro lo spessore  $t$  del profilo periferico. Le barre longitudinali possono essere distribuite lungo detto profilo, ma comunque una barra deve essere presente su tutti i suoi spigoli.

Con riferimento alle staffe trasversali la resistenza si calcola con

$$T_{Rsd} = 2 \cdot A \cdot A_s / s \cdot f_{yd} \cdot \text{ctg}\theta \quad (4.1.28)$$

Con riferimento all'armatura longitudinale la resistenza si calcola con

$$T_{Rld} = 2 \cdot A \cdot \Sigma A_1 / u_m \cdot f_{yd} / \text{ctg}\theta \quad (4.1.29)$$

dove si è posto

$A$  area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico;

$A_s$  area delle staffe;

$u_m$  perimetro medio del nucleo resistente

$s$  passo delle staffe;

$\Sigma A_1$  area complessiva delle barre longitudinali.

L'inclinazione  $\theta$  delle bielle compresse di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti

$$0,4 \leq \text{ctg}\theta \leq 2,5 \quad (4.1.30)$$

Entro questi limiti, nel caso di torsione pura, può porsi  $\text{ctg}\theta = (a_1/a_s)^{1/2}$

con:  $a_1 = \Sigma A_1 / u_m$

$a_s = A_s / s$

La resistenza alla torsione della trave è la minore delle tre sopra definite:

$$T_{Rd} = \min (T_{Rcd}, T_{Rsd}, T_{Rld}) \quad (4.1.31)$$

Nel caso di elementi per i quali lo schema resistente di traliccio periferico non sia applicabile, quali gli elementi a pareti sottili a sezione aperta, dovranno utilizzarsi metodi di calcolo fondati su ipotesi teoriche e risultati sperimentali chiaramente comprovati.

Sollecitazioni composte

a) Torsione, flessione e sforzo normale

Le armature longitudinali calcolate come sopra indicato per la resistenza nei riguardi della sollecitazione torcente devono essere aggiunte a quelle calcolate nei riguardi delle verifiche per flessione.

Si applicano inoltre le seguenti regole:

- nella zona tesa all'armatura longitudinale richiesta dalla sollecitazione di flessione e sforzo normale, deve essere aggiunta l'armatura richiesta dalla torsione;

- nella zona compressa, se la tensione di trazione dovuta alla torsione è minore della tensione di compressione nel calcestruzzo dovuta alla flessione e allo sforzo normale, non è necessaria armatura longitudinale aggiuntiva per torsione.

b) Torsione e taglio

Per quanto riguarda la crisi lato calcestruzzo, la resistenza massima di una membratura soggetta a torsione e taglio è limitata dalla resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo. Per non eccedere tale resistenza deve essere soddisfatta la seguente condizione:

$$T_{Ed} / T_{Rcd} + V_{Ed} / V_{Rcd} \leq 1 \quad (4.1.32)$$

I calcoli per il progetto delle staffe possono effettuarsi separatamente per la torsione e per il taglio, sommando o sottraendo su ogni lato le aree richieste sulla base del verso delle relative tensioni.

Per l'angolo  $\theta$  delle bielle compresse di conglomerato cementizio deve essere assunto un unico valore per le due verifiche di taglio e torsione.

#### 4.1.2.1.5 Resistenza di elementi tozzi, nelle zone diffusive e nei nodi

Per gli elementi per cui non valgono i modelli meccanici semplici, le verifiche di sicurezza possono essere condotte con riferimento a schematizzazioni basate sull'individuazione di tiranti e puntoni.

Le verifiche di sicurezza dovranno necessariamente essere condotte nei riguardi di:

- resistenza dei tiranti costituiti dalle sole armature ( $R_s$ );
- resistenza dei puntoni di calcestruzzo compresso ( $R_c$ );
- ancoraggio delle armature ( $R_b$ ).
- resistenza dei nodi ( $R_n$ ).

Deve risultare la seguente gerarchia delle resistenze  $R_s < (R_n, R_b, R_c)$

Per la valutazione della resistenza dei puntoni di calcestruzzo, si terrà conto della presenza di stati di sforzo pluriassiali.

Le armature che costituiscono i tiranti devono essere adeguatamente ancorate nei nodi.

Le forze che agiscono sui nodi devono essere equilibrate; si deve tener conto delle forze trasversali perpendicolari al piano del nodo.

I nodi si localizzano nei punti di applicazione dei carichi, agli appoggi, nelle zone di ancoraggio dove si ha una concentrazione di armature ordinarie o da precompressione, in corrispondenza delle piegature delle armature, nelle connessioni e negli angoli delle membrature.

Particolare cautela dovrà essere usata nel caso di schemi iperstatici, che presentano meccanismi resistenti in parallelo.

#### 4.1.2.1.6 Resistenza a fatica

In presenza di azioni cicliche che, per numero dei cicli e per ampiezza della variazione dello stato tensionale, possono provocare fenomeni di fatica, le verifiche di resistenza dovranno essere condotte secondo affidabili modelli tratti da documentazione di comprovata validità, verificando separatamente il calcestruzzo e l'acciaio.

#### 4.1.2.1.7 Indicazioni specifiche relative a pilastri

##### 4.1.2.1.7.1 Pilastri cerchiati

Per elementi prevalentemente compressi, armati con barre longitudinali disposte lungo una circonferenza e racchiuse da una spirale di passo non maggiore di  $1/5$  del diametro inscritto dal nucleo cerchiato, la resistenza allo stato limite ultimo si calcola sommando i contributi della sezione di calcestruzzo confinato del nucleo e dell'armatura longitudinale, dove la resistenza del nucleo di calcestruzzo confinato può esprimersi come somma di quella del nucleo di calcestruzzo non confinato più il contributo di una armatura fittizia longitudinale di peso eguale alla spirale.

Il contributo dell'armatura fittizia non deve risultare superiore a quello dell'armatura longitudinale, mentre la resistenza globale così valutata non deve superare il doppio di quella del nucleo di calcestruzzo non confinato.

#### 4.1.2.1.7.2 Verifiche di stabilità per elementi snelli

Le verifiche di stabilità degli elementi snelli devono essere condotte attraverso un'analisi del secondo ordine che tenga conto degli effetti flessionali delle azioni assiali sulla configurazione deformata degli elementi stessi.

Si deve tenere adeguatamente conto delle imperfezioni geometriche e delle deformazioni viscoso per carichi di lunga durata.

Si devono assumere legami fra azioni interne e deformazioni in grado di descrivere in modo adeguato il comportamento non lineare dei materiali e gli effetti della fessurazione delle sezioni. Cautelativamente il contributo del calcestruzzo teso può essere trascurato.

Snellezza limite per pilastri singoli

In via approssimata gli effetti del secondo ordine in pilastri singoli possono essere trascurati se la snellezza  $\lambda$ , non supera il valore limite

$$\lambda_{lim} = 15,4 C / \sqrt{v} \quad (4.1.33)$$

dove

$v = N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd})$  è l'azione assiale adimensionale;

$C = 1,7 - r_m$  dipende dalla distribuzione dei momenti flettenti del primo ordine ( $0,7 \leq C \leq 2,7$ );

$r_m = M_{01} / M_{02}$  è il rapporto fra i momenti flettenti del primo ordine alle due estremità del pilastro, positivo se i due momenti sono discordi sulla trave (con  $|M_{02}| > |M_{01}|$ ).

La snellezza è calcolata come rapporto tra la lunghezza libera di inflessione ed il raggio d'inerzia della sezione di calcestruzzo non fessurato:

$$\lambda = l_0 / i \quad (4.1.34)$$

dove in particolare  $l_0$  va definita in base ai vincoli d'estremità ed all'interazione con eventuali elementi contigui.

Effetti globali negli edifici

Gli effetti globali del secondo ordine negli edifici possono essere trascurati se è verificata la seguente condizione:

$$P_{Ed} \leq 0,31 n / n + 1,6 \cdot \Sigma(E_{cd} I_c / L^2) \quad (4.1.35)$$

dove:

$P_{Ed}$  è il carico verticale totale (su elementi controventati e di controvento);

$n$  è il numero di piani;

$L$  è l'altezza totale dell'edificio sopra il vincolo ad incastro di base;

$E_{cd}$  è il valore di calcolo del modulo elastico del calcestruzzo definito in § 4.1.2.1.7.3;

$I_c$  è il momento di inerzia della sezione di calcestruzzo degli elementi di controvento, ipotizzata interamente reagente.

#### 4.1.2.1.7.3 Metodi di verifica

Per la verifica di stabilità si calcolano le sollecitazioni sotto le azioni di progetto risolvendo il sistema delle condizioni di equilibrio comprensive degli effetti del secondo ordine e si verifica la resistenza delle sezioni come precisato ai precedenti punti del presente § 4.1.2.1.

Per i pilastri compressi di telai a nodi fissi, non altrimenti soggetti ad esplicite azioni flettenti, va comunque inserito nel modello di calcolo un difetto di rettilineità pari a 1/300 della loro altezza.

#### Analisi elastica lineare

In via semplificata si può impostare il sistema risolvete in forma pseudolineare, utilizzando i coefficienti elastici corretti con i contributi del 2° ordine e una rigidezza flessionale delle sezioni data da

$$EI = 0,3 / 1 + 0,5\varphi \cdot E_{cd}I_c \quad (4.1.36)$$

dove  $I_c$  è il momento d'inerzia della sezione di calcestruzzo interamente reagente, e sovrapponendo gli effetti flessionali a parità di sforzi assiali.

Per i coefficienti elastici corretti si possono utilizzare le espressioni linearizzate nella variabile  $N_{Ed}$  (sforzo assiale dell'elemento).

#### Analisi non lineare

Il sistema risolvete si imposta assumendo adeguati modelli non lineari di comportamento dei materiali basati sui seguenti parametri:

$f_{ck}$  resistenza caratteristica del calcestruzzo;

$E_{cd} = E_{cm} / \gamma_{CE}$  modulo elastico di calcolo del calcestruzzo con  $\gamma_{CE} = 1,2$ ;

$\varphi$  coefficiente di viscosità del calcestruzzo (v. § 11.2.10.7);

$f_{yk}$  tensione di snervamento caratteristica dell'armatura;

$E_s$  modulo elastico dell'armatura.

Oltre al metodo generale basato sull'integrazione numerica delle curvature, si possono utilizzare metodi di elaborazione algebrizzati basati sulla concentrazione dell'equilibrio nelle sezioni critiche (per esempio il metodo della colonna modello), per i quali si rimanda a documenti di comprovata validità.

#### 4.1.2.1.8 Verifica dell'aderenza delle barre di acciaio con il calcestruzzo

L'ancoraggio delle barre, sia tese che compresse, deve essere oggetto di specifica verifica.

La verifica di ancoraggio deve tenere conto, qualora necessario, dell'effetto d'insieme delle barre e della presenza di eventuali armature trasversali e di confinamento.

L'ancoraggio delle barre può essere utilmente migliorato mediante uncini terminali. Se presenti, gli uncini dovranno avere raggio interno adeguato, tale da evitare danni all'armatura e, ai fini dell'aderenza, essi possono essere computati nella effettiva misura del loro sviluppo in asse alla barra. In assenza degli uncini la lunghezza di ancoraggio deve essere in ogni caso non minore di 20 diametri, con un minimo di 150 mm.

Particolari cautele devono essere adottate quando si possono prevedere fenomeni di fatica e di sollecitazioni ripetute.

#### 4.1.2.2 Verifica agli stati limite di esercizio

##### 4.1.2.2.1 Generalità

Si devono effettuare le seguenti verifiche:

- verifiche di deformabilità,
  - verifiche di vibrazione,
  - verifiche di fessurazione,
  - verifiche delle tensioni di esercizio,
  - verifiche a fatica per quanto riguarda eventuali danni che possano compromettere la durabilità,
- per le quali sono definite le regole specifiche nei punti seguenti.

#### 4.1.2.2.2 Verifica di deformabilità

Per quanto riguarda i limiti di deformabilità, essi devono essere congruenti con le prestazioni richieste alla struttura anche in relazione alla destinazione d'uso, con riferimento alle esigenze statiche, funzionali ed estetiche.

Per quanto riguarda i valori limite, essi dovranno essere commisurati a specifiche esigenze e potranno essere dedotti da documentazione tecnica di comprovata validità.

#### 4.1.2.2.3 Verifica delle vibrazioni

Quando necessario:

- al fine di assicurare accettabili livelli di benessere (dal punto di vista delle sensazioni percepite dagli utenti),
  - al fine di prevenire possibili danni negli elementi secondari e nei componenti non strutturali,
  - in tutti i casi per i quali le vibrazioni possono danneggiare il funzionamento di macchine e apparecchiature,
- si effettuerà la verifica delle vibrazioni.

#### 4.1.2.2.4 Verifica di fessurazione

Per assicurare la funzionalità e la durata delle strutture è necessario:

- realizzare un sufficiente ricoprimento delle armature con calcestruzzo di buona qualità e compattezza, bassa porosità e bassa permeabilità;
- non superare uno stato limite di fessurazione adeguato alle condizioni ambientali, alle sollecitazioni ed alla sensibilità delle armature alla corrosione;
- tener conto delle esigenze estetiche.

##### 4.1.2.2.4.1 Definizione degli stati limite di fessurazione

In ordine di severità decrescente si distinguono i seguenti stati limite:

- a) stato limite di decompressione nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0;
- b) stato limite di formazione delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_t = (f_{ctm}/1,2) \quad (4.1.37)$$

dove  $f_{ctm}$  è definito nel § 11.2.10.2;

c) stato limite di apertura delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$W_1 = 0,2 \text{ mm}$

$W_2 = 0,3 \text{ mm}$

$W_3 = 0,4 \text{ mm}$

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione, come descritto nel seguito.

#### 4.1.2.2.4.2 Combinazioni di azioni

Si prendono in considerazione le seguenti combinazioni:

- combinazioni quasi permanenti;
- combinazioni frequenti.

#### 4.1.2.2.4.3 Condizioni ambientali

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche, possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella Tab. 4.1.III con riferimento alle classi di esposizione definite nelle Linee Guida per il calcestruzzo strutturale emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Tabella 4.1.III - Descrizione delle condizioni ambientali

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

#### 4.1.2.2.4.4 Sensibilità delle armature alla corrosione

Le armature si distinguono in due gruppi:

- armature sensibili;
- armature poco sensibili.

Appartengono al primo gruppo gli acciai da precompresso.

Appartengono al secondo gruppo gli acciai ordinari.

Per gli acciai zincati e per quelli inossidabili si può tener conto della loro minor sensibilità alla corrosione.

#### 4.1.2.2.4.5 Scelta degli stati limite di fessurazione

Nella Tab. 4.1.IV sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle esigenze sopra riportate.

Tabella 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di esigenza	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile Stato limite	Wd	Poco sensibile Stato limite	Wd
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq W_2$	ap. fessure	$\leq W_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq W_1$	ap. fessure	$\leq W_2$
		frequente	ap. fessure	$\leq W_1$	ap. fessure	$\leq W_2$
b	Aggressive	quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq W_1$
		frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq W_1$
c	Molto aggressive	quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq W_1$

$w_1, w_2, w_3$  sono definiti al § 4.1.2.2.4.1, il valore di calcolo  $w_d$  è definito al § 4.1.2.2.4.6.

#### 4.1.2.2.4.6 Verifica allo stato limite di fessurazione

Stato limite di decompressione e di formazione delle fessure

Le tensioni sono calcolate in base alle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione omogeneizzata non fessurata.

Stato limite di apertura delle fessure

Il valore di calcolo di apertura delle fessure ( $w_d$ ) non deve superare i valori nominali  $w_1, w_2, w_3$  secondo quanto riportato nella Tab. 4.1.IV.

Il valore di calcolo è dato da:

$$w_d = 1,7 w_m \quad (4.1.38)$$

dove  $w_m$ , rappresenta l'ampiezza media delle fessure.

L'ampiezza media delle fessure  $w_m$  è calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura  $\epsilon_{sm}$  per la distanza media tra le fessure  $\Delta_{sm}$ :

$$w_m = \epsilon_{sm} \Delta_{sm} \quad (4.1.39)$$

Per il calcolo di  $\epsilon_{sm}$ , e  $\Delta_{sm}$  vanno utilizzati criteri consolidati riportati nella letteratura tecnica.

La verifica dell'ampiezza di fessurazione può anche essere condotta senza calcolo diretto, limitando la tensione di trazione nell'armatura, valutata nella sezione parzializzata per la combinazione di carico pertinente, ad un massimo correlato al diametro delle barre ed alla loro spaziatura.

#### 4.1.2.2.5 Verifica delle tensioni di esercizio

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati.

##### 4.1.2.2.5.1 Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio

La massima tensione di compressione del calcestruzzo  $\sigma_c$ , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c < 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica (rara) } \quad (4.1.40)$$

$$\sigma_c < 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente. } \quad (4.1.41)$$

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra scritti vanno ridotti del 20%.

#### 4.1.2.2.5.2 Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio

Per l'acciaio avente caratteristiche corrispondenti a quanto indicato al Cap. 11, la tensione massima,  $\sigma_s$ , per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0,8 f_{yk}. \quad (4.1.42)$$

#### 4.1.3 VERIFICHE PER SITUAZIONI TRANSITORIE

Per le situazioni costruttive transitorie, come quelle che si hanno durante le fasi della costruzione, dovranno adottarsi tecnologie costruttive e programmi di lavoro che non possano provocare danni permanenti alla struttura o agli elementi strutturali e che comunque non possano riverberarsi sulla sicurezza dell'opera.

Le entità delle azioni ambientali da prendere in conto saranno determinate in relazione al tempo dell'azione transitoria e della tecnologia esecutiva.

#### 4.1.4 VERIFICHE PER SITUAZIONI ECCEZIONALI

Le resistenze di calcolo dei materiali riferite ad una specifica situazione di verifica si ottengono con i seguenti coefficienti parziali di sicurezza:

- calcestruzzo e aderenza con le armature  $\gamma_c = 1,0$
- acciaio d'armatura  $\gamma_s = 1,0$

#### 4.1.5 VERIFICHE MEDIANTE PROVE SU STRUTTURE CAMPIONE E SU MODELLI

La resistenza e la funzionalità di strutture e elementi strutturali può essere misurata attraverso prove su campioni di adeguata numerosità.

La procedura di prova e di interpretazione delle misure sarà effettuata secondo norme di comprovata validità.

#### 4.1.6 DETTAGLI COSTRUTTIVI

##### 4.1.6.1 Elementi monodimensionali: Travi e pilastri

Con riferimento ai dettagli costruttivi degli elementi strutturali in calcestruzzo vengono fornite le indicazioni applicative necessarie per l'ottenimento delle prescritte prestazioni.

Dette indicazioni si applicano se non sono in contrasto con più restrittive regole relative a costruzioni in zona sismica.

##### 4.1.6.1.1 Armatura delle travi

L'area dell'armatura longitudinale in zona tesa non deve essere inferiore a

$$A_{s,min} = 0,26 f_{ctm}/f_{yk} \cdot b_t \cdot d \text{ e comunque non minore di } 0,0013 \cdot b_t \cdot d, \quad (4.1.43)$$

dove:

$b_t$  rappresenta la larghezza media della zona tesa; per una trave a T con piattabanda compressa, nel calcolare il valore di  $b_t$  si considera solo la larghezza dell'anima;

$d$  è l'altezza utile della sezione;



$f_{ctm}$  è il valore medio della resistenza a trazione assiale definita nel § 11.2.10.2;

$f_{yk}$  è il valore caratteristico della resistenza a trazione dell'armatura ordinaria.

Negli appoggi di estremità all'intradosso deve essere disposta un'armatura efficacemente ancorata, calcolata per uno sforzo di trazione pari al taglio.

Al di fuori delle zone di sovrapposizione, l'area di armatura tesa o compressa non deve superare individualmente  $A_{s,max} = 0,04 A_c$ , essendo  $A_c$  l'area della sezione trasversale di calcestruzzo.

Le travi devono prevedere armatura trasversale costituita da staffe con sezione complessiva non inferiore ad  $A_{st} = 1,5 b \text{ mm}^2 / m$  essendo  $b$  lo spessore minimo dell'anima in millimetri, con un minimo di tre staffe al metro e comunque passo non superiore a 0,8 volte l'altezza utile della sezione.

In ogni caso almeno il 50% dell'armatura necessaria per il taglio deve essere costituita da staffe.

#### 4.1.6.1.2 Armatura dei pilastri

Nel caso di elementi sottoposti a prevalente sforzo normale, le barre parallele all'asse devono avere diametro maggiore od uguale a 12 mm e non potranno avere interassi maggiori di 300 mm. Inoltre la loro area non deve essere inferiore a

$$A_{s,min} = (0,10 N_{Ed} / f_{yd}) \text{ e comunque non minore di } 0,003 A_c \text{ (4.1.44)}$$

dove:

$f_{yd}$  è la resistenza di calcolo dell'armatura (riferita allo snervamento)

$N_{Ed}$  è la forza di compressione assiale di calcolo

$A_c$  è l'area di calcestruzzo.

Le armature trasversali devono essere poste ad interasse non maggiore di 12 volte il diametro minimo delle barre impiegate per l'armatura longitudinale, con un massimo di 250 mm. Il diametro delle staffe non deve essere minore di 6 mm e di  $1/4$  del diametro massimo delle barre longitudinali.

Al di fuori delle zone di sovrapposizione, l'area di armatura non deve superare  $A_{s,max} = 0,04 A_c$ , essendo  $A_c$  l'area della sezione trasversale di calcestruzzo.

#### 4.1.6.1.3 Copriferro e interferro

L'armatura resistente deve essere protetta da un adeguato ricoprimento di calcestruzzo. Gli elementi strutturali devono essere verificati allo stato limite di fessurazione secondo il § 4.1.2.2.4.

Al fine della protezione delle armature dalla corrosione, lo strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve essere dimensionato in funzione dell'aggressività dell'ambiente e della sensibilità delle armature alla corrosione, tenendo anche conto delle tolleranze di posa delle armature.

Per consentire un omogeneo getto del calcestruzzo, il copriferro e l'interferro delle armature devono essere rapportati alla dimensione massima degli inerti impiegati.

Il copriferro e l'interferro delle armature devono essere dimensionati anche con riferimento al necessario sviluppo delle tensioni di aderenza con il calcestruzzo.

#### 4.1.6.1.4 Ancoraggio delle barre e loro giunzioni

Le armature longitudinali devono essere interrotte ovvero sovrapposte preferibilmente nelle zone compresse o di minore sollecitazione.

La continuità fra le barre può effettuarsi mediante:

- sovrapposizione, calcolata in modo da assicurare l'ancoraggio di ciascuna barra. In ogni caso la lunghezza di sovrapposizione nel tratto rettilineo deve essere non minore di 20 volte il diametro della barra. La distanza mutua (interfero) nella sovrapposizione non deve superare 4 volte il diametro;
- saldature, eseguite in conformità alle norme in vigore sulle saldature. Devono essere accertate la saldabilità degli acciai che vengono impiegati, nonché la compatibilità fra metallo e metallo di apporto nelle posizioni o condizioni operative previste nel progetto esecutivo;
- giunzioni meccaniche per barre di armatura. Tali tipi di giunzioni devono essere preventivamente validati mediante prove sperimentali.

Per barre di diametro  $\varnothing > 32$  mm occorrerà adottare particolari cautele negli ancoraggi e nelle sovrapposizioni.

#### 4.1.7 ESECUZIONE

Tutti i progetti devono contenere la descrizione delle specifiche di esecuzione in funzione della particolarità dell'opera, del clima, della tecnologia costruttiva.

In particolare il documento progettuale deve contenere la descrizione dettagliata delle cautele da adottare per gli impasti, per la maturazione dei getti, per il disarmo e per la messa in opera degli elementi strutturali. Si potrà a tal fine fare utile riferimento alla norma UNI EN 13670-1:2001 «Esecuzione di strutture in calcestruzzo - Requisiti comuni».

#### 4.1.8 NORME ULTERIORI PER IL CALCESTRUZZO ARMATO PRECOMPRESSO

I sistemi di precompressione con armature, previsti dalla presente norma, possono essere a cavi scorrevoli ancorati alle estremità (sistemi post-tesi) o a cavi aderenti (sistemi pre-tesi).

La condizione di carico conseguente alla precompressione si combinerà con le altre (peso proprio, carichi permanenti e variabili ...) al fine di avere le più sfavorevoli condizioni di sollecitazione.

Nel caso della post-tensione, se le armature di precompressione non sono rese aderenti al conglomerato cementizio dopo la tesatura mediante opportune iniezioni di malta all'interno delle guaine (cavi non aderenti), si deve tenere conto delle conseguenze dello scorrimento relativo acciaio-calcestruzzo.

Le presenti norme non danno indicazioni su come trattare i casi di precompressione a cavi non aderenti per i quali si potrà fare riferimento ad UNI EN 1992-1-1.

Nel caso sia prevista la parzializzazione delle sezioni nelle condizioni di esercizio, particolare attenzione deve essere posta alla resistenza a fatica dell'acciaio in presenza di sollecitazioni ripetute.

##### 4.1.8.1 Valutazione della sicurezza - Norme di calcolo

###### 4.1.8.1.1 Stati limite ultimi

Vale quanto stabilito al § 4.1.2.1.

In particolare, per le verifiche di resistenza locali agli ancoraggi delle armature di precompressione, si assumerà un valore di calcolo della forza di precompressione con  $\gamma_P = 1,2$ .

###### 4.1.8.1.2 Stati limite di esercizio

Vale quanto stabilito al § 4.1.2.2. Per la valutazione degli stati di deformazione e di tensione si devono tenere in conto gli effetti delle cadute di tensione per i fenomeni reologici che comportano deformazioni differite dei materiali: ritiro e viscosità del calcestruzzo, rilassamento dell'acciaio.

Nella valutazione della precompressione nel caso di armatura post-tesa la tensione iniziale va calcolata deducendo dalla tensione al martinetto la perdita per rientro degli apparecchi di ancoraggio e scorrimento dei fili e le perdite per attrito lungo il cavo.

Nelle strutture ad armatura pre-tesa si deve considerare la caduta di tensione per deformazione elastica.

Per le limitazioni degli stati tensionali nelle condizioni di esercizio, per tutte le strutture precomprese, valgono le prescrizioni riportate al § 4.1.2.2.5.

#### 4.1.8.1.3 Tensioni di esercizio nel calcestruzzo a cadute avvenute

Vale quanto stabilito al § 4.1.2.2.5.

Non sono ammesse tensioni di trazione ai lembi nelle strutture costruite per conci prefabbricati, quando non sia possibile disporre l'armatura ordinaria che assorbe lo sforzo di trazione.

#### 4.1.8.1.4 Tensioni iniziali nel calcestruzzo

All'atto della precompressione le tensioni di compressione non debbono superare il valore:

$$\sigma_c < 0,70 f_{ckj}, \quad (4.1.45)$$

essendo  $f_{ckj}$  la resistenza caratteristica del calcestruzzo all'atto del tiro.

Nella zona di ancoraggio delle armature si possono tollerare compressioni locali  $\sigma_c$  prodotte dagli apparecchi di ancoraggio pari a:

$$\sigma_c < 0,90 f_{ckj}. \quad (4.1.46)$$

Qualora le aree di influenza di apparecchi vicini si sovrappongano, le azioni vanno sommate e riferite all'area complessiva.

#### 4.1.8.1.5 Tensioni limite per gli acciai da precompressione

Per le tensioni in esercizio a perdite avvenute vale quanto stabilito al § 4.1.2.2.5.2 ove si sostituisca  $f_{p(0,1)k}$ ,  $f_{p(1)k}$  o  $f_{pyk}$  a  $f_{yk}$ .

Le tensioni iniziali all'atto della tesatura dei cavi devono rispettare le più restrittive delle seguenti limitazioni:

$$\begin{array}{lll} \sigma_{spi} < 0,85 f_{p(0,1)k} & \sigma_{spi} < 0,75 f_{ptk} & \text{per armatura post-tesa} \\ \sigma_{spi} < 0,90 f_{p(0,1)k} & \sigma_{spi} < 0,80 f_{ptk} & \text{per armatura pre-tesa} \end{array} \quad (4.1.47)$$

ove si sostituisca  $f_{p(1)k}$  o  $f_{pyk}$  a  $f_{p(0,1)k}$ , se del caso.

In entrambi i casi è ammessa una sovratensione, in misura non superiore a  $0,05 f_{p(0,1)k}$ .

#### 4.1.8.2 Dettagli costruttivi per il cemento armato precompresso

Con riferimento ai dettagli costruttivi degli elementi strutturali in calcestruzzo armato precompresso, ai punti seguenti del presente paragrafo vengono fornite le indicazioni applicative necessarie per l'ottenimento delle prescritte prestazioni.

##### 4.1.8.2.1 Armatura longitudinale ordinaria

Nelle travi precomprese, anche in assenza di tensioni di trazione, la percentuale di armatura longitudinale ordinaria non dovrà essere inferiore allo 0,1% dell'area complessiva dell'anima e dell'eventuale ringrosso dal lato dei cavi.

Nel caso sia prevista la parzializzazione della sezione in esercizio, le barre longitudinali di armatura ordinaria devono essere disposte nella zona della sezione che risulta parzializzata.

##### 4.1.8.2.2 Staffe

Nelle travi dovranno disporsi staffe aventi sezione complessiva non inferiore a  $1,5 b$  mm<sup>2</sup>/m, essendo  $b$  lo spessore minimo dell'anima in millimetri, con un minimo di tre staffe al metro e comunque passo non superiore a 0,8 volte l'altezza utile della sezione. In prossimità di carichi concentrati o delle zone d'appoggio valgono le prescrizioni di cui al § 4.1.2.1.3.

In presenza di torsione valgono le prescrizioni di cui al § 4.1.2.1.4.

#### 4.1.8.3 Esecuzione delle opere in calcestruzzo armato precompresso

Per quanto riguarda lo strato di ricoprimento di calcestruzzo necessario alla protezione delle armature dalla corrosione, si rimanda al § 4.1.6.1.3.

Nel caso di armature pre-tese, nella testata i trefoli devono essere ricoperti con adeguato materiale protettivo, o con getto in opera.

Nel caso di armature post-tese, gli apparecchi d'ancoraggio della testata devono essere protetti in modo analogo.

All'atto della messa in tiro si debbono misurare contemporaneamente lo sforzo applicato e l'allungamento conseguito.

La distanza minima netta tra le guaine deve essere commisurata sia alla massima dimensione dell'aggregato impiegato sia al diametro delle guaine stesse in relazione rispettivamente ad un omogeneo getto del calcestruzzo fresco ed al necessario sviluppo delle tensioni di aderenza con il calcestruzzo.

I risultati conseguiti nelle operazioni di tiro, le letture ai manometri e gli allungamenti misurati, vanno registrati in apposite tabelle e confrontate con le tensioni iniziali delle armature e gli allungamenti teorici previsti in progetto.

La protezione dei cavi scorrevoli va eseguita mediante l'iniezione di adeguati materiali atti a prevenire la corrosione ed a fornire la richiesta aderenza.

Per la buona esecuzione delle iniezioni è necessario che le stesse vengano eseguite secondo apposite procedure di controllo della qualità.

#### 4.1.9 NORME ULTERIORI PER I SOLAI

Si intendono come solai le strutture bidimensionali piane caricate ortogonalmente al proprio piano, con prevalente comportamento resistente monodirezionale.

##### 4.1.9.1 Solai misti di c.a. e c.a.p. e blocchi forati in laterizio

Nei solai misti in calcestruzzo armato normale e precompresso e blocchi forati in laterizio, i blocchi in laterizio hanno funzione di alleggerimento e di aumento della rigidità flessionale del solaio. Essi si suddividono in blocchi collaboranti e non collaboranti.

Nel caso di blocchi non collaboranti la resistenza allo stato limite ultimo è affidata al calcestruzzo ed alle armature ordinarie e/o di precompressione. Nel caso di blocchi collaboranti questi partecipano alla resistenza in modo solidale con gli altri materiali.

##### 4.1.9.2 Solai misti di c.a. e c.a.p. e blocchi diversi dal laterizio

Possono utilizzarsi per realizzare i solai misti di calcestruzzo armato e calcestruzzo armato precompresso anche blocchi diversi dal laterizio, con sola funzione di alleggerimento.

I blocchi in calcestruzzo leggero di argilla espansa, calcestruzzo normale sagomato, polistirolo, materie plastiche, elementi organici mineralizzati, ecc., devono essere dimensionalmente stabili e non fragili, e capaci di seguire le deformazioni del solaio.

##### 4.1.9.3 Solai realizzati con l'associazione di componenti prefabbricati in c.a. e c.a.p.

I componenti di questi tipi di solai devono rispettare le norme di cui al presente § 4.1.

Oltre a quanto indicato nei precedenti paragrafi relativamente allo stato limite di deformazione, devono essere tenute presenti le seguenti norme complementari.

I componenti devono essere provvisti di opportuni dispositivi e magisteri che assicurino la congruenza delle deformazioni tra i componenti stessi accostati, sia per i carichi ripartiti che per quelli concentrati. In assenza di soletta collaborante armata o in difformità rispetto alle prescrizioni delle specifiche norme tecniche europee, l'efficacia di tali dispositivi deve essere certificata mediante prove sperimentali.

Quando si voglia realizzare una ridistribuzione trasversale dei carichi è necessario che il solaio così composto abbia dei componenti strutturali ortogonali alla direzione dell'elemento resistente principale.

Qualora il componente venga integrato da un getto di completamento all'estradosso, questo deve avere uno spessore non inferiore a 40 mm ed essere dotato di una armatura di ripartizione a maglia incrociata e si deve verificare la trasmissione delle azioni di taglio fra elementi prefabbricati e getto di completamento, tenuto conto degli stati di coazione che si creano per le diverse caratteristiche reologiche dei calcestruzzi, del componente e dei getti di completamento.

#### 4.1.10 NORME ULTERIORI PER LE STRUTTURE PREFABBRICATE

Formano oggetto del presente § 4.1.10 i componenti strutturali prefabbricati in calcestruzzo armato, normale o precompresso (nel seguito detti componenti) che rispondono alle specifiche prescrizioni del presente § 4.1, ai metodi di calcolo di cui ai §§ 2.6 e 2.7 e che, singolarmente o assemblati tra di loro ovvero con parti costruite in opera, siano utilizzati per la realizzazione di opere di ingegneria civile.

Rientrano nel campo di applicazione delle presenti norme i componenti prodotti in stabilimenti permanenti o in impianti temporanei allestiti per uno specifico cantiere, ovvero realizzati a piè d'opera.

Componenti di serie devono intendersi unicamente quelli prodotti in stabilimenti permanenti, con tecnologia ripetitiva e processi industrializzati, in tipologie predefinite per campi dimensionali e tipi di armature.

Di produzione occasionale si intendono i componenti prodotti senza il presupposto della ripetitività tipologica.

Il componente deve garantire i livelli di sicurezza e prestazione sia come componente singolo, nelle fasi transitorie di sformatura, movimentazione, stoccaggio, trasporto e montaggio, sia come elemento di un più complesso organismo strutturale una volta installato in opera.

I componenti in possesso di attestato di conformità secondo una specifica tecnica europea elaborata ai sensi della *direttiva 89/106/CEE* (marcatura CE) ed i cui riferimenti sono pubblicati sulla Gazzetta Ufficiale dell'Unione Europea sono intesi aver con ciò assolto ogni requisito procedurale di cui al deposito ai sensi dell'*art. 9 della legge 5 novembre 1972, n. 1086* e alla certificazione di idoneità di cui agli *artt. 1 e 7 della legge 2 febbraio 1974, n. 64*. Resta l'obbligo del deposito della documentazione tecnica presso l'ufficio regionale competente ai sensi della vigente legislazione in materia.

Nel caso di prodotti coperti da marcatura CE, devono essere comunque rispettati, laddove applicabili, i §§ 11.8.2, 11.8.3.4 e 11.8.5 delle presenti Norme Tecniche.

##### 4.1.10.1 Prodotti prefabbricati non soggetti a marcatura CE

Per gli elementi strutturali prefabbricati qui disciplinati, quando non soggetti ad attestato di conformità secondo una specifica tecnica elaborata ai sensi della *Direttiva 89/106/CEE* (marcatura CE) e i cui riferimenti sono pubblicati sulla Gazzetta Ufficiale dell'Unione Europea, sono previste due categorie di produzione:

- serie dichiarata
- serie controllata

I componenti per i quali non sia applicabile la marcatura CE, ai sensi del *DPR 246/93* di recepimento della *Direttiva 89/106/CEE*, devono essere realizzati attraverso processi sottoposti ad un sistema di controllo della produzione ed i produttori di componenti occasionali, in serie dichiarata ed in serie controllata, devono altresì provvedere alla preventiva qualificazione del sistema di produzione, con le modalità indicate nel § 11.8.

##### 4.1.10.2 Prodotti prefabbricati in serie

Rientrano tra i prodotti prefabbricati in serie:

- i componenti di serie per i quali è stato effettuato il deposito ai sensi dell'*art. 9 della legge 5 novembre 1971, n. 1086*;
- i componenti per i quali è stata rilasciata la certificazione di idoneità ai sensi degli *artt. 1 e 7 della legge 2 febbraio 1974, n. 64*;
- ogni altro componente compreso nella definizione di cui al 3° comma del § 4.1.10.

#### 4.1.10.2.1 Prodotti prefabbricati in serie dichiarata

Rientrano in serie dichiarata i componenti di serie che, pur appartenendo ad una tipologia predefinita, vengono progettati di volta in volta su commessa per dimensioni ed armature (serie tipologica).

Per le tipologie predefinite il produttore dovrà provvedere, nell'ambito delle modalità di qualificazione della produzione di cui al § 11.8, al deposito della documentazione tecnica relativa al processo produttivo ed al progetto tipo presso il Ministero delle Infrastrutture - Servizio Tecnico Centrale.

Per ogni singolo impiego delle serie tipologiche la specifica documentazione tecnica dei componenti prodotti in serie dovrà essere allegata alla documentazione progettuale depositata presso l'Ufficio regionale competente, ai sensi della vigente legislazione in materia.

Rientrano altresì in serie dichiarata i componenti di serie costituiti da un tipo compiutamente determinato, predefinito in dimensioni ed armature sulla base di un progetto depositato (serie ripetitiva).

Per ogni tipo di componente, o per ogni famiglia omogenea di tipi, il produttore dovrà provvedere, nell'ambito delle modalità di qualificazione della produzione di cui al § 11.8, al deposito della documentazione tecnica relativa al processo produttivo ed al progetto specifico presso il Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Per ogni singolo impiego delle serie ripetitive, sarà sufficiente allegare alla documentazione progettuale depositata presso l'Ufficio regionale competente, ai sensi della vigente legislazione in materia, gli estremi del deposito presso il Servizio Tecnico Centrale.

#### 4.1.10.2.2 Prodotti prefabbricati in serie controllata

Per serie controllata si intende la produzione di serie che, oltre ad avere i requisiti specificati per la serie dichiarata, sia eseguita con procedure che prevedono verifiche sperimentali su prototipo e controllo permanente della produzione, come specificato al § 11.8.

Devono essere prodotti in serie controllata:

- i componenti costituiti da assetti strutturali non consueti;
- i componenti realizzati con l'impiego di calcestruzzi speciali o di classe > C 45/55;
- i componenti armati o precompressi con spessori, anche locali, inferiori a 40 mm;
- i componenti il cui progetto sia redatto su modelli di calcolo non previsti dalle presenti Norme Tecniche.

Per i componenti ricadenti in uno dei casi sopra elencati, è obbligatorio il rilascio preventivo dell'autorizzazione alla produzione, secondo le procedure di cui al § 11.8.4.3.

#### 4.1.10.3 Responsabilità e competenze

Il Progettista e il Direttore tecnico dello stabilimento di prefabbricazione, ciascuno per le proprie competenze, sono responsabili della capacità portante e della sicurezza del componente, sia incorporato nell'opera, sia durante le fasi di trasporto fino a piè d'opera.

E' responsabilità del progettista e del Direttore dei lavori del complesso strutturale di cui l'elemento fa parte, ciascuno per le proprie competenze, la verifica del componente durante il montaggio, la messa in opera e l'uso dell'insieme strutturale realizzato.

I componenti prodotti negli stabilimenti permanenti devono essere realizzati sotto la responsabilità di un Direttore tecnico dello stabilimento, dotato di adeguata abilitazione professionale, che assume le responsabilità proprie del Direttore dei lavori.

I componenti di produzione occasionale devono inoltre essere realizzati sotto la vigilanza del Direttore dei lavori dell'opera di destinazione.

I funzionari del Servizio Tecnico Centrale potranno accedere anche senza preavviso agli stabilimenti di produzione dei componenti prefabbricati per l'accertamento del rispetto delle presenti norme.

#### 4.1.10.4 Prove su componenti

Per verificare le prestazioni di un nuovo prodotto o di una nuova tecnologia produttiva ed accertare l'affidabilità dei modelli di calcolo impiegati nelle verifiche di resistenza, prima di dare inizio alla produzione corrente è necessario eseguire delle prove di carico su di un adeguato numero di prototipi al vero, portati fino a rottura.

Tali prove sono obbligatorie, in aggiunta alle prove correnti sui materiali di cui al Cap. 11, per le produzioni in serie controllata.

#### 4.1.10.5 Norme complementari

Le verifiche del componente vanno fatte con riferimento al livello di maturazione e di resistenza raggiunto, controllato mediante prove sui materiali di cui al § 11.8.3.1 ed eventuali prove su prototipo prima della movimentazione del componente e del cimento statico dello stesso.

I dispositivi di sollevamento e movimentazione debbono essere esplicitamente previsti nel progetto del componente strutturale e realizzati con materiali appropriati e dimensionati per le sollecitazioni previste.

Il coprifermo degli elementi prefabbricati deve rispettare le regole generali di cui al presente § 4.1.

##### 4.1.10.5.1 Appoggi

Per i componenti appoggiati in via definitiva, particolare attenzione va posta alla posizione e dimensione dell'apparecchio d'appoggio, sia rispetto alla geometria dell'elemento di sostegno, sia rispetto alla sezione terminale dell'elemento portato, tenendo nel dovuto conto le tolleranze dimensionali e di montaggio e le deformazioni per fenomeni reologici e/o termici.

I vincoli provvisori o definitivi devono essere progettati con particolare attenzione e, se necessario, validati attraverso prove sperimentali.

Gli appoggi scorrevoli devono essere dimensionati in modo da consentire gli spostamenti relativi previsti senza perdita della capacità portante.

##### 4.1.10.5.2 Realizzazione delle unioni

Le unioni devono avere resistenza e deformabilità coerenti con le ipotesi progettuali.

##### 4.1.10.5.3 Tolleranze

Il progetto deve indicare le tolleranze minime di produzione che dovrà rispettare il componente. Il componente che non rispetta tali tolleranze, sarà giudicato non conforme e quindi potrà essere consegnato in cantiere per l'utilizzo nella costruzione solo dopo preventiva accettazione da parte del Direttore dei lavori.

Il progetto dell'opera deve altresì tener conto delle tolleranze di produzione, tracciamento e montaggio assicurando un coerente funzionamento del complesso strutturale.

Il montaggio dei componenti ed il completamento dell'opera devono essere conformi alle previsioni di progetto. Nel caso si verificassero delle non conformità, queste devono essere analizzate dal Direttore dei lavori nei riguardi delle eventuali necessarie misure correttive.

#### 4.1.11 CALCESTRUZZO A BASSA PERCENTUALE DI ARMATURA O NON ARMATO

Il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura è quello per il quale la percentuale di armatura messa in opera è minore di quella minima necessaria per il calcestruzzo armato o la quantità media in peso di acciaio per metro cubo di calcestruzzo è inferiore a 0,3 kN.

Sia il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura, sia quello non armato possono essere impiegati solo per elementi secondari o per strutture massicce o estese.

##### 4.1.11.1 Valutazione della sicurezza - norme di calcolo

Nelle verifiche di resistenza delle sezioni sotto sforzi normali si deve trascurare la resistenza a trazione del calcestruzzo.

La misura della sicurezza si ottiene controllando che, per ogni condizione di verifica, le tensioni di compressione che insorgono nel calcestruzzo per effetto delle azioni di calcolo sotto la combinazione rara risultino minori della seguente tensione:

$\sigma_c = 0,30 f_{ck}$  per calcestruzzo debolmente armato

$\sigma_c = 0,25 f_{ck}$  per calcestruzzo non armato

Le verifiche a taglio si intendono soddisfatte quando le tensioni tangenziali massime valutate per combinazione rara siano inferiori al valore limite di seguito riportato:

$\tau_c = 0,25 f_{ctk}$  per calcestruzzo debolmente armato

$\tau_c = 0,21 f_{ctk}$  per calcestruzzo non armato

#### 4.1.12 CALCESTRUZZO DI AGGREGATI LEGGERI

Il presente capitolo si applica ai calcestruzzi di aggregati leggeri minerali, artificiali o naturali, con esclusione dei calcestruzzi aerati.

Per le classi di densità e di resistenza normalizzate può farsi utile riferimento a quanto riportato nella norma UNI EN 206-1:2006.

Sulla base della denominazione normalizzata come definita in § 4.1 per il calcestruzzo di peso normale, vengono ammesse classi di resistenza fino alla classe LC55/60.

I calcestruzzi delle diverse classi trovano impiego secondo quanto riportato nella Tab. 4.1.II.

Valgono le specifiche prescrizioni sul controllo della qualità date in § 4.1 e in § 11.1.

##### 4.1.12.1 Norme di calcolo

Per il progetto delle strutture in calcestruzzo di aggregati leggeri valgono in genere le norme date nei §§ da 4.1.1 a 4.1.11, con la resistenza a trazione di calcolo pari a

$f_{ctd} = 0,85 f_{ctk} / \gamma_c$  (4.1.48)

In particolare non possono impiegarsi barre di diametro - diametro > 32 mm.

Per ogni indicazione applicativa si potrà fare utile riferimento alla sezione 11 di UNI EN 1992-1-1.

#### 4.1.13 RESISTENZA AL FUOCO

Le verifiche di resistenza al fuoco potranno eseguirsi con riferimento a UNI EN 1992-1-2, utilizzando i coefficienti  $\gamma_m$  (v. § 4.1.4) relativi alle combinazioni eccezionali ed assumendo il coefficiente  $\alpha_{cc}$  pari a 1,0.



## 4.2 COSTRUZIONI DI ACCIAIO

Formano oggetto delle presenti norme le opere strutturali di acciaio per le quali non esista una regolamentazione apposita a carattere particolare.

I materiali e i prodotti devono rispondere ai requisiti indicati nel § 11.3.

### 4.2.1 MATERIALI

#### 4.2.1.1 Acciaio laminato

Gli acciai di uso generale laminati a caldo in profilati, barre, larghi piatti, lamiere e profilati cavi (anche tubi saldati provenienti da nastri laminati a caldo) devono appartenere ai gradi da S235 ad S460 compresi e le loro caratteristiche devono essere conformi ai requisiti di cui al § 11.3.4 delle presenti norme.

I valori della tensione di snervamento  $f_{yk}$  e della tensione di rottura  $f_{tk}$  da adottare nelle verifiche quali valori caratteristici sono specificati nel § 11.3.4.1 delle presenti norme.

Per le applicazioni nelle zone dissipative delle costruzioni soggette ad azioni sismiche sono richiesti ulteriori requisiti specificati nel § 11.3.4.9 delle presenti norme.

#### 4.2.1.2 Saldature

I procedimenti di saldatura e i materiali di apporto devono essere conformi ai requisiti di cui al § 11.3.4 delle presenti norme.

Per l'omologazione degli elettrodi da impiegare nella saldatura ad arco può farsi utile riferimento alla norma UNI 5132:1974.

Per gli altri procedimenti di saldatura devono essere impiegati i fili, flussi o gas di cui alle prove di qualifica del procedimento.

Le caratteristiche dei materiali di apporto (tensione di snervamento, tensione di rottura, allungamento a rottura e resilienza) devono, salvo casi particolari precisati dal progettista, essere equivalenti o migliori delle corrispondenti caratteristiche delle parti collegate.

#### 4.2.1.3 Bulloni e chiodi

I bulloni e i chiodi per collegamenti di forza devono essere conformi ai requisiti di cui al § 11.3.4 delle presenti norme.

I valori della tensione di snervamento  $f_{yb}$  e della tensione di rottura  $f_{tb}$  dei bulloni, da adottare nelle verifiche quali valori caratteristici sono specificati nel § 11.3.4.6 delle presenti norme.

### 4.2.2 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

La valutazione della sicurezza è condotta secondo i principi fondamentali illustrati nel Cap. 2.

I requisiti richiesti di resistenza, funzionalità, durabilità e robustezza si garantiscono verificando il rispetto degli stati limite ultimi e degli stati limite di esercizio della struttura, dei componenti strutturali e dei collegamenti descritti nella presente norma.

#### 4.2.2.1 Stati limite

Gli stati limite ultimi da verificare, ove necessario, sono:

- stato limite di equilibrio, al fine di controllare l'equilibrio globale della struttura e delle sue parti durante tutta la vita nominale comprese le fasi di costruzione e di riparazione;

- stato limite di collasso, corrispondente al raggiungimento della tensione di snervamento oppure delle deformazioni ultime del materiale e quindi della crisi o eccessiva deformazione di una sezione, di una membratura o di un collegamento (escludendo fenomeni di fatica), o alla formazione di un meccanismo di collasso, o all'instaurarsi di fenomeni di instabilità dell'equilibrio negli

elementi componenti o nella struttura nel suo insieme, considerando anche fenomeni locali d'instabilità dei quali si possa tener conto eventualmente con riduzione delle aree delle sezioni resistenti;

- stato limite di fatica, controllando le variazioni tensionali indotte dai carichi ripetuti in relazione alle caratteristiche dei dettagli strutturali interessati.

Per strutture o situazioni particolari, può essere necessario considerare altri stati limite ultimi;

Gli stati limite di esercizio da verificare, ove necessario, sono:

- stati limite di deformazione e/o spostamento, al fine di evitare deformazioni e spostamenti che possano compromettere l'uso efficiente della costruzione e dei suoi contenuti, nonché il suo aspetto estetico;

- stato limite di vibrazione, al fine di assicurare che le sensazioni percepite dagli utenti garantiscano accettabili livelli di confort ed il cui superamento potrebbe essere indice di scarsa robustezza e/o indicatore di possibili danni negli elementi secondari;

- stato limite di plasticizzazioni locali, al fine di scongiurare deformazioni plastiche che generino deformazioni irreversibili ed inaccettabili;

- stato limite di scorrimento dei collegamenti ad attrito con bulloni ad alta resistenza, nel caso che il collegamento sia stato dimensionato a collasso per taglio dei bulloni.

#### 4.2.3 ANALISI STRUTTURALE

Il metodo di analisi deve essere coerente con le ipotesi di progetto. L'analisi deve essere basata su modelli strutturali di calcolo appropriati, a seconda dello stato limite considerato.

Le ipotesi scelte ed il modello di calcolo adottato devono essere in grado di riprodurre il comportamento globale della struttura e quello locale delle sezioni adottate, degli elementi strutturali, dei collegamenti e degli appoggi.

Nell'analisi globale della struttura, in quella dei sistemi di controvento e nel calcolo delle membrature si deve tener conto delle imperfezioni geometriche e strutturali di cui al § 4.2.3.5.

##### 4.2.3.1 Classificazione delle sezioni

Le sezioni trasversali degli elementi strutturali si classificano in funzione della loro capacità rotazionale  $C_0$  definita come:

$$C_0 = \vartheta_r / \vartheta_y - 1 \quad (4.2.1)$$

essendo  $\vartheta_r$  e  $\vartheta_y$  le curvature corrispondenti rispettivamente al raggiungimento della deformazione ultima ed allo snervamento. Si distinguono le seguenti classi di sezioni:

classe 1 quando la sezione è in grado di sviluppare una cerniera plastica avente la capacità rotazionale richiesta per l'analisi strutturale condotta con il metodo plastico di cui al § 4.2.3.2 senza subire riduzioni della resistenza. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale  $C_0 \geq 3$

classe 2 quando la sezione è in grado di sviluppare il proprio momento resistente plastico, ma con capacità rotazionale limitata. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale  $C_0 \geq 1,5$

classe 3 quando nella sezione le tensioni calcolate nelle fibre estreme compresse possono raggiungere la tensione di snervamento, ma l'instabilità locale impedisce lo sviluppo del momento resistente plastico;

classe 4 quando, per determinarne la resistenza flettente, tagliante o normale, è necessario tener conto degli effetti dell'instabilità locale in fase elastica nelle parti compresse che compongono la sezione. In tal caso nel calcolo della resistenza la sezione geometrica effettiva può sostituirsi con una sezione efficace.

Le sezioni di classe 1 e 2 si definiscono compatte, quelle di classe 3 moderatamente snelle e quelle di classe 4 snelle. Per i casi più comuni delle forme delle sezioni e delle modalità di sollecitazione, le seguenti Tabb. 4.2.I, 4.2.II e 4.2.III forniscono indicazioni per la classificazione delle sezioni.

La classe di una sezione composta corrisponde al valore di classe più alto tra quelli dei suoi elementi componenti.

Tabella 4.2.I - Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse

Scarica il file

Tabella 4.2.II - Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse

Scarica il file

Tabella 4.2.III - Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse

Scarica il file

#### 4.2.3.2 Capacità resistente delle sezioni

La capacità resistente delle sezioni deve essere valutata nei confronti delle sollecitazioni di trazione o compressione, flessione, taglio e torsione, determinando anche gli effetti indotti sulla resistenza dalla presenza combinata di più sollecitazioni.

La capacità resistente della sezione si determina con uno dei seguenti metodi.

Metodo elastico (E)

Si assume un comportamento elastico lineare del materiale, sino al raggiungimento della condizione di snervamento.

Il metodo può applicarsi a tutte le classi di sezioni, con l'avvertenza di riferirsi al metodo delle sezioni efficaci o a metodi equivalenti, nel caso di sezioni di classe 4.

Metodo plastico (P)

Si assume la completa plasticizzazione del materiale. Il metodo può applicarsi solo a sezioni di tipo compatto, cioè di classe 1 e 2.

Metodo elasto-plastico (EP)

Si assumono legami costitutivi tensione-deformazione del materiale di tipo bilineare o più complessi.

Il metodo può applicarsi a qualsiasi tipo di sezione.

#### 4.2.3.3 Metodi di analisi globale

L'analisi globale della struttura può essere condotta con uno dei seguenti metodi:

Metodo elastico (E)

Si valutano gli effetti delle azioni nell'ipotesi che il legame tensione-deformazione del materiale sia indefinitamente lineare.

Il metodo è applicabile a strutture composte da sezioni di classe qualsiasi.

La resistenza delle sezioni può essere valutata con il metodo elastico, plastico o elasto-plastico per le sezioni compatte (classe 1 o 2), con il metodo elastico o elasto-plastico per le sezioni snelle (classe 3 o 4).

Metodo plastico (P)

Gli effetti delle azioni si valutano trascurando la deformazione elastica degli elementi strutturali e concentrando le deformazioni plastiche nelle sezioni di formazione delle cerniere plastiche.

Il metodo è applicabile a strutture interamente composte da sezioni di classe 1.

#### Metodo elasto-plastico (EP)

Gli effetti delle azioni si valutano introducendo nel modello il legame momento-curvatura delle sezioni ottenuto considerando un legame costitutivo tensione-deformazione di tipo bilineare o più complesso.

Il metodo è applicabile a strutture composte da sezioni di classe qualsiasi.

Le possibili alternative per i metodi di analisi strutturale e di valutazione della capacità resistente flessionale delle sezioni sono riassunte nella seguente Tab. 4.2.IV.

Tabella 4.2.IV - Metodi di analisi globali e relativi metodi di calcolo delle capacità e classi di sezioni ammesse

Metodo di analisi globale	Metodo di calcolo della capacità resistente della sezione	Tipo di sezione
(E)	(E)	tutte (*)
(E)	(P)	compatte (classi 1 e 2)
(E)	(EP)	tutte (*)
(P)	(P)	compatte di classe 1
(EP)	(EP)	tutte (*)

(\*) Per le sezioni di classe 4 la capacità resistente può essere calcolata con riferimento alla sezione efficace.

#### 4.2.3.4 Effetti delle deformazioni

In generale, è possibile effettuare:

- l'analisi del primo ordine, imponendo l'equilibrio sulla configurazione iniziale della struttura,
- l'analisi del secondo ordine, imponendo l'equilibrio sulla configurazione deformata della struttura.

L'analisi globale può condursi con la teoria del primo ordine nei casi in cui possano ritenersi trascurabili gli effetti delle deformazioni sull'entità delle sollecitazioni, sui fenomeni di instabilità e su qualsiasi altro rilevante parametro di risposta della struttura.

Tale condizione si può assumere verificata se risulta soddisfatta la seguente relazione:

$$\begin{aligned} \alpha_{cr} &= F_{cr}/F_{Ed} \geq 10 \text{ per l'analisi elastica} \\ \alpha_{cr} &= F_{cr}/F_{Ed} \geq 15 \text{ per l'analisi plastica} \end{aligned} \quad (4.2.2)$$

dove  $\alpha_{cr}$  è il moltiplicatore dei carichi applicati che induce l'instabilità globale della struttura,  $F_{Ed}$  è il valore dei carichi di progetto e  $F_{cr}$  è il valore del carico instabilizzante calcolato considerando la rigidezza iniziale elastica della struttura.

#### 4.2.3.5 Effetto delle imperfezioni

Nell'analisi della struttura, in quella dei sistemi di controvento e nel calcolo delle membrature si deve tener conto degli effetti delle imperfezioni geometriche e strutturali quali la mancanza di verticalità o di rettilineità, la mancanza di accoppiamento e le inevitabili eccentricità minori presenti nei collegamenti reali.

A tal fine possono adottarsi nell'analisi adeguate imperfezioni geometriche equivalenti, di valore tale da simulare i possibili effetti delle reali imperfezioni da esse sostituite, a meno che tali effetti non siano inclusi implicitamente nel calcolo della resistenza degli elementi strutturali.

Si devono considerare nel calcolo:

- le imperfezioni globali per i telai o per i sistemi di controvento;
- le imperfezioni locali per i singoli elementi strutturali.

Gli effetti delle imperfezioni globali per telai sensibili agli effetti del secondo ordine possono essere riprodotti introducendo un errore iniziale di verticalità della struttura ed una curvatura iniziale degli elementi strutturali costituenti.

L'errore iniziale di verticalità in un telaio può essere trascurato quando:

$$H_{Ed} \geq 0,15 \cdot Q_{Ed}, (4.2.3)$$

dove  $H_{Ed}$  è la somma delle reazioni orizzontali alla base delle colonne del piano (taglio di piano) considerato per effetto dei carichi orizzontali e  $Q_{Ed}$  è il carico verticale complessivamente agente nella parte inferiore del piano considerato (sforzi assiali nelle colonne).

Nel caso di telai non sensibili agli effetti del secondo ordine, nell'effettuazione dell'analisi globale per il calcolo delle sollecitazioni da introdurre nelle verifiche di stabilità degli elementi strutturali, la curvatura iniziale degli elementi strutturali può essere trascurata.

Nell'analisi dei sistemi di controvento che devono garantire la stabilità laterale di travi inflesse o elementi compressi, gli effetti delle imperfezioni globali devono essere riprodotti introducendo, sotto forma di errore di rettilineità iniziale, un'imperfezione geometrica equivalente dell'elemento da vincolare.

Nella verifica di singoli elementi strutturali, quando non occorra tenere conto degli effetti del secondo ordine, gli effetti delle imperfezioni locali sono da considerarsi inclusi implicitamente nelle formule di verifica di stabilità.

#### 4.2.4 VERIFICHE

Le azioni caratteristiche (carichi, distorsioni, variazioni termiche, ecc.) devono essere definite in accordo con quanto indicato nei Capp. 3 e 5 delle presenti norme.

Per costruzioni civili o industriali di tipo corrente e per le quali non esistano regolamentazioni specifiche, le azioni di calcolo si ottengono, per le verifiche statiche, secondo quanto indicato nel Cap. 2.

Il calcolo deve condursi con appropriati metodi della meccanica strutturale, secondo i criteri indicati in § 4.2.3.

##### 4.2.4.1 Verifiche agli stati limite ultimi

###### 4.2.4.1.1 Resistenza di calcolo

La resistenza di calcolo delle membrature  $R_d$  si pone nella forma:

$$R_d = R_k / \gamma_M (4.2.4)$$

dove:

$R_k$  è il valore caratteristico della resistenza - trazione, compressione, flessione, taglio e torsione - della membratura, determinata dai valori caratteristici della resistenza dei materiali  $f_{yk}$  e dalle caratteristiche geometriche degli elementi strutturali, dipendenti dalla classe della sezione; nel caso in cui si abbiano elementi con sezioni di classe 4 può farsi riferimento alle caratteristiche geometriche «efficaci», area efficace  $A_{eff}$ , modulo di resistenza efficace  $W_{eff}$ , modulo di inerzia efficace  $J_{eff}$ , valutati seguendo il procedimento indicato in UNI EN 1993-1-5. Nel caso di elementi strutturali formati a freddo e lamiere sottili, per valutare le caratteristiche geometriche «efficaci» si può fare riferimento a quanto indicato in UNI EN 1993-1-3.

$\gamma_M$  è il fattore parziale globale relativo al modello di resistenza adottato.

Per le verifiche di resistenza delle sezioni delle membrature, con riferimento ai modelli di resistenza esposti nella presente normativa ed utilizzando acciai dal grado S 235 al grado S 460 di cui al § 11.3, si adottano i fattori parziali  $\gamma_{M0}$  e  $\gamma_{M2}$  indicati nella Tab. 4.2.V. Il

coefficiente di sicurezza  $\gamma_{M2}$ , in particolare, deve essere impiegato qualora si eseguano verifiche di elementi tesi nelle zone di unione delle membrature indebolite dai fori.

Per valutare la stabilità degli elementi strutturali compressi, inflessi e presso-inflessi, si utilizza il coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_{M1}$ .

Tabella 4.2.V - Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità

Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} = 1,10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1,25$

#### 4.2.4.1.2 Resistenza delle membrature

Per la verifica delle travi la resistenza di calcolo da considerare dipende dalla classificazione delle sezioni.

La verifica in campo elastico è ammessa per tutti i tipi di sezione, con l'avvertenza di tener conto degli effetti di instabilità locale per le sezioni di classe 4.

Le verifiche in campo elastico, per gli stati di sforzo piani tipici delle travi, si eseguono con riferimento al seguente criterio:

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{z,Ed} \sigma_{x,Ed} + 3\tau_{Ed}^2 \leq (f_{yk} / \gamma_{M0})^2 \quad (4.2.5)$$

dove:

$\sigma_{x,Ed}$  è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione parallela all'asse della membratura;

$\sigma_{z,Ed}$  è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione ortogonale all'asse della membratura;

$\tau_{Ed}$  è il valore di calcolo della tensione tangenziale nel punto in esame, agente nel piano della sezione della membratura.

La verifica in campo plastico richiede che si determini una distribuzione di tensioni interne «staticamente ammissibile», cioè in equilibrio con le sollecitazioni applicate (N, M, T, ecc.) e rispettosa della condizione di plasticità.

I modelli resistenti esposti nei paragrafi seguenti definiscono la resistenza delle sezioni delle membrature nei confronti delle sollecitazioni interne, agenti separatamente o contemporaneamente.

Per le sezioni di classe 4, in alternativa alle formule impiegate nel seguito, si possono impiegare altri procedimenti di comprovata validità.

#### Trazione

L'azione assiale di calcolo  $N_{Ed}$  deve rispettare la seguente condizione:

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} \leq 1 \quad (4.2.6)$$

dove la resistenza di calcolo a trazione  $N_{t,Rd}$  di membrature con sezioni indebolite da fori per collegamenti bullonati o chiodati deve essere assunta pari al minore dei valori seguenti:

a) la resistenza plastica della sezione lorda,  $A$ ,

$$N_{pl,Rd} = Af_{yk} / \gamma_{M0} \quad (4.2.7)$$

b) la resistenza a rottura della sezione netta,  $A_{net}$ , in corrispondenza dei fori per i collegamenti

$$N_{u,Rd} = 0,9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} \quad (4.2.8)$$

Qualora il progetto preveda la gerarchia delle resistenze, come avviene in presenza di azioni sismiche, la resistenza plastica della sezione lorda,  $N_{pl,Rd}$ , deve risultare minore della resistenza a rottura delle sezioni indebolite dai fori per i collegamenti,  $N_{u,Rd}$ :

$$N_{pl,Rd} \leq N_{u,Rd}. \quad (4.2.9)$$

Compressione

La forza di compressione di calcolo  $N_{Ed}$  deve rispettare la seguente condizione:

$$N_{Ed} / N_{c,Rd} \leq 1 \quad (4.2.10)$$

dove la resistenza di calcolo a compressione della sezione  $N_{c,Rd}$  vale:

$$N_{c,Rd} = A f_{yk} / \gamma_{M0} \text{ per le sezioni di classe 1, 2 e 3,}$$

$$N_{c,Rd} = A_{eff} f_{yk} / \gamma_{M0} \text{ per le sezioni di classe 4.} \quad (4.2.11)$$

Non è necessario dedurre l'area dei fori per i collegamenti bullonati o chiodati, purché in tutti i fori siano presenti gli elementi di collegamento e non siano presenti fori sovradimensionati o asolati.

Flessione monoassiale (retta)

Il momento flettente di calcolo  $M_{Ed}$  deve rispettare la seguente condizione:

$$M_{Ed} / M_{c,Rd} \leq 1 \quad (4.2.12)$$

dove la resistenza di calcolo a flessione retta della sezione  $M_{c,Rd}$  si valuta tenendo conto della presenza di eventuali fori in zona tesa per collegamenti bullonati o chiodati.

La resistenza di calcolo a flessione retta della sezione  $M_{c,Rd}$  vale:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = W_{pl} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} \text{ per le sezioni di classe 1 e 2;} \quad (4.2.13)$$

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = W_{el,min} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} \text{ per le sezioni di classe 3;} \quad (4.2.14)$$

$$M_{c,Rd} = W_{eff,min} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} \text{ per le sezioni di classe 4;} \quad (4.2.15)$$

per le sezioni di classe 3,  $W_{el,min}$  è il modulo resistente elastico minimo della sezione in acciaio; per le sezioni di classe 4, invece, il modulo  $W_{eff,min}$  è calcolato eliminando le parti della sezione inattive a causa dei fenomeni di instabilità locali, secondo il procedimento esposto in UNI EN1993-1-5, e scegliendo il minore tra i moduli così ottenuti.

Per la flessione biassiale si veda oltre.

Negli elementi inflessi caratterizzati da giunti strutturali bullonati, la presenza dei fori nelle piattabande dei profili può essere trascurata nel calcolo del momento resistente se è verificata la relazione

$$0,9 \cdot A_{r,net} \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} \geq A_r \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} \quad (4.2.16)$$

dove  $A_r$  è l'area della piattabanda lorda,  $A_{r,net}$  è l'area della piattabanda al netto dei fori e  $f_t$  è la resistenza ultima dell'acciaio.

Taglio

Il valore di calcolo dell'azione tagliante  $V_{Ed}$  deve rispettare la condizione

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} \leq 1, \quad (4.2.17)$$

dove la resistenza di calcolo a taglio  $V_{c,Rd}$ , in assenza di torsione, vale

$$V_{c,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / \sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}, \quad (4.2.18)$$

dove  $A_v$  è l'area resistente a taglio.

Per profilati ad I e ad H caricati nel piano dell'anima si può assumere

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f; \quad (4.2.19)$$

per profilati a C o ad U caricati nel piano dell'anima si può assumere

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + r) t_f; \quad (4.2.20)$$

per profilati ad I e ad H caricati nel piano delle ali si può assumere

$$A_v = A - \sum (h_w t_w); \quad (4.2.21)$$

per profilati a T caricati nel piano dell'anima si può assumere

$$A_v = 0,9 (A - b t_f); \quad (4.2.22)$$

per profili rettangolari cavi «profilati a caldo» di spessore uniforme si può assumere

$$A_v = Ah/(b + h) \text{ quando il carico è parallelo all'altezza del profilo,}$$

$$A_v = Ab/(b + h) \text{ quando il carico è parallelo alla base del profilo; } \quad (4.2.23)$$

per sezioni circolari cave e tubi di spessore uniforme:

$$A_v = 2A/\pi; \quad (4.2.24)$$

dove:

$A$  è l'area lorda della sezione del profilo,

$b$  è la larghezza delle ali per i profilati e la larghezza per le sezioni cave,

$h_w$  è l'altezza dell'anima,

$h$  è l'altezza delle sezioni cave,

$r$  è il raggio di raccordo tra anima ed ala,

$t_f$  è lo spessore delle ali,

$t_w$  è lo spessore dell'anima.

In presenza di torsione, la resistenza a taglio del profilo deve essere opportunamente ridotta. Per le sezioni ad I o H la resistenza a taglio ridotta è data dalla formula

$$V_{c,Rd,red} = V_{c,Rd} \sqrt{1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{1,25 \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})}} \quad (4.2.25)$$

dove  $\tau_{t,Ed}$  è la tensione tangenziale massima dovuta alla torsione uniforme. Per sezioni cave, invece, la formula è



$$V_{c,Rd,red} = [1 - T_{t,Ed} / f_{yk}(\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})] V_{c,Rd}. \quad (4.2.26)$$

La verifica a taglio della sezione può anche essere condotta in termini tensionali (verifica elastica) nel punto più sollecitato della sezione trasversale utilizzando la formula

$$T_{Ed} / f_{yk}(\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) \leq 1,0, \quad (4.2.27)$$

dove  $T_{Ed}$  è valutata in campo elastico lineare.

La verifica all'instabilità dell'anima della sezione soggetta a taglio e priva di irrigidimenti deve essere condotta in accordo con § 4.2.4.1.3.4 se

$$\frac{h_w}{t} > \frac{72}{\eta} \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} \quad (4.2.28)$$

con  $\eta$  assunto cautelativamente pari a 1,00 oppure valutato secondo quanto previsto in norme di comprovata validità.

#### Torsione

Per gli elementi soggetti a torsione, quando possano essere trascurate le distorsioni della sezione, la sollecitazione torcente di progetto,  $T_{Ed}$ , deve soddisfare la relazione

$$T_{Ed} / T_{Rd} \leq 1,0, \quad (4.2.29)$$

essendo  $T_{Rd}$  è la resistenza torsionale di progetto della sezione trasversale. La torsione agente  $T_{Ed}$  può essere considerata come la somma di due contributi

$$T_{Ed} = T_{t,Ed} + T_{w,Ed}, \quad (4.2.30)$$

dove  $T_{t,Ed}$  è la torsione uniforme e  $T_{w,Ed}$  è la torsione per ingobbamento impedito.

#### Flessione e taglio

Se il taglio di calcolo  $V_{Ed}$  è inferiore a metà della resistenza di calcolo a taglio  $V_{c,Rd}$

$$V_{Ed} \leq 0,5 V_{c,Rd} \quad (4.2.31)$$

si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione, eccetto nei casi in cui l'instabilità per taglio riduca la resistenza a flessione della sezione.

Se il taglio di calcolo  $V_{Ed}$  è superiore a metà della resistenza di calcolo a taglio  $V_{c,Rd}$  bisogna tener conto dell'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

#### Posto

$$\rho = [2V_{Ed} / V_{c,Rd} - 1]^2 \quad (4.2.32)$$

la resistenza a flessione si determina assumendo per l'area resistente a taglio  $A_v$  la tensione di snervamento ridotta  $(1 - \rho) f_{yk}$ .

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a flessione e taglio nel piano dell'anima, la corrispondente resistenza convenzionale di calcolo a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{y,V,Rd} = [W_{pl,y} - \rho \cdot A_v^2 / 4t_w] f_{yk} / \gamma_{M0} \leq M_{y,c,Rd} \quad (4.2.33)$$

Presso o tenso flessione retta

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a presso o tenso flessione nel piano dell'anima, la corrispondente resistenza convenzionale di calcolo a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1 - n) / (1 - 0,5 a) \leq M_{pl,y,Rd}. \quad (4.2.34)$$

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a presso o tenso flessione nel piano delle ali, la corrispondente resistenza convenzionale di calcolo a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \text{ per } n \leq a, \quad (4.2.35)$$

$$\text{o } M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} [1 - (n - a / 1 - a)^2] \text{ per } n > a, \quad (4.2.36)$$

essendo

$M_{pl,y,Rd}$  il momento resistente plastico a flessione semplice nel piano dell'anima,

$M_{pl,z,Rd}$  il momento resistente plastico a flessione semplice nel piano delle ali

e posto:

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} \quad (4.2.37)$$

$$a = (A - 2 b t_f) / A \leq 0,5 \quad (4.2.38)$$

dove:

A è l'area lorda della sezione,

b è la larghezza delle ali,

$t_f$  è lo spessore delle ali.

Per sezioni generiche di classe 1 e 2 la verifica si conduce controllando che il momento di progetto sia minore del momento plastico di progetto, ridotto per effetto dello sforzo normale di progetto,  $M_{N,y,Rd}$ .

Presso o tenso flessione biassiale

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a presso o tenso flessione biassiale, la condizione di resistenza può essere valutata come:

$$(M_{y,Ed} / M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed} / M_{N,z,Rd})^{5n} \leq 1, \quad (4.2.39)$$

con  $n \geq 0,2$  essendo  $n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$ . Nel caso in cui  $n < 0,2$ , e comunque per sezioni generiche di classe 1 e 2, la verifica può essere condotta cautelativamente controllando che:

$$(M_{y,Ed} / M_{N,y,Rd}) + (M_{z,Ed} / M_{N,z,Rd}) \leq 1. \quad (4.2.40)$$

Per le sezioni di classe 3, in assenza di azioni di taglio, la verifica a presso o tenso-flessione retta o biassiale è condotta in termini tensionali utilizzando le verifiche elastiche; la tensione agente è calcolata considerando la eventuale presenza dei fori.

Per le sezioni di classe 4, le verifiche devono essere condotte con riferimento alla resistenza elastica (verifica tensionale); si possono utilizzare le proprietà geometriche efficaci della sezione trasversale considerando la eventuale presenza dei fori.

Flessione, taglio e sforzo assiale

Nel calcolo del momento flettente resistente devono essere considerati gli effetti di sforzo assiale e taglio, se presenti.

Nel caso in cui il taglio di calcolo,  $V_{Ed}$ , sia inferiore al 50% della resistenza di calcolo a taglio,  $V_{c,Rd}$ , la resistenza a flessione della sezione può essere calcolata con le formule per la tenso/presso flessione. Se la sollecitazione di taglio supera il 50% della resistenza a taglio, si assume una tensione di snervamento ridotta per l'interazione tra flessione e taglio:  $f_{y,red} = (1 - \rho) f_{yk}$  dove

$$\rho = [2V_{Ed} / V_{c,Rd} - 1]^2 \quad (4.2.41)$$

Per le sezioni di classe 3 e classe 4 le verifiche devono essere condotte con riferimento alla resistenza elastica (verifica tensionale); per le sezioni di classe 4 si possono utilizzare le proprietà geometriche efficaci della sezione trasversale.

#### 4.2.4.1.3 Stabilità delle membrature

##### 4.2.4.1.3.1 Aste compresse

La verifica di stabilità di un'asta si effettua nell'ipotesi che la sezione trasversale sia uniformemente compressa. Deve essere

$$N_{Ed} / N_{b,Rd} \leq 1 \quad (4.2.42)$$

dove

$N_{Ed}$  è l'azione di compressione di calcolo,

$N_{b,Rd}$  è la resistenza all'instabilità nell'asta compressa, data da

$$N_{b,Rd} = \chi A f_{yk} / \gamma_{M1} \quad \text{per le sezioni di classe 1, 2 e 3,} \quad (4.2.43)$$

e da

$$N_{b,Rd} = \chi A_{eff} f_{yk} / \gamma_{M1} \quad \text{per le sezioni di classe 4.} \quad (4.2.44)$$

I coefficienti  $\chi$  dipendono dal tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato; essi si desumono, in funzione di appropriati valori della snellezza adimensionale  $\bar{\lambda}$ , dalla seguente formula

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0 \quad (4.2.45)$$

dove  $\Phi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$ ,  $\alpha$  è il fattore di imperfezione, ricavato dalla Tab. 4.2.VI, e la snellezza adimensionale  $\bar{\lambda}$  è pari a

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} \quad \text{per le sezioni di classe 1, 2 e 3, e a} \quad (4.2.46)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} \quad \text{per le sezioni di classe 4.} \quad (4.2.47)$$

Tabella 4.2.VI - Curve d'instabilità per varie tipologie di sezioni e classi d'acciaio, per elementi compressi

Scarica il file

$N_{cr}$  è il carico critico elastico basato sulle proprietà della sezione lorda e sulla lunghezza di libera inflessione  $l_0$  dell'asta, calcolato per la modalità di collasso per instabilità appropriata.

Nel caso in cui  $\bar{\lambda}$  sia minore di 0,2 oppure nel caso in cui la sollecitazione di calcolo  $N_{Ed}$  sia inferiore a  $0,04N_{cr}$ , gli effetti legati ai fenomeni di instabilità per le aste compresse possono essere trascurati.

Limitazioni della snellezza

Si definisce lunghezza d'inflessione la lunghezza  $l_0 = \beta l$  da sostituire nel calcolo del carico critico elastico  $N_{cr}$  alla lunghezza  $l$  dell'asta quale risulta dallo schema strutturale. Il coefficiente  $\beta$  deve essere valutato tenendo conto delle effettive condizioni di vincolo dell'asta nel piano di inflessione considerato.

Si definisce snellezza di un'asta nel piano di verifica considerato il rapporto

$$\lambda = l_0/i, \quad (4.2.48)$$

dove

$l_0$  è la lunghezza d'inflessione nel piano considerato,

$i$  è il raggio d'inerzia relativo.

E' opportuno limitare la snellezza  $\lambda$  al valore di 200 per le membrature principali ed a 250 per le membrature secondarie.

#### 4.2.4.1.3.2 Travi inflesse

Una trave con sezione ad I o H soggetta a flessione nel piano dell'anima, con la piattabanda compressa non sufficientemente vincolata lateralmente, deve essere verificata nei riguardi dell'instabilità flessione torsionale secondo la formula

$$M_{Ed} / M_{b,Rd} \leq 1, \quad (4.2.49)$$

dove:

$M_{Ed}$  è il massimo momento flettente di calcolo

$M_{b,Rd}$  è il momento resistente di progetto per l'instabilità.

Il momento resistente di progetto per i fenomeni di instabilità di una trave lateralmente non vincolata può essere assunto pari a

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yk} / \gamma_{M1}, \quad (4.2.50)$$

dove

$W_y$  è il modulo resistente della sezione, pari al modulo plastico  $W_{pl,y}$ , per le sezioni di classe 1 e 2, al modulo elastico  $W_{el,y}$ , per le sezioni di classe 3 e che può essere assunto pari al modulo efficace  $W_{eff,y}$ , per le sezioni di classe 4. Il fattore  $\chi_{LT}$  è il fattore di riduzione per l'instabilità flessione-torsionale, dipendente dal tipo di profilo impiegato; può essere determinato per profili laminati o composti saldati dalla formula

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq \begin{cases} 1,0 \\ \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} \cdot \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} \end{cases} \quad (4.2.51)$$

$$\text{dove } \Phi_{LT} = 0,5 \left[ 1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2 \right].$$

Il coefficiente di snellezza adimensionale  $\lambda_{LT}$  è dato dalla formula

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_{yk}}{M_{cr}}} \quad (4.2.52)$$

in cui  $M_{cr}$  è il momento critico elastico di instabilità torsionale, calcolato considerando la sezione lorda del profilo e i ritegni torsionali nell'ipotesi di diagramma di momento flettente uniforme. Il fattore di imperfezione  $\alpha_{LT}$  è ottenuto dalle indicazioni riportate nella Tab. 4.2.VII. Il coefficiente  $\bar{\lambda}_{LT,0}$  può essere assunto in generale pari a 0,2 e comunque mai superiore a 0,4 (consigliato per sezioni

lamine e composte saldate) mentre il coefficiente può essere assunto in generale pari ad 1 e comunque mai inferiore a 0,75 (valore consigliato per sezioni laminate e composte saldate).

Il fattore  $f$  considera la reale distribuzione del momento flettente tra i ritegni torsionali dell'elemento inflesso ed è definito dalla formula

$$f = 1 - 0,5(1 - K_c) [1 - 2,0 (\pi_{LT} - 0,8)^2], \quad (4.2.53)$$

in cui il fattore correttivo  $k_c$  assume i valori riportati in Tab. 4.2.VIII.

Tabella 4.2.VII - Definizione delle curve d'instabilità per le varie tipologie di sezione e per gli elementi inflessi

Sezione trasversale	Limiti	Curva di instabilità da Tab. 4.2.VI
Sezione laminata ad I	$h/b \leq 2$	b
	$h/b > 2$	c
Sezione composta saldata	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Altre sezioni trasversali	-	d

#### 4.2.4.1.3.3 Membrature inflesse e compresse

Per elementi strutturali soggetti a compressione e flessione, si debbono studiare i relativi fenomeni di instabilità facendo riferimento a normative di comprovata validità.

#### 4.2.4.1.3.4 Stabilità dei pannelli

Gli elementi strutturali in parete sottile (di classe 4) presentano problemi complessi d'instabilità locale, per la cui trattazione si deve fare riferimento a normative di comprovata validità.

#### 4.2.4.1.4 Stato limite di fatica

Per le strutture soggette a carichi ciclici deve essere verificata la resistenza a fatica imponendo che:

$$\Delta_d \leq \Delta_R / \gamma_M \quad (4.2.54)$$

essendo

$\Delta_d$  l'escursione di tensione (effettiva o equivalente allo spettro di tensione) prodotta dalle azioni cicliche di progetto che inducono fenomeni di fatica con coefficienti parziali  $\gamma_f = 1$ ;

$\Delta_R$  la resistenza a fatica per la relativa categoria dei dettagli costruttivi, come desumibile dalle curve S-N di resistenza a fatica, per il numero totale di cicli di sollecitazione  $N$  applicati durante la vita di progetto richiesta,

$\gamma_M$  il coefficiente parziale definito nella Tab. 4.2.IX.

Nel caso degli edifici la verifica a fatica delle membrature non è generalmente necessaria, salvo per quelle alle quali sono applicati dispositivi di sollevamento dei carichi o macchine vibranti.

Tabella 4.2.VIII - Coefficiente correttivo del momento flettente per la verifica a stabilità delle travi inflesse

Scarica il file

Nel caso dei ponti gli spettri dei carichi da impiegare per le verifiche a fatica sono fissati nel Cap. 5 delle presenti norme.

Si possono utilizzare due criteri di valutazione della resistenza a fatica, che si applicano rispettivamente alle strutture poco sensibili alla rottura per fatica ed alle strutture sensibili alla rottura per fatica.

- Il Criterio del danneggiamento accettabile, relativo alle strutture poco sensibili alla rottura per fatica, richiede si adottino:
  - dettagli costruttivi, materiali e livelli di tensione tali che le eventuali lesioni presentino bassa velocità di propagazione e significativa lunghezza critica;
  - disposizioni costruttive che permettano la redistribuzione degli sforzi;
  - dettagli idonei ad arrestare la propagazione delle lesioni;
  - dettagli facilmente ispezionabili;
  - prestabilite procedure di ispezione e di manutenzione atte a rilevare e correggere le eventuali lesioni.
- Il Criterio della vita utile a fatica, relativo alle strutture sensibili alla rottura per fatica, richiede si adottino:
  - dettagli costruttivi e livelli di sforzo tali da garantire, per la vita a fatica prevista della costruzione, gli stessi livelli di sicurezza adottati per le altre verifiche agli stati limite ultimi, indipendentemente da procedure di ispezione e manutenzione durante la vita di esercizio.

Per indicazioni riguardanti le modalità di realizzazione dei dettagli costruttivi e la loro classificazione, con le rispettive curve S-N si può fare riferimento al documento UNI EN 1993-1-9.

Tabella 4.2.IX - Coefficienti di sicurezza da assumere per le verifiche a fatica

Criteri di valutazione	Conseguenze della rottura	
	Conseguenze moderate	Conseguenze significative
Danneggiamento accettabile	$\gamma_M = 1,00$	$\gamma_M = 1,15$
Vita utile a fatica	$\gamma_M = 1,15$	$\gamma_M = 1,35$

Nel caso di combinazioni di tensioni normali e tangenziali, la valutazione della resistenza a fatica dovrà considerare i loro effetti congiunti adottando idonei criteri di combinazione del danno.

Nella valutazione della resistenza a fatica dovrà tenersi conto dello spessore del metallo base nel quale può innescarsi una potenziale lesione.

Le curve S-N reperibili nella letteratura consolidata sono riferite ai valori nominali delle tensioni.

Per i dettagli costruttivi dei quali non sia nota la curva di resistenza a fatica le escursioni tensionali potranno riferirsi alle tensioni geometriche o di picco, cioè alle tensioni principali nel metallo base in prossimità della potenziale lesione, secondo le modalità e le limitazioni specifiche del metodo, nell'ambito della meccanica della frattura.

Nelle verifiche a fatica è consentito tener conto degli effetti benefici di eventuali trattamenti termici o meccanici, se adeguatamente comprovati.

#### 4.2.4.1.5 Fragilità alle basse temperature

La temperatura minima alla quale l'acciaio di una struttura saldata può essere utilizzato senza pericolo di rottura fragile, in assenza di dati più precisi, deve essere stimata sulla base della temperatura T alla quale per detto acciaio può essere garantita la resilienza KV, richiesta secondo le norme europee applicabili.

Per quanto riguarda le caratteristiche di tenacità, nel caso di strutture non protette, si assumono come temperatura di riferimento  $T_{ED}$  quella minima del luogo di installazione della struttura, con un periodo di ritorno di cinquant'anni  $T_{md}$

$$T_{ED} = T_{md}.$$

Nel caso di strutture protette verrà adottata la temperatura  $T_{md}$  aumentata di 15 °C

$$T_{ED} = T_{md} + 15 \text{ °C}$$

In assenza di dati statistici locali si potrà assumere come temperatura minima di servizio il valore  $T_{ED} = -25^{\circ}\text{C}$  per strutture non protette e  $T_{ED} = -10^{\circ}\text{C}$  per strutture protette.

Per la determinazione dei massimi spessori di utilizzo degli acciai in funzione

- della temperatura minima di servizio,
- dei livelli di sollecitazione  $\sigma_{ED}$  col metodo agli stati limiti,
- del tipo e del grado dell'acciaio,

può essere utilizzata la Tab. 2.1 di UNI EN 1993-1-10.

Per membrature compresse valgono le prescrizioni della Tab. 2.1 della UNI EN 1993-1-10 con  $\sigma_{ED} = 0,25 f_y$ .

Tale tabella è valida per velocità di deformazione non superiori a  $\xi_0 = 4 \times 10^{-4}/\text{s}$  e per materiali che non abbiano subito incrudimenti e/o invecchiamenti tali da alterarne le caratteristiche di tenacità.

#### 4.2.4.1.6 Resistenza di cavi, barre e funi

La verifica di cavi, barre e funi dovrà tener conto della specificità di tali elementi sia per quanto riguarda le caratteristiche dei materiali, sia per i dettagli costruttivi e potrà essere condotta con riferimento a specifiche indicazioni contenute in normative di comprovata validità, adottando fattori parziali  $\gamma_M$  che garantiscano i livelli di sicurezza stabiliti nelle presenti norme.

#### 4.2.4.1.7 Resistenza degli apparecchi di appoggio

Le verifiche degli apparecchi di appoggio devono essere condotte tenendo conto della specificità dei materiali impiegati e della tipologia delle apparecchiature.

Si può fare riferimento a modelli di calcolo contenuti in normative di comprovata validità, adottando fattori parziali  $\gamma_M$  che garantiscano i livelli di sicurezza stabiliti nelle presenti norme.

#### 4.2.4.2 Verifiche agli stati limite di esercizio

##### 4.2.4.2.1 Spostamenti verticali

Il valore totale dello spostamento ortogonale all'asse dell'elemento (Fig. 4.2.1) è definito come

$$\delta_{\text{tot}} = \delta_1 + \delta_2 \quad (4.2.55)$$

Scarica il file

Figura 4.2.1 - Definizione degli spostamenti verticali per le verifiche in esercizio

essendo:

$\delta_C$  la monta iniziale della trave,

$\delta_1$  lo spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti,

$\delta_2$  lo spostamento elastico dovuto ai carichi variabili,

$\delta_{\text{max}}$  lo spostamento nello stato finale, depurato della monta iniziale =  $\delta_{\text{tot}} - \delta_C$ .

Nel caso di coperture, solai e travi di edifici ordinari, i valori limite di  $\delta_{\text{max}}$  e  $\delta_2$ , riferiti alle combinazioni caratteristiche delle azioni, sono espressi come funzione della luce  $L$  dell'elemento.

I valori di tali limiti sono da definirsi in funzione degli effetti sugli elementi portati, della qualità del comfort richiesto alla costruzione, delle caratteristiche degli elementi strutturali e non strutturali gravanti sull'elemento considerato, delle eventuali implicazioni di una eccessiva deformabilità sul valore dei carichi agenti.

In carenza di più precise indicazioni si possono adottare i limiti indicati nella Tab. 4.2.X, dove L è la luce dell'elemento o, nel caso di mensole, il doppio dello sbalzo.

#### 4.2.4.2.2 Spostamenti laterali

Negli edifici gli spostamenti laterali alla sommità delle colonne per le combinazioni caratteristiche delle azioni devono generalmente limitarsi ad una frazione dell'altezza della colonna e dell'altezza complessiva dell'edificio da valutarsi in funzione degli effetti sugli elementi portati, della qualità del comfort richiesto alla costruzione, delle eventuali implicazioni di una eccessiva deformabilità sul valore dei carichi agenti.

In assenza di più precise indicazioni si possono adottare i limiti per gli spostamenti orizzontali indicati in Tab. 4.2.XI ( $\Delta$  spostamento in sommità;  $\delta$  spostamento relativo di piano - Fig. 4.2.2).

Tabella 4.2.X - Limiti di deformabilità per gli elementi di impalcato delle costruzioni ordinarie

Elementi strutturali	Limiti superiori per gli spostamenti verticali	
	$\delta_{max}/L$	$\delta_2/L$
Coperture in generale	1/200	1/250
Coperture praticabili	1/250	1/300
Solai in generale	1/250	1/300
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	1/250	1/350
Solai che supportano colonne	1/400	1/500
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	1/250	

In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.

Tabella 4.2.XI - Limiti di deformabilità per costruzioni ordinarie soggette ad azioni orizzontali

Tipologia dell'edificio	Limiti superiori per gli spostamenti orizzontali	
	$\delta/h$	$\Delta/H$
Edifici industriali monopiano senza carroponete	1/150	/
Altri edifici monopiano	1/300	/
Edifici multipiano	1/300	1/500

In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.

Scarica il file

Figura 4.2.2 - Definizione degli spostamenti orizzontali per le verifiche in esercizio

#### 4.2.4.2.3 Stato limite di deformazioni delle anime

Le deformazioni laterali delle anime devono essere limitate per evitare effetti negativi, per impedire bruschi cambiamenti di forma della configurazione di equilibrio ed evitare fessurazioni da fatica nei cordoni di saldatura fra anima e piattabande.

#### 4.2.4.2.4 Stato limite di vibrazioni

Le verifiche devono essere condotte adottando le combinazioni frequenti di progetto.

##### 4.2.4.2.4.1 Edifici

Nel caso di solai caricati regolarmente da persone, la frequenza naturale più bassa della struttura del solaio non deve in generale essere minore di 3 Hz.



Nel caso di solai soggetti a eccitazioni cicliche la frequenza naturale più bassa non deve in generale essere inferiore a 5 Hz.

In alternativa a tali limitazioni potrà condursi un controllo di accettabilità della percezione delle vibrazioni.

#### 4.2.4.2.4.2 Strutture di elevata flessibilità e soggette a carichi ciclici

I controlli di accettabilità della percezione devono essere condotti seguendo metodologie e limitazioni suggerite da normative di comprovata validità.

#### 4.2.4.2.4.3 Oscillazioni prodotte dal vento

Le strutture di elevata flessibilità, quali edifici alti e snelli, coperture molto ampie, ecc., devono essere verificate per gli effetti indotti dall'azione dinamica del vento sia per le vibrazioni parallele che per quelle perpendicolari all'azione del vento.

Le verifiche devono condursi per le vibrazioni indotte dalle raffiche e per quelle indotte dai vortici.

#### 4.2.4.2.5 Stato limite di plasticizzazioni locali

Nelle strutture in acciaio è normale che la presenza di tensioni residue (dovute a processi di fabbricazione, tolleranze, particolarità di alcuni dettagli, variazioni localizzate della temperatura) produca concentrazioni di tensioni e conseguenti plasticizzazioni localizzate. Queste non influenzano la sicurezza dell'opera nei confronti degli stati limite ultimi. Inoltre i criteri di cui al § 4.2.4.1.3 tengono conto dell'influenza di questi parametri nei riguardi dell'instabilità delle membrature.

In presenza di fenomeni di fatica a basso numero di cicli ci si deve cautelare mediante specifiche verifiche.

#### 4.2.4.2.6 Scorrimento dei collegamenti ad attrito con bulloni ad alta resistenza

Si rinvia al successivo § 4.2.8.1.1.

### 4.2.5 VERIFICHE PER SITUAZIONI PROGETTUALI TRANSITORIE

Per le situazioni costruttive transitorie, come quelle che si hanno durante le fasi della costruzione, dovranno adottarsi tecnologie costruttive e programmi di lavoro che non possano provocare danni permanenti alla struttura o agli elementi strutturali e che comunque non possano riverberarsi sulla sicurezza dell'opera.

Le entità delle azioni ambientali da prendere in conto saranno determinate in relazione alla durata nel tempo della situazione transitoria e della tecnologia esecutiva.

### 4.2.6 VERIFICHE PER SITUAZIONI PROGETTUALI ECCEZIONALI

Per situazioni progettuali eccezionali, il progetto dovrà dimostrare la robustezza della costruzione mediante procedure di scenari di danno per i quali i fattori parziali  $\gamma_M$  dei materiali possono essere assunti pari all'unità.

### 4.2.7 PROGETTAZIONE INTEGRATA DA PROVE

La resistenza e la funzionalità di strutture e elementi strutturali può essere misurata attraverso prove su campioni di adeguata numerosità.

I risultati delle prove eseguite su opportuni campioni devono essere trattati con i metodi dell'analisi statistica, in modo tale da ricavare parametri significativi quali media, deviazione standard e fattore di asimmetria della distribuzione, sì da caratterizzare adeguatamente un modello probabilistico descrittore delle quantità indagate (variabili aleatorie).

Indicazioni più dettagliate al riguardo e metodi operativi completi per la progettazione integrata da prove possono essere reperiti in EN 1990.

### 4.2.8 UNIONI

Nel presente paragrafo sono considerati sistemi di unione elementari, in quanto parti costituenti i collegamenti strutturali tra le membrature in acciaio. In particolare, sono presentati metodi per calcolare le prestazioni resistenti e le relative modalità e regole per la realizzazione dei vari tipi di unione esaminati. Le tipologie di unione analizzate sono quelle realizzate tramite bulloni, chiodi, perni e saldature.

Le sollecitazioni agenti nei collegamenti allo stato limite ultimo e allo stato limite di esercizio si devono valutare con i criteri indicati in § 4.2.2.

Le sollecitazioni così determinate possono essere distribuite, con criteri elastici oppure plastici, nei singoli elementi costituenti i collegamenti strutturali tra le membrature a condizione che:

- le azioni così ripartite fra gli elementi di unione elementari (unioni) del collegamento siano in equilibrio con quelle applicate e soddisfino la condizione di resistenza imposta per ognuno di essi;
- le deformazioni derivanti da tale distribuzione delle sollecitazioni all'interno degli elementi di unione non superino la loro capacità di deformazione.

#### 4.2.8.1 Unioni con bulloni, chiodi e perni soggetti a carichi statici

Le unioni realizzate con bulloni si distinguono in «non precaricate» e «precaricate».

Le unioni realizzate con chiodi si considerano sempre «non precaricate» e i chiodi devono essere preferibilmente impegnati a taglio.

I perni delle cerniere sono sollecitati a taglio e flessione.

##### 4.2.8.1.1 Unioni con bulloni e chiodi

Nei collegamenti con bulloni «non precaricati» si possono impiegare viti delle classi da 4.6 a 10.9 di cui al § 11.3.4.6.

Nei collegamenti con bulloni «precaricati» si devono impiegare viti delle classi 8.8 e 10.9 di cui al § 11.3.4.6.

Per il calcolo della resistenza a taglio delle viti e dei chiodi, per il rifollamento delle piastre collegate e per il precarico dei bulloni, si adottano i fattori parziali  $\gamma_M$  indicati in Tab. 4.2.XII.

Tabella 4.2.XII - Coefficienti di sicurezza per la verifica delle unioni

Resistenza dei bulloni	
Resistenza dei chiodi	
Resistenza delle connessioni a perno	$\gamma_{M2} = 1,25$
Resistenza delle saldature a parziale penetrazione e a cordone d'angolo	
Resistenza dei piatti a contatto	
Resistenza a scorrimento	
per SLU	$\gamma_{M3} = 1,25$
per SLE	$\gamma_{M3} = 1,10$
Resistenza delle connessioni a perno allo stato limite di esercizio	$\gamma_{M6,ser} = 1,0$
Precarico di bulloni ad alta resistenza	$\gamma_{M7} = 1,10$

Nei giunti con bulloni ad alta resistenza «precaricati» la resistenza ad attrito dipende dalle modalità di preparazione delle superfici a contatto, dalle modalità di esecuzione e dal gioco foro-bullone. In via semplificativa la resistenza di progetto allo scorrimento di un bullone ad attrito si calcolerà assumendo una forza di precarico pari al 70% della resistenza ultima a trazione del bullone. Il valore della forza di «precarico» da assumere nelle unioni progettate ad attrito, per lo stato limite di servizio oppure per lo stato limite ultimo è pari quindi a

$$F_{p,Cd} = 0,7 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M7} \quad (4.2.56)$$

dove  $A_{res}$  è l'area resistente della vite del bullone. Il coefficiente di attrito tra le piastre  $\mu$  a contatto nelle unioni «pre-caricate» è in genere assunto pari a

- 0,45 quando le giunzioni siano sabbiate al metallo bianco e protette sino al serraggio dei bulloni,
- 0,30 in tutti gli altri casi.

La posizione dei fori per le unioni bullonate o chiodate deve rispettare le limitazioni presentate nella Tab. 4.2.XIII, che fa riferimento agli schemi di unione riportati nella Fig. 4.2.3.

Tabella 4.2.XIII - Posizione dei fori per unioni bullonate e chiodate

Distanze e interassi (Fig. 4.2.3)	Minimo	Massimo		
		Unioni esposte a fenomeni corrosivi o ambientali	Unioni non esposte a fenomeni corrosivi o ambientali	Unioni di elementi in acciaio resistente alla corrosione (EN 10025-5)
$e_1$	1,2 $d_0$	4t+40mm	-	max(8t;125mm)
$e_2$	1,2 $d_0$	4t+40mm	-	max(8t;125mm)
$p_1$	2,2 $d_0$	min(14t;200mm)	min(14t;200mm)	min(14t;175mm)
$p_{1,0}$	-	min(14t;200mm)	-	-
$p_{1,i}$	-	min(28t;400mm)	-	-
$p_2$	2,4 $d_0$	min(14t;200mm)	min(14t;200mm)	min(14t;175mm)

L'instabilità locale del piatto posto tra i bulloni/chiodi non deve essere considerata se  $(p_1/t) < [9(235/f_y)^{0.5}]$ ; in caso contrario si assumerà una lunghezza di libera inflessione pari a  $0.6 \cdot p_1$ .

t è lo spessore minimo degli elementi esterni collegati.

I fori devono avere diametro uguale a quello del bullone maggiorato al massimo di 1 mm, per bulloni sino a 20 mm di diametro, e di 1,5 mm per bulloni di diametro maggiore di 20 mm. Si può derogare da tali limiti quando eventuali assestamenti sotto i carichi di servizio non comportino il superamento dei limiti di deformabilità o di servizio. Quando necessario, è possibile adottare «accoppiamenti di precisione» in cui il gioco foro-bullone non dovrà superare 0,3 mm per bulloni sino a 20 mm di diametro e 0,5 mm per bulloni di diametro superiore, o altri accorgimenti di riconosciuta validità.

Scarica il file

Figura 4.2.3 - Disposizione dei fori per la realizzazione di unioni bullonate o chiodate

Unioni con bulloni o chiodi soggette a taglio e/o a trazione

La resistenza di calcolo a taglio dei bulloni e dei chiodi  $F_{v,Rd}$ , per ogni piano di taglio che interessa il gambo dell'elemento di connessione, può essere assunta pari a:

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2}, \text{ bulloni classe 4.6, 5.6 e 8.8; (4.2.57)}$$

$$F_{v,Rd} = 0,5 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2}, \text{ bulloni classe 6.8 e 10.9; (4.2.58)}$$

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tr} A_0 / \gamma_{M2}, \text{ per i chiodi. (4.2.59)}$$

$A_{res}$  indica l'area resistente della vite e si adotta quando il piano di taglio interessa la parte filettata della vite. Nei casi in cui il piano di taglio interessa il gambo non filettato della vite si ha

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tb} A / \gamma_{M2}, \text{ bulloni - tutte le classi di resistenza, (4.2.60)}$$

dove A indica l'area nominale del gambo della vite e  $f_{tb}$ , invece, indica la resistenza a rottura del materiale impiegato per realizzare il bullone. Con  $f_{tr}$  è indicata la resistenza del materiale utilizzato per i chiodi, mentre  $A_0$  indica la sezione del foro.

La resistenza di calcolo a rifollamento  $F_{b,Rd}$  del piatto dell'unione, bullonata o chiodata, può essere assunta pari a

$$F_{b,Rd} = k \alpha f_{tk} d t / \gamma_{M2}, \text{ (4.2.61)}$$

dove:

$d$  è il diametro nominale del gambo del bullone,

$t$  è lo spessore della piastra collegata,

$f_{tk}$  è la resistenza a rottura del materiale della piastra collegata,

$\alpha = \min \{e_1 / (3 d_0) ; f_{tb}/f_t ; 1\}$  per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato,

$\alpha = \min \{p_1 / (3 d_0) - 0,25 ; f_{tb}/f_t ; 1\}$  per bulloni interni nella direzione del carico applicato,

$k = \min \{2,8 e_2/d_0 - 1,7 ; 2,5\}$  per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare al carico applicato,

$k = \min \{1,4 p_2/d_0 - 1,7 ; 2,5\}$  per bulloni interni nella direzione perpendicolare al carico applicato,

essendo  $e_1$ ,  $e_2$ ,  $p_1$  e  $p_2$  indicati in Fig. 4.2.3 e  $d_0$  il diametro nominale del foro di alloggiamento del bullone.

La resistenza di calcolo a trazione degli elementi di connessione  $F_{t,Rd}$  può essere assunta pari a:

$$F_{t,Rd} = 0,9 f_{tb} A_{res}/\gamma_{M2}, \text{ per i bulloni; (4.2.62)}$$

$$F_{t,Rd} = 0,6 f_{tr} A_{res}/\gamma_{M2}, \text{ per i chiodi. (4.2.63)}$$

Inoltre, nelle unioni bullonate soggette a trazione è necessario verificare la piastra a punzonamento; ciò non è richiesto per le unioni chiodate. La resistenza a punzonamento del piatto collegato è pari a

$$B_{p,Rd} = 0,6 \pi d_m t_p f_{tk}/\gamma_{M2}; \text{ (4.2.64)}$$

dove  $d_m$  è il minimo tra il diametro del dado e il diametro medio della testa del bullone;  $t_p$  è lo spessore del piatto e  $f_{tk}$  è la tensione di rottura dell'acciaio del piatto.

La resistenza complessiva della singola unione a taglio è perciò data da  $\min(F_{v,Rd}; B_{p,Rd})$ , mentre la resistenza della singola unione a trazione è ottenuta come  $\min(B_{p,Rd}; F_{t,Rd})$ .

Nel caso di presenza combinata di trazione e taglio si può adottare la formula di interazione lineare:

$$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / 1,4F_{t,Rd} \leq 1, \text{ (4.2.65)}$$

con la limitazione  $F_{t,Ed} / F_{t,Rd} \leq 1$ , dove con  $F_{v,Ed}$  ed  $F_{t,Ed}$  si sono indicate rispettivamente le sollecitazioni di taglio e di trazione agenti sull'unione; per brevità, le resistenze a taglio ed a trazione dell'unione sono state indicate con  $F_{v,Rd}$  ed  $F_{t,Rd}$ .

Unioni a taglio per attrito con bulloni ad alta resistenza

La resistenza di calcolo allo scorrimento  $F_{s,Rd}$  di un bullone di classe 8.8 o 10.9 precaricato può essere assunta pari a:

$$F_{s,Rd} = n \mu F_{p,C}/\gamma_{M3}. \text{ (4.2.66)}$$

dove:

$n$  è il numero delle superfici di attrito,

$\mu$  è il coefficiente di attrito di cui al § 4.2.8.1.1,

$F_{p,C}$  è la forza di precarico del bullone che, in caso di serraggio controllato, può essere assunta pari a  $0,7 f_{tb} A_{res}$ , invece che pari a  $0,7 f_{tb} A_{res}/\gamma_{M7}$ .

Nel caso un collegamento ad attrito con bulloni ad alta resistenza precaricati sia soggetto a trazione  $F_{t,Ed}$  (allo stato limite ultimo) la resistenza di calcolo allo scorrimento  $F_{s,Rd}$  si riduce rispetto al valore sopra indicato e può essere assunta pari a:

$$F_{s,Rd} = n \mu (F_{p,C} - 0,8 F_{t,Ed}) / \gamma_{M3}. \quad (4.2.67)$$

Nel caso di verifica allo scorrimento nello stato limite di esercizio, in modo analogo si può assumere:

$$F_{s,Rd,eser} = n \mu (F_{p,C} - 0,8 F_{t,Ed,eser}) / \gamma_{M3}, \quad (4.2.68)$$

dove  $F_{t,Ed,eser}$  è la sollecitazione di calcolo ottenuta dalla combinazione dei carichi per le verifiche in esercizio.

#### 4.2.8.1.2 Collegamenti con perni

La resistenza a taglio del perno è pari a

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tk} A / \gamma_{M2}, \quad (4.2.69)$$

dove  $A$  è l'area della sezione del perno ed  $f_{up}$  è la tensione a rottura del perno.

La resistenza a rifollamento dell'elemento in acciaio connesso dal perno è pari a

$$F_{b,Rd} = 1,5 t d f_{yk} / \gamma_{M0}, \quad (4.2.70)$$

dove  $t$  è lo spessore dell'elemento,  $d$  il diametro del perno e  $f_{yk}$  è la tensione di snervamento dell'acciaio usato per il perno.

Nella concezione delle connessioni con perni si deve aver cura di contenere le azioni flettenti. La resistenza a flessione del perno è data da

$$M_{Rd} = 1,5 W_{el} f_{yk} / \gamma_{M0}, \quad (4.2.71)$$

dove  $W_{el}$  è il modulo (resistente) elastico della sezione del perno.

Qualora si preveda la sostituzione del perno durante la vita della costruzione, bisogna limitare le sollecitazioni di flessione e taglio sul perno e di compressione sul contorno dei fori. Per cui la forza di taglio ed il momento agenti sul perno in esercizio,  $F_{b,Ed,ser}$  e  $M_{Ed,ser}$ , devono essere limitate secondo le seguenti formule:

$$F_{b,Rd,ser} = 0,6 t d f_{yk} / \gamma_{M6,ser} > F_{b,Ed,ser}, \quad (4.2.72)$$

$$M_{Rd,ser} = 0,8 W_{el} f_{yk} / \gamma_{M6,ser} > M_{Ed,ser} \quad (4.2.73)$$

Inoltre, affinché il perno possa essere sostituito, è necessario limitare le tensioni di contatto,  $\sigma_{h,Ed}$ , al valore limite,  $f_{h,Ed} = 2,5 f_{yk} / \gamma_{M6,ser}$ . Le tensioni di contatto possono essere valutate con la formula seguente

$$\sigma_{h,Ed} = 0,591 \sqrt{\frac{E \cdot F_{Ed,ser} \cdot (d_0 - d)}{d^2 \cdot t}} \quad (4.2.74)$$

dove con  $d_0$  si è indicato il diametro del foro di alloggiamento del perno, mentre  $F_{Ed,ser}$  è la forza di taglio che il perno trasferisce a servizio ed  $E$  è il modulo elastico dell'acciaio.

#### 4.2.8.2 Unioni saldate

Nel presente paragrafo sono considerate unioni saldate a piena penetrazione, a parziale penetrazione, ed unioni realizzate con cordoni d'angolo. Per i requisiti riguardanti i procedimenti di saldatura, i materiali d'apporto e i controlli idonei e necessari per la realizzazione di saldature dotate di prestazioni meccaniche adeguate ai livelli di sicurezza richiesti dalla presente norma, si faccia riferimento al § 11.3.4.5.

#### 4.2.8.2.1 Unioni con saldature a piena penetrazione

I collegamenti testa a testa, a T e a croce a piena penetrazione sono generalmente realizzati con materiali d'apporto aventi resistenza uguale o maggiore a quella degli elementi collegati. Pertanto la resistenza di calcolo dei collegamenti a piena penetrazione si assume eguale alla resistenza di progetto del più debole tra gli elementi connessi. Una saldatura a piena penetrazione è caratterizzata dalla piena fusione del metallo di base attraverso tutto lo spessore dell'elemento da unire con il materiale di apporto.

#### 4.2.8.2.2 Unioni con saldature a parziale penetrazione

I collegamenti testa a testa, a T e a croce a parziale penetrazione vengono verificati con gli stessi criteri dei cordoni d'angolo (di cui al successivo § 4.2.8.2.4).

L'altezza di gola dei cordoni d'angolo da utilizzare nelle verifiche è quella teorica, corrispondente alla preparazione adottata e specificata nei disegni di progetto, senza tenere conto della penetrazione e del sovrametallo di saldatura, in conformità con la norma UNI EN ISO 9692-1:2005.

#### 4.2.8.2.3 Unioni con saldature a cordoni d'angolo

La resistenza di progetto, per unità di lunghezza, dei cordoni d'angolo si determina con riferimento all'altezza di gola «a», cioè all'altezza «a» del triangolo iscritto nella sezione trasversale del cordone stesso (Fig. 4.2.4).

Scarica il file

Figura 4.2.4 - Definizione dell'area di gola per le saldature a cordone d'angolo.

La lunghezza di calcolo L è quella intera del cordone, purché questo non abbia estremità palesemente mancanti o difettose.

Eventuali tensioni  $\sigma_{//}$  definite al § successivo agenti nella sezione trasversale del cordone, inteso come parte della sezione resistente della membratura, non devono essere prese in considerazione ai fini della verifica del cordone stesso.

Per il calcolo della resistenza delle saldature con cordoni d'angolo, qualora si faccia riferimento ai modelli di calcolo presentati nel paragrafo seguente, si adottano i fattori parziali  $\gamma_M$  indicati in Tab. 4.2.XII. E' possibile utilizzare modelli contenuti in normative di comprovata validità, adottando fattori parziali  $\gamma_M$  che garantiscano i livelli di sicurezza stabiliti nelle presenti norme.

Ai fini della durabilità delle costruzioni, le saldature correnti a cordoni intermittenti, realizzati in modo non continuo lungo i lembi delle parti da unire, non sono ammesse in strutture non sicuramente protette contro la corrosione.

Per le verifiche occorre riferirsi alternativamente alla sezione di gola nella effettiva posizione o in posizione ribaltata, come indicato nel paragrafo successivo.

#### 4.2.8.2.4 Resistenza delle saldature a cordoni d'angolo

Allo stato limite ultimo le azioni di calcolo sui cordoni d'angolo si distribuiscono uniformemente sulla sezione di gola (definita al § 4.2.8.2.3).

Nel seguito si indicano con  $\sigma_{\perp}$  la tensione normale e con  $\tau_{\perp}$  la tensione tangenziale perpendicolari all'asse del cordone d'angolo, agenti nella sezione di gola nella sua posizione effettiva, e con  $\sigma_{//}$  la tensione normale e con  $\tau_{//}$  la tensione tangenziale parallele all'asse del cordone d'angolo. La tensione normale  $\sigma_{//}$  non influenza la resistenza del cordone.

Considerando la sezione di gola nella sua effettiva posizione, si può assumere la seguente condizione di resistenza

$$[\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{//}^2)]^{0.5} \leq f_{tk} / (\beta \gamma_{M2}), \quad (4.2.75)$$

dove

$f_{tk}$  è la resistenza a rottura del più debole degli elementi collegati,

$\beta = 0,80$  per acciaio S235,  $0,85$  per acciaio S275,  $0,90$  per acciaio S355,  $1,00$  per acciaio S420 e S460.

In alternativa, detta a l'altezza di gola, si può adottare cautelativamente il criterio semplificato

$$F_{w,Ed} / F_{w,Rd} \leq 1 \quad (4.2.76)$$

dove  $F_{w,Ed}$  è la forza di calcolo che sollecita il cordone d'angolo per unità di lunghezza e  $F_{w,Rd}$  è la resistenza di calcolo del cordone d'angolo per unità di lunghezza

$$F_{w,Rd} = af_{tk}/(\sqrt{3}\beta\gamma_{M2}). \quad (4.2.77)$$

Considerando la sezione di gola in posizione ribaltata, si indicano con  $n_{\perp}$  e con  $t_{\perp}$  la tensione normale e la tensione tangenziale perpendicolari all'asse del cordone.

La verifica dei cordoni d'angolo si effettua controllando che siano soddisfatte simultaneamente le due condizioni

$$\sqrt{n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2} \leq \beta_1 \cdot f_{yk} \quad (4.2.78)$$

$$|n_{\perp}| + |t_{\perp}| \leq \beta_2 \cdot f_{yk}, \quad (4.2.79)$$

dove  $f_{yk}$  è la tensione di snervamento caratteristica ed i coefficienti  $\beta_1$  e  $\beta_2$  sono dati, in funzione del grado di acciaio, in Tab. 4.2.XIV.

Tabella 4.2.XIV - Valori dei coefficienti  $\beta_1$  e  $\beta_2$

	S235	S275 - S355	S420 - S460
$\beta_1$	0,85	0,70	0,62
$\beta_2$	1,0	0,85	0,75

#### 4.2.8.3 Unioni soggette a carichi da fatica

La resistenza a fatica relativa ai vari dettagli dei collegamenti bullonati e saldati, con le relative curve S-N, può essere reperita in UNI EN 1993-1-9.

In ogni caso si adottano i coefficienti parziali indicati in Tab. 4.2.IX. In alternativa si possono utilizzare modelli contenuti in normative di comprovata validità, adottando fattori parziali  $\gamma_M$  che garantiscano i livelli di sicurezza stabiliti nelle presenti norme.

#### 4.2.8.4 Unioni soggette a vibrazioni, urti e/o inversioni di carico

Nei collegamenti soggetti a taglio e dinamicamente sollecitati, a causa di vibrazioni indotte da macchinari oppure a causa di improvvise variazioni delle sollecitazioni dovute a urti o altre azioni dinamiche, devono adottarsi apposite soluzioni tecniche che impediscano efficacemente lo scorrimento.

A tal proposito si consiglia l'utilizzo di giunzioni saldate, oppure, nel caso di unioni bullonate, l'utilizzo di dispositivi anti-svitamento, bulloni precaricati, bulloni in fori calibrati o altri tipi di bulloni idonei a limitare o eliminare lo scorrimento.

### 4.2.9 REQUISITI PER LA PROGETTAZIONE E L'ESECUZIONE

#### 4.2.9.1 Spessori Limite

E vietato l'uso di profilati con spessore  $t < 4$  mm.

Una deroga a tale norma, fino ad uno spessore  $t = 3$  mm, è consentita per opere sicuramente protette contro la corrosione, quali per esempio tubi chiusi alle estremità e profili zincati, od opere non esposte agli agenti atmosferici.

Le limitazioni di cui sopra non riguardano elementi e profili sagomati a freddo.

#### 4.2.9.2 Acciaio incrudito

E' proibito l'impiego di acciaio incrudito in ogni caso in cui si preveda la plasticizzazione del materiale (analisi plastica, azioni sismiche o eccezionali, ecc.) o prevalgano i fenomeni di fatica.

#### 4.2.9.3 Giunti di tipo misto

In uno stesso giunto è vietato l'impiego di differenti metodi di collegamento di forza (ad esempio saldatura e bullonatura), a meno che uno solo di essi sia in grado di sopportare l'intero sforzo, ovvero sia dimostrato, per via sperimentale o teorica, che la disposizione costruttiva è esente dal pericolo di collasso prematuro a catena.

#### 4.2.9.4 Problematiche specifiche

Per tutto quanto non trattato nelle presenti norme, in relazione a:

- Preparazione del materiale,
- Tolleranze degli elementi strutturali di fabbricazione e di montaggio,
- Impiego dei ferri piatti,
- Variazioni di sezione,
- Intersezioni,
- Collegamenti a taglio con bulloni normali e chiodi,
- Tolleranze foro - bullone. Interassi dei bulloni e dei chiodi. Distanze dai margini,
- Collegamenti ad attrito con bulloni ad alta resistenza,
- Collegamenti saldati,
- Collegamenti per contatto,

si può far riferimento a normative di comprovata validità.

#### 4.2.9.5 Apparecchi di appoggio

La concezione strutturale deve prevedere facilità di sostituzione degli apparecchi di appoggio, nel caso in cui questi abbiano vita nominale più breve di quella della costruzione alla quale sono connessi.

#### 4.2.9.6 Verniciatura e zincatura

Gli elementi delle strutture in acciaio, a meno che siano di comprovata resistenza alla corrosione, devono essere adeguatamente protetti mediante verniciatura o zincatura, tenendo conto del tipo di acciaio, della sua posizione nella struttura e dell'ambiente nel quale è collocato. Devono essere particolarmente protetti i collegamenti bullonati (precaricati e non precaricati), in modo da impedire qualsiasi infiltrazione all'interno del collegamento.

Anche per gli acciai con resistenza alla corrosione migliorata (per i quali può farsi utile riferimento alla norma UNI EN 10025-5:2005) devono prevedersi, ove necessario, protezioni mediante verniciatura.

Nel caso di parti inaccessibili, o profili a sezione chiusa non ermeticamente chiusi alle estremità, dovranno prevedersi adeguati sovrassessori.

Gli elementi destinati ad essere incorporati in getti di calcestruzzo non devono essere verniciati: possono essere invece zincati a caldo.



#### 4.2.10 CRITERI DI DURABILITA'

La durabilità deve assicurare il mantenimento nel tempo della geometria e delle caratteristiche dei materiali della struttura, affinché questa conservi inalterate funzionalità, aspetto estetico e resistenza.

Al fine di garantire tale persistenza in fase di progetto devono essere presi in esame i dettagli costruttivi, la eventuale necessità di adottare sovrasspessori, le misure protettive e deve essere definito un piano di manutenzione (ispezioni, operazioni manutentive e programma di attuazione delle stesse).

#### 4.2.11 RESISTENZA AL FUOCO

Le verifiche di resistenza al fuoco potranno eseguirsi con riferimento a UNI EN 1993-1-2, utilizzando i coefficienti  $\gamma_M$  (v. § 4.2.6) relativi alle combinazioni eccezionali.

### 4.3 COSTRUZIONI COMPOSTE DI ACCIAIO - CALCESTRUZZO

Le presenti norme si applicano a costruzioni civili e industriali con strutture composte in acciaio e calcestruzzo per quanto attiene ai requisiti di resistenza, funzionalità, durabilità, robustezza, ed esecuzione.

Le strutture composte sono costituite da parti realizzate in acciaio per carpenteria e da parti realizzate in calcestruzzo armato (normale o precompresso) rese collaboranti fra loro con un sistema di connessione appropriatamente dimensionato.

Per tutto quanto non espressamente indicato nel presente capitolo, per la progettazione strutturale, l'esecuzione, i controlli e la manutenzione deve farsi riferimento ai precedenti §§ 4.1 e 4.2 relativi alle costruzioni di calcestruzzo armato ed alle costruzioni di acciaio, rispettivamente.

#### 4.3.1 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

La valutazione della sicurezza è condotta secondo i principi fondamentali illustrati nel Cap. 2.

I requisiti richiesti di resistenza, funzionalità, durabilità e robustezza si garantiscono verificando il rispetto degli stati limite ultimi e degli stati limite di esercizio della struttura, dei componenti strutturali e dei collegamenti descritti nella presente norma.

In aggiunta a quanto indicato in §§ 4.1 e 4.2, la sicurezza strutturale deve essere controllata per gli stati limite indicati nel seguito.

##### 4.3.1.1 Stati limite ultimi

Stato limite di resistenza della connessione acciaio - calcestruzzo, al fine di evitare la crisi del collegamento tra elementi in acciaio ed elementi in calcestruzzo con la conseguente perdita del funzionamento composto della sezione.

##### 4.3.1.2 Stati limite di esercizio

Stato limite di esercizio della connessione acciaio - calcestruzzo, al fine di evitare eccessivi scorrimenti fra l'elemento in acciaio e l'elemento in calcestruzzo durante l'esercizio della costruzione.

##### 4.3.1.3 Fasi costruttive

Le fasi costruttive, quando rilevanti, devono essere considerate nella progettazione, nell'analisi e nella verifica delle strutture composte.

#### 4.3.2 ANALISI STRUTTURALE

Il metodo di analisi deve essere coerente con le ipotesi di progetto.

L'analisi deve essere basata su modelli strutturali di calcolo appropriati, a seconda dello stato limite considerato.

Occorre considerare nell'analisi e nelle verifiche gli effetti del ritiro e della viscosità del calcestruzzo e delle variazioni di temperatura.

#### 4.3.2.1 Classificazione delle sezioni

La classificazione delle sezioni composte è eseguita secondo lo schema introdotto per le sezioni in acciaio in § 4.2.3. Nel calcolo si possono adottare distribuzioni di tensioni plastiche o elastiche per le classi 1 e 2, mentre per le classi 3 e 4 si debbono utilizzare distribuzioni di tensioni elastiche.

In particolare, per le sezioni di classe 1 e 2, l'armatura di trazione  $A_s$  in soletta, posta all'interno della larghezza collaborante ed utilizzata per il calcolo del momento plastico, deve essere realizzata con acciaio B450C e rispettare la condizione

$$A_s \geq \rho_s \cdot A_c \quad (4.3.1)$$

$$\rho_s = \delta \frac{f_{yk} \cdot f_{ctm}}{235 \cdot f_{sk}} \sqrt{\frac{1}{1 + h_c / (2z_0)}} + 0,3 \leq \delta \frac{f_{yk} \cdot f_{ctm}}{235 \cdot f_{sk}}$$

dove  $A_c$  è l'area della piattabanda di calcestruzzo,  $f_{ctm}$  è la resistenza media di trazione del calcestruzzo,  $f_{yk}$  e  $f_{sk}$  sono la resistenza caratteristica a snervamento dell'acciaio di struttura e di quello d'armatura rispettivamente,  $h_c$  è lo spessore della soletta di calcestruzzo,  $z_0$  è la distanza tra il baricentro della soletta di calcestruzzo non fessurata e il baricentro della sezione composta non fessurata,  $\delta$  è pari ad 1 per le sezioni in classe 2 e a 1,1 per le sezioni in classe 1.

#### 4.3.2.2 Metodi di analisi globale

Gli effetti delle azioni possono essere valutati mediante l'analisi globale elastica anche quando si consideri la resistenza plastica, o comunque in campo non-lineare delle sezioni trasversali.

L'analisi elastica globale deve essere utilizzata per le verifiche agli stati limite di esercizio, introducendo opportune correzioni per tenere conto degli effetti non-lineari quali la fessurazione del calcestruzzo, e per le verifiche dello stato limite di fatica.

Per sezioni di classe 3 e 4 si debbono considerare esplicitamente gli effetti della sequenza di costruzione e gli effetti della viscosità e del ritiro.

Gli effetti del trascinarsi da taglio e dell'instabilità locale devono essere tenuti in debito conto quando questi influenzino significativamente l'analisi.

##### 4.3.2.2.1 Analisi lineare elastica

In questo tipo di analisi si devono tenere in conto, per quanto possibile, i fenomeni non-lineari, quali la viscosità e la fessurazione, gli effetti della temperatura e le fasi costruttive.

Per costruzioni poco sensibili ai fenomeni del secondo ordine e quindi non suscettibili di problemi di stabilità globale, è possibile tenere in conto la viscosità nelle travi di impalcato sostituendo l'area della porzione in calcestruzzo,  $A_c$ , con aree equivalenti ridotte in ragione del coefficiente di omogeneizzazione  $n$  calcolato per breve e lungo termine. Salvo più precise valutazioni, il modulo di elasticità del calcestruzzo per effetti a lungo termine può essere considerato pari al 50% del suo valore medio istantaneo,  $E_{cm}$ .

Per tenere in conto la fessurazione delle travi composte è possibile utilizzare due metodi.

Il primo consiste nell'effettuare una prima analisi «non fessurata» in cui l'inerzia omogeneizzata di tutte le travi è pari a quella della sezione interamente reagente,  $EJ_1$ . Individuate, alla conclusione dell'analisi, le sezioni soggette a momento flettente negativo, nelle quali si hanno fenomeni di fessurazione, si esegue una seconda analisi «fessurata». In tale analisi la rigidezza  $EJ_1$  è assegnata alle porzioni di trave soggette a momento flettente positivo, mentre la rigidezza fessurata ottenuta trascurando il calcestruzzo teso,  $EJ_2$ , è assegnata alle porzioni di trave soggette a momento flettente negativo. La nuova distribuzione delle rigidezze e delle sollecitazioni interne è utilizzata per le verifiche agli stati limite di servizio ed ultimo.

Il secondo metodo, applicabile alle travi continue in telai controventati in cui le luci delle campate non differiscono tra loro di più del 60%, considera una estensione della zona fessurata all'estremità di ogni campata, caratterizzata da rigidezza  $EJ_2$ , pari al 15% della luce della campata; la rigidezza  $EJ_1$  è assegnata a tutte le altre zone.

La rigidezza delle colonne deve essere assunta pari al valore indicato in § 4.3.5.2 della presente norma.

Gli effetti della temperatura devono essere considerati nel calcolo quando influenti. Tali effetti possono solitamente essere trascurati nella verifica allo stato limite ultimo, quando gli elementi strutturali siano in classe 1 o 2 e quando non vi siano pericoli di instabilità flessione-torsionale.

Il momento flettente ottenuto dall'analisi elastica può essere ridistribuito in modo da soddisfare ancora l'equilibrio tenendo in conto gli effetti del comportamento non-lineare dei materiali e tutti i fenomeni di instabilità.

Per le verifiche allo stato limite ultimo, ad eccezione delle verifiche a fatica, il momento elastico può essere ridistribuito quando la trave composta è continua o parte di un telaio controventato, è di altezza costante, non vi è pericolo di fenomeni di instabilità.

Nel caso di travi composte parzialmente rivestite di calcestruzzo, occorre anche verificare che la capacità rotazionale sia sufficiente per effettuare la ridistribuzione, trascurando il contributo del calcestruzzo a compressione nel calcolo del momento resistente ridotto nella situazione ridistribuita.

La riduzione del massimo momento negativo non deve eccedere le percentuali indicate nella Tab. 4.3.1.

Tabella 4.3.1 - Limiti della ridistribuzione del momento negativo sugli appoggi

Classe della sezione	1	2	3	4
Analisi «non-fessurata»	40	30	20	10
Analisi «non-fessurata»	25	15	10	0

Se si utilizzano profili di acciaio strutturale di grado S355 o superiore la ridistribuzione può essere fatta solo con sezioni di classe 1 e classe 2, e non deve superare il 30% per le analisi «non fessurate» ed il 15% per le «analisi fessurate».

#### 4.3.2.2.2 Analisi plastica

L'analisi plastica può essere utilizzata per eseguire le verifiche allo stato limite ultimo quando:

- tutti gli elementi sono in acciaio o composti acciaio-calcestruzzo;
- quando i materiali soddisfano i requisiti indicati in § 4.3.3.1;
- quando le sezioni sono di classe 1;
- quando i collegamenti trave-colonna sono a completo ripristino di resistenza plastica e sono dotati di adeguata capacità di rotazione o di adeguata sovrarresistenza.

Inoltre, nelle zone in cui è supposto lo sviluppo delle deformazioni plastiche (cerniere plastiche), è necessario

- che i profili in acciaio siano simmetrici rispetto al piano dell'anima,
- che la piattabanda compressa sia opportunamente vincolata,
- che la capacità rotazionale della cerniera plastica sia sufficiente.

#### 4.3.2.2.3 Analisi non lineare

L'analisi non lineare deve essere eseguita secondo le indicazioni in § 4.2.3.3.

I materiali devono essere modellati considerando tutte le loro non-linearità e deve essere tenuto in conto il comportamento della connessione a taglio tra gli elementi delle travi composte.

L'influenza delle deformazioni sulle sollecitazioni interne deve essere tenuta in conto, rappresentando opportunamente le imperfezioni geometriche.

#### 4.3.2.3 Larghezze efficaci

La distribuzione delle tensioni normali negli elementi composti, deve essere determinata o mediante una analisi rigorosa o utilizzando nel calcolo la larghezza efficace della soletta.

La larghezza efficace,  $b_{eff}$ , di una soletta in calcestruzzo può essere determinata mediante l'espressione

$$b_{eff} = b_0 + b_{e1} + b_{e2}, \quad (4.3.2)$$

dove  $b_0$  è la distanza tra gli assi dei connettori e  $b_{ei} = \min (L_e/8, b_i)$  è il valore della larghezza collaborante da ciascun lato della sezione composta (vedi fig. 4.3.1).

Scarica il file

Figura 4.3.1. - Definizione della larghezza efficace  $b_{eff}$  e delle aliquote  $b_{ei}$ .

Le nelle travi semplicemente appoggiate è la luce della trave, nelle travi continue è la distanza indicata in fig. 4.3.2.

Per gli appoggi di estremità la formula diviene

$$b_{eff} = b_0 + \beta_1 b_{e1} + \beta_2 b_{e2}, \quad (4.3.3)$$

dove  $\beta_i = [(0,55 + 0,025 \cdot (L_e/b_{ei}))] \leq 1,0$ .

Scarica il file

Figura 4.3.2 - Larghezza efficace,  $b_{eff}$ , e luci equivalenti,  $L_e$ , per le travi continue

#### 4.3.2.4 Effetti delle deformazioni

In generale, è possibile effettuare:

- l'analisi del primo ordine, imponendo l'equilibrio sulla configurazione iniziale della struttura;
- l'analisi del secondo ordine, imponendo l'equilibrio sulla configurazione deformata della struttura.

Gli effetti della geometria deformata (effetti del secondo ordine) devono essere considerati se essi amplificano significativamente gli effetti delle azioni o modificano significativamente il comportamento strutturale. L'analisi del primo ordine può essere utilizzata quando l'incremento delle sollecitazioni dovuto agli effetti del secondo ordine è inferiore al 10%. Tale condizione è ritenuta soddisfatta se

$$\alpha_{cr} \geq 10, \quad (4.3.4)$$

dove  $\alpha_{cr}$  è il fattore amplificativo dei carichi di progetto necessario per causare fenomeni di perdita della stabilità dell'equilibrio elastico.

Per i telai il valore di  $\alpha_{cr}$  può essere calcolato utilizzando l'espressione valida per le costruzioni in acciaio di cui al § 4.2.3.4.

#### 4.3.2.5 Effetti delle imperfezioni

Nell'analisi strutturale si deve tenere conto, per quanto possibile, degli effetti delle imperfezioni.

A tal fine possono adottarsi adeguate imperfezioni geometriche equivalenti, a meno che tali effetti non siano inclusi implicitamente nel calcolo della resistenza degli elementi strutturali.

Si devono considerare nel calcolo:

- le imperfezioni globali per i telai o per i sistemi di controvento;

- le imperfezioni locali per i singoli elementi strutturali.

Nell'ambito dell'analisi globale della struttura, le imperfezioni degli elementi composti soggetti a compressione possono essere trascurate durante l'esecuzione dell'analisi del primo ordine. Le imperfezioni degli elementi strutturali possono essere trascurate anche nelle analisi al secondo ordine se

$$\bar{\lambda} \leq 0,5 \cdot \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{Ed}}}, \quad (4.3.5)$$

dove  $\bar{\lambda}$ , è la snellezza adimensionale dell'elemento, calcolata in § 4.3.5.2,  $N_{pl,Rk}$  è la resistenza a compressione caratteristica dell'elemento, ovvero ottenuta considerando tutte le resistenze dei materiali senza coefficienti parziali di sicurezza e  $N_{Ed}$  è lo sforzo assiale di progetto.

Gli effetti delle imperfezioni globali devono essere tenuti in conto secondo quanto prescritto per le strutture in acciaio al § 4.2.3.5 della presente norma.

Le imperfezioni, rappresentate da una curvatura iniziale delle colonne composte e delle membrature composte in genere, sono già considerate nelle curve della Tab. 4.3.III. Per le travi di impalcato le imperfezioni sono riportate nella formula di verifica nei riguardi dell'instabilità flessione-torsionale.

Per gli elementi in acciaio le imperfezioni sono già considerate nelle formule di verifica per l'instabilità riportate in § 4.2.4.1.3 della presente norma.

### 4.3.3 RESISTENZE DI CALCOLO

La resistenza di calcolo dei materiali  $f_d$  è definita mediante l'espressione:

$$f_d = f_k / \gamma_M, \quad (4.3.6)$$

dove  $f_k$  è la resistenza caratteristica del materiale.

In particolare, nelle verifiche agli stati limite ultimi si assume

$$\gamma_c \text{ (calcestruzzo)} = 1,5;$$

$$\gamma_A \text{ (acciaio da carpenteria)} = 1,05;$$

$$\gamma_s \text{ (acciaio da armatura)} = 1,15;$$

$$\gamma_v \text{ (connessioni)} = 1,25.$$

Nelle verifiche agli stati limite di esercizio si assume  $\gamma_M = 1$ .

Nelle verifiche in situazioni di progetto eccezionali si assume  $\gamma_M = 1$ .

Si assumono per i differenti materiali (acciaio da carpenteria, lamiera grecata, acciaio da armatura, calcestruzzo, ecc.) le resistenze caratteristiche  $f_k$  definite nel Cap. 11 delle presenti norme. Nella presente sezione si indicano con  $f_{yk}$ ,  $f_{sk}$ ,  $f_{pk}$  e  $f_{ck}$ , rispettivamente, le resistenze caratteristiche dell'acciaio strutturale, delle barre d'armatura, della lamiera grecata e del calcestruzzo.

#### 4.3.3.1 Materiali

##### 4.3.3.1.1 Acciaio

Per le caratteristiche degli acciai (strutturali, da lamiera grecata e da armatura) utilizzati nelle strutture composte di acciaio e calcestruzzo si deve fare riferimento al § 11.3 delle presenti norme.

Le prescrizioni generali relative alle saldature, di cui al § 11.3 delle presenti norme, si applicano integralmente. Particolari cautele dovranno adottarsi nella messa a punto dei procedimenti di saldatura degli acciai con resistenza migliorata alla corrosione atmosferica (per i quali può farsi utile riferimento alla norma UNI EN 10025-5:2005).

Per le procedure di saldatura dei connettori ed il relativo controllo si può fare riferimento a normative consolidate.

Nel caso si utilizzino connettori a piolo, l'acciaio deve rispettare le prescrizioni di cui al § 11.3.4.7.

#### 4.3.3.1.2 Calcestruzzo

Le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo devono risultare da prove eseguite in conformità alle indicazioni delle presenti norme sulle strutture di cemento armato ordinario o precompresso.

Nei calcoli statici non può essere considerata né una classe di resistenza del calcestruzzo inferiore a C20/25 né una classe di resistenza superiore a C60/75; per i calcestruzzi con aggregati leggeri, la cui densità non può essere inferiore a  $1800 \text{ kg/m}^3$ , le classi limite sono LC20/22 e LC55/60.

Per classi di resistenza del calcestruzzo superiori a C45/55 e LC40/44 si richiede che prima dell'inizio dei lavori venga eseguito uno studio adeguato e che la produzione segua specifiche procedure per il controllo qualità.

Qualora si preveda l'utilizzo di calcestruzzi con aggregati leggeri, si deve considerare che i valori sia del modulo di elasticità sia dei coefficienti di viscosità, ritiro e dilatazione termica dipendono dalle proprietà degli aggregati utilizzati; pertanto i valori da utilizzare sono scelti in base alle proprietà del materiale specifico.

Nel caso si utilizzino elementi prefabbricati, si rinvia alle indicazioni specifiche delle presenti norme.

### 4.3.4 TRAVI CON SOLETTA COLLABORANTE

#### 4.3.4.1 Tipologia delle sezioni

Le sezioni resistenti in acciaio delle travi composte, fig. 4.3.3, si classificano secondo i criteri di cui in § 4.2.3.1.

Qualora la trave di acciaio sia rivestita dal calcestruzzo, le anime possono essere trattate come vincolate trasversalmente ai fini della classificazione della sezione purché il calcestruzzo sia armato, collegato meccanicamente alla sezione di acciaio e in grado di prevenire l'instabilità dell'anima e di ogni parte della piattabanda compressa nella direzione dell'anima.

Scarica il file

Figura 4.3.3 - Tipologie di sezione composte per travi.

#### 4.3.4.2 Resistenza delle sezioni

Il presente paragrafo tratta sezioni composte realizzate con profili ad I o H e soletta collaborante. Metodi e criteri di calcolo per la determinazione delle caratteristiche resistenti di sezione di travi composte rivestite possono essere trovate nel § 6.3 della UNI EN 1994-1-1.

In ogni caso, l'applicazione di un metodo di analisi elasto-plastico basato su procedure numeriche consente di definire la resistenza di sezioni di qualunque forma, a patto di tenere conto in modo completo del comportamento di ogni parte della sezione composta.

##### 4.3.4.2.1 Resistenza a flessione

Il momento resistente della sezione composta può essere ricavato utilizzando differenti metodi: elastico, applicabile a qualunque tipo di sezione e limitato al comportamento lineare dei materiali; plastico, quando la sezione è di classe 1 o 2; elasto-plastico, applicabile a qualunque tipo di sezione.

La lamiera grecata utilizzata per la realizzazione dei solai collaboranti e disposta con le greche parallelamente all'asse del profilo in acciaio non deve essere considerata nel calcolo del momento resistente.

#### 4.3.4.2.1.1 Metodo elastico

Il momento resistente elastico è calcolato sulla base di una distribuzione elastica delle tensioni nella sezione. Si deve trascurare il contributo del calcestruzzo teso. Il momento resistente elastico,  $M_{el}$ , è calcolato limitando le deformazioni al limite elastico della resistenza dei materiali:  $f_{cd}$  per il calcestruzzo,  $f_{yd}$  per l'acciaio strutturale e  $f_{sd}$  per le barre d'armatura.

#### 4.3.4.2.1.2 Metodo plastico

Il momento resistente,  $M_{pl,Rd}$ , si valuta nell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane, assumendo una configurazione delle tensioni nella sezione equilibrata. L'armatura longitudinale in soletta si assume plasticizzata, così come la sezione di acciaio. A momento positivo, la sezione efficace del calcestruzzo ha una tensione di compressione pari  $0,85 f_{cd}$ , fornendo una risultante di compressione che tiene conto del grado di connessione a taglio. La resistenza del calcestruzzo a trazione è trascurata.

#### 4.3.4.2.1.3 Metodo elasto-plastico

Il momento resistente della sezione è ricavato attraverso una analisi non-lineare in cui sono impiegate le curve tensioni-deformazioni dei materiali. E' assunta la conservazione delle sezioni piane. Il metodo è applicabile a sezioni di qualunque classe; è necessario quindi tenere in conto tutte le non linearità presenti, gli eventuali fenomeni di instabilità e il grado di connessione a taglio.

Un tale metodo di calcolo, essendo generale, può essere direttamente applicato anche a sezioni composte rivestite, Fig. 4.3.3.

#### 4.3.4.2.2 Resistenza a taglio

La resistenza a taglio verticale della trave metallica,  $V_{c,Rd}$ , può essere determinata in via semplificativa come indicato in § 4.2.4.1.2. Per la soletta in cemento armato dovranno comunque eseguirsi le opportune verifiche.

#### 4.3.4.3 Sistemi di connessione acciaio-calcestruzzo

Nelle strutture composte si definiscono sistemi di connessione i dispositivi atti ad assicurare la trasmissione delle forze di scorrimento tra acciaio e calcestruzzo.

Per le travi, sull'intera lunghezza devono essere previsti connettori a taglio ed armatura trasversale in grado di trasmettere la forza di scorrimento tra soletta e trave di acciaio, trascurando l'effetto dell'aderenza tra le due parti.

Il presente paragrafo si applica unicamente a connettori che possono essere classificati come «dutili» così come esposto in § 4.3.4.3.1, caratterizzati da una capacità deformativa sufficiente per consentire una distribuzione uniforme delle forze di scorrimento tra soletta e trave allo stato limite ultimo.

Quando le sezioni di solo acciaio sono compatte (classe 1 e 2, secondo quanto definito ai §§ 4.2.3.1 e 4.3.4.1) e sono progettate utilizzando il metodo plastico, si può utilizzare una connessione a taglio a parziale ripristino di resistenza solo se il carico ultimo di progetto è minore di quello che potrebbe essere sopportato dallo stesso elemento progettato con connessioni a completo ripristino di resistenza. In questo caso il numero di connettori deve essere determinato mediante una teoria che tenga conto sia del parziale ripristino sia della capacità deformativa dei connettori. Il grado di connessione  $\eta$  è inteso, perciò, come il rapporto tra il numero dei connettori che assicurano il completo sviluppo del momento resistente plastico della sezione composta,  $n_f$ , ed il numero effettivo di connessioni a taglio presenti,  $n$ .

Le diverse tipologie dei connettori possono essere classificate secondo le seguenti categorie:

- connessioni a taglio;
- connessioni a staffa;
- connessioni composte da connettori a taglio e a staffa;
- connessioni ad attrito.

Nel presente paragrafo sono esposti metodi di calcolo per connessioni a taglio che impiegano pioli con testa in cui la trazione agente sul singolo connettore a taglio risulta minore di 1/10 della sua resistenza ultima.

## 4.3.4.3.1 Connessioni a taglio con pioli

## 4.3.4.3.1.1 Disposizione e limitazioni

I connettori a piolo devono essere duttili per consentire l'adozione di un metodo di calcolo plastico; tale requisito si ritiene soddisfatto se essi hanno una capacità deformativa a taglio superiore a 6 mm. Precisazioni e limitazioni ulteriori, in particolare relative alle travate da ponte e alla distanza tra i pioli, possono essere ricavate da normative di comprovata validità.

## 4.3.4.3.1.2 Resistenza dei connettori

La resistenza di calcolo a taglio di un piolo dotato di testa, saldato in modo automatico, con collare di saldatura normale, posto in una soletta di calcestruzzo piena può essere assunta pari al minore dei seguenti valori

$$P_{Rd,a} = 0,8 f_t (\pi d^2 / 4) / \gamma_v \quad (4.3.7)$$

$$P_{Rd,c} = 0,29 \alpha d^2 (f_{ck} E_c)^{0,5} / \gamma_v \quad (4.3.8)$$

dove

$\gamma_v$  è il fattore parziale definito al § 4.3.3;

$f_t$  è la resistenza a rottura dell'acciaio del piolo (comunque  $f_t \leq \text{MPa}$ );

$f_{ck}$  è la resistenza cilindrica del calcestruzzo della soletta;

$d$  è il diametro del piolo, compreso tra 16 e 25 mm;

$h_{sc}$  è l'altezza del piolo dopo la saldatura, non minore di 3 volte il diametro del gambo del piolo;

$$\alpha = 0,2 (h_{sc} / d + 1) \text{ per } \leq 3 \text{ h}_{sc} / d \leq 4, \quad (4.3.9 \text{ a})$$

$$\alpha = 1,0 \text{ per } h_{sc} / d > 4. \quad (4.3.9 \text{ b})$$

Nel caso di solette con lamiera grecata la resistenza di calcolo dei connettori a piolo, calcolata per la soletta piena, deve essere convenientemente ridotta.

Per lamiera disposta con le greche parallelamente all'asse del profilo, la resistenza della connessione a taglio è moltiplicata per il fattore riduttivo

$$k_1 = 0,6 \cdot b_0 \cdot (h_{sc} - h_p) / h_p^2 \leq 1,0, \quad (4.3.10)$$

dove  $h_{sc}$  è l'altezza del connettore, minore di  $h_p + 75$  mm, e  $h_{sc}$ ,  $h_p$  e  $b_0$  sono indicati in Fig. 4.3.4(a).

Scarica il file

Figura 4.3.4(a) - Disposizione della lamiera grecata rispetto al profilo in acciaio.

Se le greche sono orientate trasversalmente al profilo in acciaio (fig. 4.3.4(b)), il fattore riduttivo è

$$k_t = 0,7 \cdot b_0 \cdot (h_{sc} - h_p) / h_p^2 \sqrt{n_r}, \quad (4.3.11)$$

dove  $n_r$  è il numero dei pioli posti dentro ogni greca. Il valore di  $k_t$  deve essere sempre inferiore ai valori riportati nella Tab. 4.3.II; l'espressione di  $k_t$  è valida se  $h_p \leq 85$  mm e  $b_0 \geq h_p$  e con connettori di diametro massimo pari a 20 mm nel caso di saldatura attraverso la lamiera e pari a 22 mm nel caso di lamiera forata.

Tabella 4.3.II - Limiti superiori del coefficiente  $k_t$



Numero di pioli per greca	Spessore della lamiera	Connettori con $\Phi \leq 20$ mm e saldati attraverso la lamiera	Lamiera con fori e pioli saldati sul profilo - diametro pioli 19 o 22 mm
Nr = 1	$\leq 1,0$	0,85	0,75
	$> 1,0$	1,0	0,75
Nr = 2	$\leq 1,0$	0,70	0,60
	$> 1,0$	0,8	0,60

Scarica il file

Figura 4.3.4(b) - Disposizione della lamiera grecata rispetto al profilo in acciaio.

#### 4.3.4.3.2 Altri tipi di connettori

Per altri tipi di connettori, quali connettori a pressione, uncini e cappi, connettori rigidi nelle solette piene, la resistenza a taglio si deve valutare secondo normative di comprovata validità.

#### 4.3.4.3.3 Valutazione delle sollecitazioni di taglio agenti sul sistema di connessione

Ai fini della progettazione della connessione, la forza di scorrimento per unità di lunghezza può essere calcolata impiegando la teoria elastica o, nel caso di connettori duttili, la teoria plastica.

Nel caso di analisi elastica, le verifiche devono essere condotte su ogni singolo connettore.

Per connessioni duttili a completo ripristino, la massima forza totale di scorrimento di progetto,  $V_{Id}$  che deve essere contrastata da connettori distribuiti tra le sezioni critiche, si determina con equazioni di equilibrio plastico.

Se si utilizza per le sezioni trasversali la teoria elastica, anche la forza di scorrimento per unità di lunghezza deve essere calcolata utilizzando la teoria elastica, considerando l'aliquota di taglio che agisce dopo che la connessione si è attivata. Le proprietà statiche della sezione trasversale devono essere uguali a quelle utilizzate nel calcolo delle tensioni normali.

#### 4.3.4.3.4 Dettagli costruttivi della zona di connessione a taglio

Il copriferro al di sopra dei connettori a piolo deve essere almeno 20 mm. Lo spessore del piatto a cui il connettore è saldato deve essere sufficiente per l'esecuzione della saldatura e per una efficace trasmissione delle azioni di taglio. La distanza minima tra il connettore e il bordo della piattabanda cui è collegato deve essere almeno 20 mm.

L'altezza complessiva del piolo dopo la saldatura deve essere almeno 3 volte il diametro del gambo del piolo,  $d$ . La testa del piolo deve avere diametro pari ad almeno  $1,5 d$  e spessore pari ad almeno  $0,4 d$ . Quando i connettori a taglio sono soggetti ad azioni che inducono sollecitazioni di fatica, il diametro del piolo non deve eccedere  $1,5$  volte lo spessore del piatto a cui è collegato. Quando i connettori a piolo sono saldati sull'ala, in corrispondenza dell'anima del profilo in acciaio, il loro diametro non deve essere superiore a  $2,5$  volte lo spessore dell'ala.

Quando i connettori sono utilizzati con le lamiere grecate per la realizzazione degli impalcati negli edifici, l'altezza nominale del connettore deve sporgere non meno di 2 volte il diametro del gambo al di sopra della lamiera grecata. L'altezza minima della greca che può essere utilizzata negli edifici è di 50 mm.

#### 4.3.4.3.5 Armatura trasversale

L'armatura trasversale della soletta deve essere progettata in modo da prevenire la rottura prematura per scorrimento o fessurazione longitudinale nelle sezioni critiche della soletta di calcestruzzo a causa delle elevate sollecitazioni di taglio create dai connettori. L'armatura deve essere dimensionata in modo da assorbire le tensioni di scorrimento agenti sulle superfici «critiche» di potenziale rottura, a-a, b-b, c-c, d-d, esemplificate in Fig. 4.3.5.

Scarica il file

Figura 4.3.5 - Tipiche superfici di collasso a taglio nelle piattabande di calcestruzzo.

La sollecitazione di taglio agente lungo le superfici critiche deve essere determinata coerentemente con le ipotesi di calcolo assunte per la determinazione della resistenza della connessione.

L'area di armatura trasversale in una soletta piena non deve essere minore di 0,002 volte l'area del calcestruzzo e deve essere distribuita uniformemente. In solette con lamiera grecata aventi nervature parallele o perpendicolari all'asse della trave, l'area dell'armatura trasversale non deve essere minore di 0,002 volte l'area del calcestruzzo della soletta posta al di sopra dell'estradosso della lamiera grecata e deve essere uniformemente distribuita.

#### 4.3.4.4 Modalità esecutive

Le modalità esecutive devono essere conformi alle indicazioni della normativa consolidata.

#### 4.3.4.5 Spessori minimi

Per gli elementi di acciaio della struttura composta valgono le regole stabilite al § 4.2.9.1. delle presenti norme.

Nelle travi composte da profilati metallici e soletta in c.a. lo spessore della soletta collaborante non deve essere inferiore a 50 mm e lo spessore della piattabanda della trave di acciaio cui è collegata la soletta non deve essere inferiore a 5 mm.

### 4.3.5 COLONNE COMPOSTE

#### 4.3.5.1 Generalità e tipologie

Si considerano colonne composte soggette a compressione centrata, presso-flessione e taglio, costituite dall'unione di profili metallici, armature metalliche e calcestruzzo, con sezione costante:

- (a) sezioni completamente rivestite di calcestruzzo;
- (b) sezioni parzialmente rivestite di calcestruzzo;
- (c) sezioni scatolari rettangolari riempite di calcestruzzo;
- (d) sezioni circolari cave riempite di calcestruzzo.

Scarica il file

Figura 4.3.6 - Tipi di sezioni per colonne composte, trattate nel presente paragrafo.

In generale è possibile concepire qualunque tipo di sezione trasversale, in cui gli elementi in acciaio e in calcestruzzo sono assemblati in modo da realizzare qualunque tipo di forma. Il progetto e le verifiche di tali elementi strutturali va eseguito utilizzando procedure numeriche affidabili che tengano in conto le non-linearità dei materiali e dei sistemi di connessione, i fenomeni di ritiro e viscosità, le non linearità legate alle imperfezioni.

Nel seguito vengono fornite indicazioni per verificare le colonne composte più comuni, vedi fig. 4.3.6, che rispettano i seguenti requisiti:

1. la sezione è doppiamente simmetrica;
2. il contributo meccanico di armatura  $\delta$ , definito in § 4.3.5.2, è compreso tra 0,2 e 0,9;
3. la snellezza adimensionale  $\pi$ , definita in § 4.3.5.2, è inferiore a 2,0;
4. per le sezioni interamente rivestite, fig. 4.3.6 (a), i copriferri massimi che si possono considerare nel calcolo sono  $c_y = 0,4 \cdot b$  e  $c_z = 0,3 \cdot h$ ;
5. il rapporto tra l'altezza  $h_c$  e la larghezza  $b_c$  della sezione deve essere  $0,2 \leq h_c/b_c \leq 5,0$ .

Nei criteri di verifica, inoltre, si deve distinguere il caso in cui le sollecitazioni siano affidate interamente alla struttura composta dal caso in cui la costruzione venga realizzata costruendo prima la parte in acciaio e poi completandola con il calcestruzzo.

#### 4.3.5.2 Rigidezza flessionale, snellezza e contributo meccanico dell'acciaio

Il contributo meccanico del profilato in acciaio è definito dalla formula

$$\delta = A_a \cdot f_y / y_a \cdot 1 / N_{pl,Rd}, \quad (4.3.12)$$

dove con  $A_a$  è indicata l'area del profilo in acciaio e con  $N_{pl,Rd}$  la resistenza plastica a sforzo normale della sezione composta, definita in § 4.3.5.3.1.

La rigidezza flessionale istantanea della sezione composta,  $EJ_{eff}$ , da utilizzarsi per la definizione del carico critico euleriano è data dalla formula

$$(EJ)_{eff} = E_a J_a + E_s J_s + k_e E_{cm} \cdot J_c, \quad (4.3.13)$$

dove  $k_e$  è un fattore correttivo pari a 0,6, mentre  $J_a$ ,  $J_s$  e  $J_c$  sono i momenti di inerzia rispettivamente del profilo in acciaio, delle barre d'armature e del calcestruzzo ed  $E_{cm}$  è il modulo elastico istantaneo del calcestruzzo. La snellezza adimensionale della colonna è definita come

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}}, \quad (4.3.14)$$

dove  $N_{cr}$  è il carico critico euleriano definito in base alla rigidezza flessionale efficace della colonna composta e  $N_{pl,Rk}$  è il valore caratteristico della resistenza a compressione dato da

$$N_{pl,Rk} = A_a \cdot f_{yk} + 0,85 \cdot A_c \cdot f_{ck} + A_s \cdot f_{sk}. \quad (4.3.15)$$

In fase di verifica allo stato limite ultimo, invece, occorre tenere conto degli effetti del secondo ordine, cosicché il valore della rigidezza flessionale diventa

$$(EJ)_{eff,II} = k_0 \cdot (E_a J_a + E_s J_s + k_{e,II} E_{cm} \cdot J_c), \quad (4.3.16)$$

dove  $k_0$  vale 0,9 e  $k_{e,II}$  è assunto pari a 0,5.

Quando una colonna è particolarmente snella, oppure quando la costruzione richiede particolari livelli di sicurezza, è necessario considerare anche i fenomeni a lungo termine.

#### 4.3.5.3 Resistenza delle sezioni

##### 4.3.5.3.1 Resistenza a compressione della sezione

La resistenza plastica della sezione composta a sforzo normale può essere valutata, nell'ipotesi di completa aderenza tra i materiali, secondo la formula

$$N_{pl,Rd} = A_a \cdot f_{yk} / \gamma_a + A_c \cdot 0,85 \cdot f_{ck} / \gamma_c + A_s \cdot f_{sk} / \gamma_s \quad (4.3.17)$$

dove  $A_a$ ,  $A_c$ ,  $A_s$  sono, rispettivamente, le aree del profilo in acciaio, della parte in calcestruzzo e delle barre d'armatura. Nel caso in cui si adottino sezioni riempite rettangolari o quadrate, (fig. 4.3.6 c), è possibile tenere in conto l'effetto del confinamento del calcestruzzo all'interno del tubo, considerando  $\alpha_{cc} = 1$ . Per le colonne a sezione circolare riempite con calcestruzzo (fig.4.3.6 d) si può tenere in conto l'effetto del confinamento del calcestruzzo offerto dall'acciaio.

##### 4.3.5.3.2 Resistenza a taglio della sezione

La sollecitazione di taglio  $V_{Ed}$  agente sulla sezione deve essere distribuita tra la porzione in acciaio e la porzione in calcestruzzo in modo da risultare minore o uguale della resistenza di ognuna delle due parti della sezione. In assenza di analisi più accurate il taglio può essere suddiviso utilizzando la seguente formula

$$V_{a,Ed} = V_{Ed} \cdot M_{pl,a,Rd} / M_{pl,Rd} \quad (4.3.18)$$

$$V_{c,Ed} = V_{Ed} - V_{a,Ed}$$

dove  $M_{pl,Rd}$  è il momento resistente della sezione composta mentre  $M_{pl,a,Rd}$  è il momento resistente della sola sezione in acciaio. In generale la sollecitazione di taglio sulla parte in acciaio,  $V_{a,Ed}$ , non deve eccedere il 50% del taglio resistente della sola sezione in acciaio,  $V_{c,Rd}$  (§ 4.2.4.1.2), per poterne così trascurare l'influenza sulla determinazione della curva di interazione N-M. In caso contrario è possibile tenerne in conto gli effetti (interazione taglio e flessione) riducendo la tensione di snervamento dell'anima (§ 4.2.4.1.2). Per semplicità è possibile procedere assegnando tutta l'azione di taglio  $V_{Ed}$  alla sola parte in acciaio.

#### 4.3.5.4 Stabilità delle membrature

##### 4.3.5.4.1 Colonne compresse

La resistenza all'instabilità della colonna composta è data dalla formula

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot N_{pl,Rd} \quad (4.3.19)$$

dove  $N_{pl,Rd}$  è la resistenza definita in § 4.3.5.3.1 e  $\chi$  è il coefficiente riduttivo che tiene conto dei fenomeni di instabilità, definito in funzione della snellezza adimensionale  $\bar{\lambda}$  dell'elemento con la formula

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1,0, \quad (4.3.20)$$

dove  $\Phi = 0,5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$  e  $\alpha$  è il fattore di imperfezione, ricavato dalla Tab. 4.3.III.

##### 4.3.5.4.2 Instabilità locale

I fenomeni di instabilità locale possono essere ignorati nel calcolo delle colonne se sono rispettate le seguenti disuguaglianze:

$$\frac{d}{t} \leq 90 \cdot \frac{235}{f_y} \text{ per colonne circolari cave riempite;} \quad (4.3.21)$$

$$\frac{d}{t} \leq 52 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} \text{ per colonne rettangolari cave riempite;} \quad (4.3.22)$$

$$\frac{b}{t_f} \leq 44 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} \text{ per sezioni parzialmente rivestite;} \quad (4.3.23)$$

$$c \geq \max \left\{ 40 \text{ mm}; \frac{b}{6} \right\} \text{ per sezioni completamente rivestite;} \quad (4.3.24)$$

dove  $b$  e  $t_f$  sono rispettivamente la larghezza e lo spessore delle ali del profilo ad I o H;  $d$  e  $t$  sono invece il diametro e lo spessore della sezione dei profili cavi;  $c$  è il copriferro esterno delle sezioni interamente rivestite.

Tabella. 4.3.III - Curve di instabilità e fattori di imperfezione

Scarica il file

##### 4.3.5.4.3 Colonne pressoinflesse

La verifica a presso-flessione della colonna composta è condotta controllando che

$$M_{Ed} \leq \alpha_M \cdot M_{pl,Rd}(N_{Ed}), \quad (4.3.25)$$

dove  $M_{Ed}$ , associato allo sforzo normale  $N_{Ed}$ , è il massimo valore del momento flettente nella colonna, calcolato considerando, se rilevanti, i difetti di rettilineità della colonna, vedi Tab. 4.3.III, e gli effetti del secondo ordine e  $M_{pl,Rd}(N_{Ed})$  il momento resistente disponibile, funzione di  $N_{Ed}$ .

Il coefficiente  $\alpha_M$  è assunto pari a 0,9 per gli acciai compresi tra le classi S235 ed S355, mentre per l'S420 e l'S460 è posto pari a 0,8.

Gli effetti dei fenomeni del secondo ordine possono essere tenuti in conto incrementando i momenti ottenuti dall'analisi elastica tramite il coefficiente amplificativo

$$k = \beta / (1 - N_{Ed} / N_{cr}) \geq 1,0, \quad (4.3.26)$$

in cui  $N_{cr}$  è il carico critico euleriano e  $\beta$  è un coefficiente che dipende dalla distribuzione del momento flettente lungo l'asse dell'elemento.

Il coefficiente  $\beta$  è assunto pari ad 1, quando l'andamento del momento flettente è parabolico o triangolare con valori nulli alle estremità della colonna, ed è dato da

$$\beta = 0,66 + 0,44 \cdot (M_{max} / M_{min}) \geq 0,44 \quad (4.3.27)$$

quando l'andamento è lineare, con  $M_{max}$  e  $M_{min}$  i momenti alle estremità della colonna, concordi se tendono le fibre poste dalla stessa parte dell'elemento (se  $M$  è costante  $M_{max} = M_{min}$  e  $\beta = 1,1$ ).

#### 4.3.5.5 Trasferimento degli sforzi tra componente in acciaio e componente in calcestruzzo

La lunghezza di trasferimento degli sforzi tra acciaio e calcestruzzo non deve superare il doppio della dimensione maggiore della sezione trasversale oppure, se minore, un terzo dell'altezza della colonna.

Qualora, nel trasferimento degli sforzi, si faccia affidamento sulla resistenza dovuta all'aderenza ed all'attrito, il valore puntuale della tensione tangenziale può calcolarsi mediante un'analisi elastica in fase non fessurata. Il valore puntuale massimo non deve superare le tensioni tangenziali limite di aderenza fornite nel paragrafo successivo.

Se si realizza un collegamento meccanico, utilizzando connettori duttili di cui al § 4.3.4.3.1, si può effettuare una valutazione in campo plastico degli sforzi trasferiti, ripartendoli in modo uniforme fra i connettori.

Nelle sezioni parzialmente rivestite composte con profili metallici a doppio T, il calcestruzzo tra le ali deve essere collegato all'anima mediante staffe individuando un chiaro meccanismo di trasferimento tra il calcestruzzo e l'anima; in particolare le staffe devono essere passanti o saldate, oppure si devono inserire connettori.

##### 4.3.5.5.1 Resistenza allo scorrimento fra i componenti

La resistenza allo scorrimento fra profili in acciaio e calcestruzzo è dovuta alle tensioni di aderenza, all'attrito all'interfaccia acciaio-calcestruzzo nonché al collegamento meccanico; la resistenza deve essere tale da evitare scorrimenti rilevanti che possano inficiare i modelli di calcolo considerati.

Nell'ambito del metodo di verifica agli stati limiti si può assumere una tensione tangenziale di progetto dovuta all'aderenza ed all'attrito, fino ai seguenti limiti:

- 0,3 MPa, per sezioni completamente rivestite;
- 0,55 MPa, per sezioni circolari riempite di calcestruzzo;
- 0,40 MPa, per sezioni rettangolari riempite di calcestruzzo;
- 0,2 MPa, per le ali delle sezioni parzialmente rivestite;

- 0 (zero), per l'anima delle sezioni parzialmente rivestite.

Se tali limiti vengono superati, l'intero sforzo va affidato a collegamenti meccanici. Il collegamento meccanico tra il profilo in acciaio a doppio T ed il calcestruzzo può essere realizzato mediante staffe saldate all'anima del profilo oppure passanti; un altro meccanismo di connessione può essere realizzato con pioli a taglio. In ogni caso è necessario definire un sistema di connessione dal chiaro funzionamento meccanico per il trasferimento delle sollecitazioni.

Qualora vi siano connettori a piolo sull'anima di sezioni in acciaio a doppio T o similari, le ali limitano l'espansione laterale del calcestruzzo incrementando la resistenza a taglio dei pioli. Questa resistenza aggiuntiva si può assumere pari a  $\mu P_{Rd}/2$ , vedi Fig. 4.3.7, su ogni ala per ogni fila di pioli, essendo  $P_{Rd}$  la resistenza del singolo connettore. Si può assumere  $\mu = 0,5$ . Tali valori delle resistenze meccaniche sono considerati validi se la distanza tra le ali rispetta le limitazioni (vedi Fig. 4.3.7):

- 300 mm, se è presente un connettore per fila;
- 400 mm, se sono presenti due connettori per fila;
- 600 mm, se sono presenti tre o più connettori per fila.

Scarica il file

Figura 4.3.7 - Disposizione dei pioli per la connessione meccanica acciaio-calcestruzzo.

#### 4.3.5.6 Copriferro e minimi di armatura

Si devono rispettare le seguenti limitazioni:

- il copriferro dell'ala deve essere non minore di 40 mm, né minore di 1/6 della larghezza dell'ala;
- il copriferro delle armature deve essere in accordo con le disposizioni relative alle strutture in cemento armato ordinario.

Le armature devono essere realizzate rispettando le seguenti indicazioni:

- l'armatura longitudinale, nel caso che venga considerata nel calcolo, non deve essere inferiore allo 0,3% della sezione in calcestruzzo;
- l'armatura trasversale deve essere progettata seguendo le regole delle strutture in cemento armato ordinario;
- la distanza tra le barre ed il profilo può essere inferiore a quella tra le barre oppure nulla; in questi casi il perimetro efficace per l'aderenza acciaio-calcestruzzo deve essere ridotto alla metà o a un quarto, rispettivamente;
- le reti elettrosaldate possono essere utilizzate come staffe nelle colonne rivestite ma non possono sostituire l'armatura longitudinale.

Nelle sezioni riempite di calcestruzzo generalmente l'armatura non è necessaria.

#### 4.3.6 SOLETTE COMPOSTE CON LAMIERA GRECATA

Si definisce come composta una soletta in calcestruzzo gettata su una lamiera grecata, in cui quest'ultima, ad avvenuto indurimento del calcestruzzo, partecipa alla resistenza dell'insieme costituendo interamente o in parte l'armatura inferiore.

La trasmissione delle forze di scorrimento all'interfaccia fra lamiera e calcestruzzo non può essere affidata alla sola aderenza, ma si devono adottare sistemi specifici che possono essere:

- a ingranamento meccanico fornito dalla deformazione del profilo metallico o ingranamento ad attrito nel caso di profili sagomati con forme rientranti, (a) e (b), Fig. 4.3.8;
- ancoraggi di estremità costituiti da pioli saldati o altri tipi di connettori, purché combinati a sistemi ad ingranamento (c), Fig. 4.3.8;

- ancoraggi di estremità ottenuti con deformazione della lamiera, purché combinati con sistemi a ingranamento per attrito, (d) Fig. 4.3.8.

Occorre in ogni caso verificare l'efficacia e la sicurezza del collegamento tra lamiera grecata e calcestruzzo.

Scarica il file

Figura 4.3.8 - Tipiche forme di connessione per ingranamento delle solette composte.

#### 4.3.6.1 Analisi per il calcolo delle sollecitazioni

Nel caso in cui le solette siano calcolate come travi continue si possono utilizzare i seguenti metodi di analisi, già presentati nel paragrafo § 4.3.2.2:

(a) analisi lineare con o senza redistribuzione;

(b) analisi globale plastica, a condizione che, dove vi sono richieste di rotazione plastica, le sezioni abbiano sufficiente capacità rotazionale;

(c) analisi elasto-plastica che tenga conto del comportamento non lineare dei materiali.

I metodi lineari di analisi sono idonei sia per gli stati limite ultimi, sia per gli stati limite di esercizio. I metodi plastici devono essere utilizzati solo nello stato limite ultimo.

Si può utilizzare, per lo stato limite ultimo, l'analisi plastica senza alcuna verifica diretta della capacità rotazionale se si utilizza acciaio da armatura B450C (di cui al § 11.3.2.1) e se le campate hanno luce minore di 3 m.

Se nell'analisi si trascurano gli effetti della fessurazione del calcestruzzo, i momenti flettenti negativi in corrispondenza degli appoggi interni possono essere ridotti fino al 30%, considerando i corrispondenti aumenti dei momenti flettenti positivi nelle campate adiacenti.

Una soletta continua può essere progettata come una serie di campate semplicemente appoggiate; in corrispondenza degli appoggi intermedi si raccomanda di disporre armature secondo le indicazioni del successivo § 4.3.6.3.1.

##### 4.3.6.1.1 Larghezza efficace per forze concentrate o lineari

Forze concentrate o applicate lungo una linea parallela alle nervature della lamiera possono essere considerate ripartite su una larghezza  $b_m$  operando una diffusione a 45° sino al lembo superiore della lamiera, vedi Fig. 4.3.9, secondo la formula

$$b_m = b_p + 2(h_c + h_f) \quad (4.3.27)$$

dove  $b_p$  è la larghezza su cui agisce il carico,  $h_c$  è lo spessore della soletta sopra la nervatura e  $h_f$  è lo spessore delle finiture. Per stese di carico lineari disposte trasversalmente all'asse della greca si può utilizzare la medesima formula considerando come  $b_p$  l'estensione della linea di carico. Possono assumersi differenti larghezze efficaci  $b_m$  in presenza di differenti dettagli di armatura nella soletta così come indicato in § 7.3.2 della CNR 10016/2000.

Scarica il file

Figura 4.3.9 - Diffusione del carico concentrato.

#### 4.3.6.2 Verifiche di resistenza allo stato limite ultimo

Si considereranno di regola le seguenti verifiche:

- resistenza a flessione;

- resistenza allo scorrimento;

- resistenza al punzonamento ed al taglio.

Ai fini della verifica allo scorrimento occorre conoscere la resistenza a taglio longitudinale di progetto  $\tau_{u,Rd}$  tipica della lamiera grecata prevista, determinata secondo i criteri di cui al Cap. 11 delle presenti norme.

La resistenza di una soletta composta alle sollecitazioni di taglio-punzonamento è di regola valutata sulla base di una adeguata sperimentazione, condotta in modo da riprodurre le effettive condizioni della superficie di contatto tra lamiere e getto in calcestruzzo riscontrabili in cantiere.

Qualora si consideri efficace la sola lamiera grecata, attribuendo al calcestruzzo esclusivamente la funzione di contrasto all'imbozzamento locale, la resistenza può essere verificata in accordo con le indicazioni di normative di comprovata validità sui profilati sottili di acciaio formati a freddo.

#### 4.3.6.3 Verifiche agli stati limite di esercizio

##### 4.3.6.3.1 Verifiche a fessurazione

L'ampiezza delle fessure del calcestruzzo nelle regioni di momento negativo di solette continue deve essere calcolata in accordo col § 4.1.2.2.4.

Qualora le solette continue siano progettate come semplicemente appoggiate in accordo con il precedente § 4.3.6.1, la sezione trasversale dell'armatura di controllo della fessurazione non deve essere minore di 0,2% dell'area della sezione trasversale del calcestruzzo posta al di sopra delle nervature nelle costruzioni non puntellate in fase di getto, e di 0,4% dell'area della sezione trasversale del calcestruzzo posta al di sopra delle nervature per le costruzioni puntellate in fase di getto.

##### 4.3.6.3.2 Verifiche di deformabilità

L'effetto dello scorrimento di estremità può essere trascurato se nei risultati sperimentali il carico che causa uno scorrimento di 0,5 mm è maggiore di 1,2 volte il carico della combinazione caratteristica considerata, oppure se la tensione tangenziale di scorrimento all'interfaccia è inferiore al 30% della tensione limite di aderenza  $\tau_{u,Rd}$ .

Il calcolo delle frecce può essere omissivo se il rapporto tra luce ed altezza non supera i limiti indicati nel precedente § 4.1 relativo alle strutture di c.a. e risulta trascurabile l'effetto dello scorrimento di estremità.

#### 4.3.6.4 Verifiche della lamiera grecata nella fase di getto

##### 4.3.6.4.1 Verifica di resistenza

La verifica della lamiera grecata deve essere svolta in accordo con le indicazioni della normativa UNI EN 1993-1-3 in materia di profilati sottili di acciaio formati a freddo. Gli effetti delle dentellature o delle bugnature devono essere opportunamente considerati nella valutazione della resistenza.

##### 4.3.6.4.2 Verifiche agli stati limite di esercizio

L'inflessione della lamiera sotto il peso proprio ed il peso del calcestruzzo fresco, escludendo i carichi di costruzione, non deve essere maggiore di  $L/180$  o 20 mm, essendo L la luce effettiva della campata fra due appoggi definitivi o provvisori.

Tali limiti possono essere aumentati qualora inflessioni maggiori non inficino la resistenza o l'efficienza del solaio e sia considerato nella progettazione del solaio e della struttura di supporto il peso addizionale dovuto all'accumulo del calcestruzzo. Nel caso in cui l'inflessione dell'estradosso possa condurre a problemi legati ai requisiti di funzionalità della struttura, i limiti deformativi debbono essere ridotti.

##### 4.3.6.5 Dettagli costruttivi

###### 4.3.6.5.1 Spessore minimo delle lamiere grecate



Lo spessore delle lamiere grecate impiegate nelle solette composte non deve essere inferiore a 0,8 mm. Lo spessore della lamiera potrà essere ridotto a 0,7 mm quando in fase costruttiva vengano studiati idonei provvedimenti atti a consentire il transito in sicurezza di mezzi d'opera e personale.

#### 4.3.6.5.2 Spessore della soletta

L'altezza complessiva  $h$  del solaio composto non deve essere minore di 80 mm. Lo spessore del calcestruzzo  $h_c$  al di sopra dell'estradosso delle nervature della lamiera non deve essere minore di 40 mm.

Se la soletta realizza con la trave una membratura composta, oppure è utilizzata come diaframma orizzontale, l'altezza complessiva non deve essere minore di 90 mm ed  $h_c$  non deve essere minore di 50 mm.

#### 4.3.6.5.3 Inerti

La dimensione nominale dell'inerte dipende dalla più piccola dimensione dell'elemento strutturale nel quale il calcestruzzo è gettato.

#### 4.3.6.5.4 Appoggi

Le solette composte sostenute da elementi di acciaio o calcestruzzo devono avere una larghezza di appoggio minima di 75 mm, con una dimensione di appoggio del bordo della lamiera grecata di almeno 50 mm.

Nel caso di solette composte sostenute da elementi in diverso materiale, tali valori devono essere portati rispettivamente a 100 mm e 70 mm.

Nel caso di lamiere sovrapposte o continue che poggiano su elementi di acciaio o calcestruzzo, l'appoggio minimo deve essere 75 mm e per elementi in altro materiale 100 mm.

I valori minimi delle larghezze di appoggio riportati in precedenza possono essere ridotti, in presenza di adeguate specifiche di progetto circa tolleranze, carichi, campate, altezza dell'appoggio e requisiti di continuità per le armature.

### 4.3.7 VERIFICHE PER SITUAZIONI TRANSITORIE

Per le situazioni costruttive transitorie, come quelle che si hanno durante le fasi della costruzione, dovranno adottarsi tecnologie costruttive e programmi di lavoro che non possano provocare danni permanenti alla struttura o agli elementi strutturali e che comunque non possano riverberarsi sulla sicurezza dell'opera.

Le entità delle azioni ambientali da prendere in conto saranno determinate in relazione alla durata della situazione transitoria e della tecnologia esecutiva.

### 4.3.8 VERIFICHE PER SITUAZIONI ECCEZIONALI

Per situazioni progettuali eccezionali, il progetto dovrà dimostrare la robustezza della costruzione mediante procedure di scenari di danno per i quali i fattori parziali  $\gamma_M$  dei materiali possono essere assunti pari ai valori precisati per il calcestruzzo nel § 4.1.4 e per l'acciaio nel § 4.2.6.

### 4.3.9 RESISTENZA AL FUOCO

Le verifiche di resistenza al fuoco potranno eseguirsi con riferimento a UNI EN 1994-1-2, utilizzando i coefficienti  $\gamma_M$  (v. § 4.3.8) relativi alle combinazioni eccezionali.

## 4.4 COSTRUZIONI DI LEGNO

Formano oggetto delle presenti norme le opere costituite da strutture portanti realizzate con elementi di legno strutturale (legno massiccio, segato, squadrato oppure tondo) o con prodotti strutturali a base di legno (legno lamellare incollato, pannelli a base di legno) assemblati con adesivi oppure con mezzi di unione meccanici, eccettuate quelle oggetto di una regolamentazione apposita a carattere particolare.

La presente norma può essere usata anche per le verifiche di strutture in legno esistenti purché si provveda ad una corretta valutazione delle caratteristiche del legno e, in particolare, degli eventuali stati di degrado.

I materiali e i prodotti devono rispondere ai requisiti indicati nel § 11.7.

Tutto il legno per impieghi strutturali deve essere classificato secondo la resistenza, prima della sua messa in opera.

#### 4.4.1 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

La valutazione della sicurezza deve essere condotta secondo i principi fondamentali illustrati nel Cap. 2.

La valutazione della sicurezza deve essere svolta secondo il metodo degli stati limite.

I requisiti richiesti di resistenza, funzionalità e robustezza si garantiscono verificando gli stati limite ultimi e gli stati limite di esercizio della struttura, dei singoli componenti strutturali e dei collegamenti.

#### 4.4.2 ANALISI STRUTTURALE

Nell'analisi globale della struttura, in quella dei sistemi di controvento e nel calcolo delle membrature si deve tener conto delle imperfezioni geometriche e strutturali.

A tal fine possono adottarsi adeguate imperfezioni geometriche equivalenti, il valore delle quali può essere reperito in normative di comprovata validità.

L'analisi della struttura si può effettuare assumendo un comportamento elastico lineare dei materiali e dei collegamenti considerando i valori pertinenti (medi o caratteristici) del modulo elastico dei materiali e della rigidità delle unioni, in funzione dello stato limite e del tipo di verifica considerati.

I calcoli devono essere svolti usando appropriate schematizzazioni e, se necessario, supportati da prove. Lo schema adottato deve essere sufficientemente accurato per simulare con ragionevole precisione il comportamento strutturale della costruzione, anche in relazione alle modalità costruttive previste.

Per quelle tipologie strutturali in grado di ridistribuire le azioni interne, anche grazie alla presenza di giunti di adeguata duttilità, si può far uso di metodi di analisi non lineari.

In presenza di giunti meccanici si deve, di regola, considerare l'influenza della deformabilità degli stessi.

Per tutte le strutture, in particolare per quelle composte da parti con diverso comportamento reologico, le verifiche, per gli stati limite ultimi e di esercizio, devono essere effettuate con riferimento, oltre che alle condizioni iniziali, anche alle condizioni finali (a tempo infinito).

#### 4.4.3 AZIONI E LORO COMBINAZIONI

Le azioni caratteristiche devono essere definite in accordo con quanto indicato nei Capp. 3 e 5 delle presenti norme.

Per costruzioni civili o industriali di tipo corrente e per le quali non esistano regolamentazioni specifiche, le azioni di calcolo si devono determinare secondo quanto indicato nel Cap. 2.

La presenza di stati di precompressione deve essere considerata con cautela e, se possibile, evitata a causa dei fenomeni viscosi del materiale molto pronunciati per tali stati di sollecitazione, sia nel caso di compressione parallela alla fibratura sia, soprattutto, per quello di compressione ortogonale alla fibratura.

#### 4.4.4 CLASSI DI DURATA DEL CARICO

Le azioni di calcolo devono essere assegnate ad una delle classi di durata del carico elencate nella Tab. 4.4.1

Tabella 4.4.1 - Classi di durata del carico

Classe di durata del carico	Durata del carico
Permanente	più di 10 anni
Lunga durata	6 mesi - 10 anni
Media durata	1 settimana - 6 mesi
Breve durata	meno di 1 settimana
Istantaneo	-

Le classi di durata del carico si riferiscono a un carico costante attivo per un certo periodo di tempo nella vita della struttura. Per un'azione variabile la classe appropriata deve essere determinata in funzione dell'interazione fra la variazione temporale tipica del carico nel tempo e le proprietà reologiche dei materiali.

Ai fini del calcolo in genere si può assumere quanto segue:

- il peso proprio e i carichi non rimovibili durante il normale esercizio della struttura, appartengono alla classe di durata permanente;
- i carichi permanenti suscettibili di cambiamenti durante il normale esercizio della struttura e i carichi variabili relativi a magazzini e depositi, appartengono alla classe di lunga durata;
- i carichi variabili degli edifici, ad eccezione di quelli relativi a magazzini e depositi, appartengono alla classe di media durata;
- il sovraccarico da neve riferito al suolo  $q_{sk}$ , calcolato in uno specifico sito ad una certa altitudine, è da considerare in relazione alle caratteristiche del sito;
- l'azione del vento e le azioni eccezionali in genere, appartengono alla classe di durata istantanea.

#### 4.4.5 CLASSI DI SERVIZIO

Le strutture (o parti di esse) devono essere assegnate ad una delle 3 classi di servizio elencate nella Tab. 4.4.II.

#### 4.4.6 RESISTENZA DI CALCOLO

La durata del carico e l'umidità del legno influiscono sulle proprietà resistenti del legno.

Tabella 4.4.II - Classi di servizio

Classe di servizio 1	E' caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20 °C e un'umidità relativa dell'aria circostante che non superi il 65%, se non per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 2	E' caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20 °C e un'umidità relativa dell'aria circostante che superi l'85% solo per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 3	E' caratterizzata da umidità più elevata di quella della classe di servizio 2.

I valori di calcolo per le proprietà del materiale a partire dai valori caratteristici si assegnano quindi con riferimento combinato alle classi di servizio e alle classi di durata del carico.

Il valore di calcolo  $X_d$  di una proprietà del materiale (o della resistenza di un collegamento) viene calcolato mediante la relazione:

$$X_d = (k_{mod} X_k / \gamma_M) \quad (4.4.1)$$

dove:

$X_k$  è il valore caratteristico della proprietà del materiale, come specificato al § 11.7, o della resistenza del collegamento. Il valore caratteristico  $X_k$  può anche essere determinato mediante prove sperimentali sulla base di prove svolte in condizioni definite dalle norme europee applicabili;

$\gamma_M$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale, i cui valori sono riportati nella Tab. 4.4.III;

$k_{mod}$  è un coefficiente correttivo che tiene conto dell'effetto, sui parametri di resistenza, sia della durata del carico sia dell'umidità della struttura. I valori di  $k_{mod}$  sono forniti nella Tab. 4.4.IV.

Se una combinazione di carico comprende azioni appartenenti a differenti classi di durata del carico si dovrà scegliere un valore di  $k_{mod}$  che corrisponde all'azione di minor durata.

Tabella 4.4.III - Coefficienti parziali  $\gamma_M$  per le proprietà dei materiali

Stati limite ultimi	$\gamma_M$
- combinazioni fondamentali	
legno massiccio	1,50
legno lamellare incollato	1,45
pannelli di particelle o di fibre	1,50
compensato, pannelli di scaglie orientate	1,40
unioni	1,50
- combinazioni eccezionali	1,00

#### 4.4.7 STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Le deformazioni di una struttura, dovute agli effetti delle azioni applicate, degli stati di coazione, delle variazioni di umidità e degli scorrimenti nelle unioni, devono essere contenute entro limiti accettabili, sia in relazione ai danni che possono essere indotti ai materiali di rivestimento, ai pavimenti, alle tramezzature e, più in generale, alle finiture, sia in relazione ai requisiti estetici ed alla funzionalità dell'opera.

In generale nella valutazione delle deformazioni delle strutture si deve tener conto della deformabilità dei collegamenti.

Considerando il particolare comportamento reologico del legno e dei materiali derivati dal legno, si devono valutare sia la deformazione istantanea sia la deformazione a lungo termine.

La deformazione istantanea si calcola usando i valori medi dei moduli elastici per le membrature e il valore istantaneo del modulo di scorrimento dei collegamenti.

Tabella 4.4.IV - Valori di  $k_{mod}$  per legno e prodotti strutturali a base di legno

Scarica il file

La deformazione a lungo termine può essere calcolata utilizzando i valori medi dei moduli elastici ridotti opportunamente mediante il fattore  $1/(1 + k_{def})$ , per le membrature, e utilizzando un valore ridotto nello stesso modo del modulo di scorrimento dei collegamenti.

Il coefficiente  $k_{def}$  tiene conto dell'aumento di deformabilità con il tempo causato dall'effetto combinato della viscosità e dell'umidità del materiale. I valori di  $k_{def}$  sono riportati nella Tab. 4.4.V.

#### 4.4.8 STATI LIMITE ULTIMI

##### 4.4.8.1 Verifiche di resistenza

Le tensioni interne si possono calcolare nell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e di una relazione lineare tra tensioni e deformazioni fino alla rottura.

Le resistenze di calcolo dei materiali  $X_d$  sono quelle definite al § 4.4.6

Le prescrizioni del presente paragrafo si riferiscono alla verifica di resistenza di elementi strutturali in legno massiccio o di prodotti derivati dal legno aventi direzione della fibratura coincidente sostanzialmente con il proprio asse longitudinale e sezione trasversale costante, soggetti a sforzi agenti prevalentemente lungo uno o più assi principali dell'elemento stesso (Fig. 4.4.1).

A causa dell'anisotropia del materiale, le verifiche degli stati tensionali di trazione e compressione si devono eseguire tenendo conto dell'angolo tra direzione della fibratura e direzione della tensione.

Tabella 4.4.V - Valori di  $k_{def}$  per legno e prodotti strutturali a base di legno

Materiale	Riferimento	Classe di servizio			
		1	2	3	
Legno massiccio	EN 14081-1	0,60	0,80	2,00	
Legno lamellare incollato	EN 14080	0,60	0,80	2,00	
Compensato	EN 636	Parte 1	0,80	-	-
		Parte 2	0,80	1,00	-
		Parte 3	0,80	1,00	2,50
Pannelli di scaglie orientate (OSB)	EN 300	OSB/2	2,25	-	-
		OSB/3 OSB/4	1,50	2,25	-
		Parte 4	2,25	-	-
		Parte 5	2,25	3,00	-
Pannello di particelle (truciolare)	EN 312	Parte 6	1,50	-	-
		Parte 7	1,50	2,25	-
		HB.LA	2,25	-	-
Pannelli di fibre, alta densità	EN 622-2	HB.HLA1, HB.HLA2	2,25	3,00	-
		MBH.LA1, MBH.LA2	3,00	-	-
Pannelli di fibre, media densità (MDF)	EN 622-3	MBH.HLS1, MBH.HLS2	3,00	4,00	-
		MDF.LA	2,25	-	-
	EN 622-5	MDF.HLS	2,25	3,00	-

Per legno massiccio posto in opera con umidità prossima al punto di saturazione, e che possa essere soggetto a essiccazione sotto carico, il valore di  $k_{def}$  dovrà, in assenza di idonei provvedimenti, essere aumentato a seguito di opportune valutazioni, sommando ai termini della tabella un valore comunque non inferiore a 2,0.

Scarica il file

Figura 4.4.1 - Assi dell'elemento

#### 4.4.8.1.1 Trazione parallela alla fibratura

Deve essere soddisfatta la seguente condizione:

$$\sigma_{t,0,d} \leq f_{t,0,d} \quad (4.4.2)$$

dove:

$\sigma_{t,0,d}$  è la tensione di calcolo a trazione parallela alla fibratura calcolata sulla sezione netta;

$f_{t,0,d}$  è la corrispondente resistenza di calcolo, determinata tenendo conto anche delle dimensioni della sezione trasversale mediante il coefficiente  $k_h$ , come definito al § 11.7.1.1.

Nelle giunzioni di estremità si dovrà tener conto dell'eventuale azione flettente indotta dall'eccentricità dell'azione di trazione attraverso il giunto: tali azioni secondarie potranno essere computate, in via approssimata, attraverso una opportuna riduzione della resistenza di calcolo a trazione.

#### 4.4.8.1.2 Trazione perpendicolare alla fibratura

Nella verifica degli elementi si dovrà opportunamente tener conto del volume effettivamente sollecitato a trazione. Per tale verifica si dovrà far riferimento a normative di comprovata validità.

Particolare attenzione dovrà essere posta nella verifica degli elementi soggetti a forze trasversali applicate in prossimità del bordo.

#### 4.4.8.1.3 Compressione parallela alla fibratura

Deve essere soddisfatta la seguente condizione:

$$\sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,d} \quad (4.4.3)$$

dove:

$\sigma_{c,0,d}$  è la tensione di calcolo a compressione parallela alla fibratura;

$f_{c,0,d}$  è la corrispondente resistenza di calcolo.

Deve essere inoltre effettuata la verifica di instabilità per gli elementi compressi, come definita al § 4.4.8.2.2.

#### 4.4.8.1.4 Compressione perpendicolare alla fibratura

Deve essere soddisfatta la seguente condizione:

$$\sigma_{c,90,d} \leq f_{c,90,d} \quad (4.4.4)$$

dove:

$\sigma_{c,90,d}$  è la tensione di calcolo a compressione ortogonale alla fibratura;

$f_{c,90,d}$  è la corrispondente resistenza di calcolo.

Nella valutazione di  $\sigma_{c,90,d}$  è possibile tenere conto della ripartizione del carico nella direzione della fibratura lungo l'altezza della sezione trasversale dell'elemento. E' possibile, con riferimento a normative di comprovata validità, tener conto di una larghezza efficace maggiore di quella di carico.

#### 4.4.8.1.5 Compressione inclinata rispetto alla fibratura

Nel caso di tensioni di compressione agenti lungo una direzione inclinata rispetto alla fibratura si deve opportunamente tener conto della sua influenza sulla resistenza, con riferimento a normative di comprovata validità.

#### 4.4.8.1.6 Flessione

Devono essere soddisfatte entrambe le condizioni seguenti:

$$\sigma_{m,y,d} / f_{m,z,d} + k_m \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} \leq 1 \quad (4.4.5a)$$

$$k_m \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} \leq 1 \quad (4.4.5b)$$

dove:

$\sigma_{m,y,d}$  e  $\sigma_{m,z,d}$  sono le tensioni di calcolo massime per flessione rispettivamente nei piani xz e xy determinate assumendo una distribuzione elastico-lineare delle tensioni sulla sezione (vedi Fig. 4.4.1);

$f_{m,y,d}$  e  $f_{m,z,d}$  sono le corrispondenti resistenze di calcolo a flessione, determinate tenendo conto anche delle dimensioni della sezione trasversale mediante il coefficiente  $k_n$ , come definito al § 11.7.1.1.

I valori da adottare per il coefficiente  $k_m$ , che tiene conto convenzionalmente della ridistribuzione delle tensioni e della disomogeneità del materiale nella sezione trasversale, sono:

-  $k_m = 0,7$  per sezioni trasversali rettangolari;

-  $k_m = 1,0$  per altre sezioni trasversali.

Deve essere inoltre effettuata la verifica di instabilità allo svergolamento (flesso-torsionale) per gli elementi inflessi, come definita al § 4.4.8.2.1.

#### 4.4.8.1.7 Tenso flessione

Nel caso di sforzo normale di trazione accompagnato da sollecitazioni di flessione attorno ai due assi principali dell'elemento strutturale, devono essere soddisfatte entrambe le seguenti condizioni:

$$\sigma_{t,0,d} / f_{t,0,d} + \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + k_m \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} \leq 1 \quad (4.4.6a)$$

$$\sigma_{t,0,d} / f_{t,0,d} + k_m \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} \leq 1 \quad (4.4.6b)$$

I valori di  $k_m$  da utilizzare sono quelli riportati al § 4.4.8.1.6.

Deve essere inoltre effettuata la verifica di instabilità allo svergolamento (flesso-torsionale) per gli elementi inflessi, come definita al § 4.4.8.2.1.

#### 4.4.8.1.8 Presso flessione

Nel caso di sforzo normale di compressione accompagnato da sollecitazioni di flessione attorno ai due assi principali dell'elemento strutturale, devono essere soddisfatte entrambe le seguenti condizioni:

$$(\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + k_m \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} \leq 1 \quad (4.4.7a)$$

$$(\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d})^2 + k_m \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} \leq 1 \quad (4.4.7b)$$

I valori di  $k_m$  da utilizzare sono quelli riportati al precedente § 4.4.8.1.6.

Devono essere inoltre effettuate le verifiche di instabilità, come definite al § 4.4.8.2.2.

#### 4.4.8.1.9 Taglio

Deve essere soddisfatta la condizione:

$$\tau_d \leq f_{v,d}, \quad (4.4.8)$$

dove:

$\tau_d$  è la tensione massima tangenziale di calcolo, valutata secondo la teoria di Jourawski;

$f_{v,d}$  è la corrispondente resistenza di calcolo a taglio.

Alle estremità della trave si potrà effettuare la verifica sopra indicata valutando in modo convenzionale  $\tau_d$ , considerando nullo, ai fini del calcolo dello sforzo di taglio di estremità, il contributo di eventuali forze agenti all'interno del tratto di lunghezza pari all'altezza  $h$  della trave, misurato a partire dal bordo interno dell'appoggio, o all'altezza effettiva ridotta  $h_{eff}$  nel caso di travi con intagli.

Per la verifica di travi con intagli o rastremazioni di estremità si farà riferimento a normative di comprovata validità.

La resistenza a taglio per rotolamento delle fibre (rolling shear) si può assumere non maggiore di due volte la resistenza a trazione in direzione ortogonale alla fibratura.

#### 4.4.8.1.10 Torsione

Deve essere soddisfatta la condizione:

$$\tau_{tor,d} \leq k_{sh} f_{v,d}, \quad (4.4.9)$$

dove:

$\tau_{tor,d}$  è la tensione massima tangenziale di calcolo per torsione;

$k_{sh}$  è un coefficiente che tiene conto della forma della sezione trasversale;

$f_{v,d}$  è la resistenza di calcolo a taglio.

Per il coefficiente  $k_{sh}$  si possono assumere i valori:

$k_{sh} = 1,2$  per sezioni circolari piene;

$k_{sh} = 1 + 0,15 h/b \leq 2$  per sezioni rettangolari piene, di lati  $b$  e  $h$ ,  $b \leq h$ ;

$k_{sh} = 1$  per altri tipi di sezione.

#### 4.4.8.1.11 Taglio e Torsione

Nel caso di torsione accompagnata da taglio si può eseguire una verifica combinata adottando la formula di interazione:

$$T_{tor,d} / k_{sh} f_{v,d} + (T_d / f_{v,d})^2 \leq 1, \quad (4.4.10)$$

ove il significato dei simboli è quello riportato nei paragrafi corrispondenti alle verifiche a taglio e a torsione.

#### 4.4.8.2 Verifiche di stabilità

Oltre alle verifiche di resistenza devono essere eseguite le verifiche necessarie ad accertare la sicurezza della struttura o delle singole membrature nei confronti di possibili fenomeni di instabilità, quali lo svergolamento delle travi inflesse (instabilità flessor-torsionale) e lo sbandamento laterale degli elementi compressi o pressoinflessi.

Nella valutazione della sicurezza all'instabilità occorre tener conto, per il calcolo delle tensioni per flessione, anche della curvatura iniziale dell'elemento, dell'eccentricità del carico assiale e delle eventuali deformazioni (frecce o controfrecce) imposte.

Per queste verifiche si devono utilizzare i valori caratteristici al frattile 5% per i moduli elastici dei materiali.

##### 4.4.8.2.1 Elementi inflessi (instabilità di trave)

Nel caso di flessione semplice, con momento flettente agente attorno all'asse forte  $y$  della sezione (cioè nel piano ortogonale a quello di possibile svergolamento), con riferimento alla tensione dovuta al massimo momento agente nel tratto di trave compreso tra due successivi ritegni torsionali, deve essere soddisfatta la relazione:

$$\sigma_{m,d} / k_{crit,m} f_{m,d} \leq 1, \quad (4.4.11)$$

$\sigma_{m,d}$  tensione di calcolo massima per flessione;

$k_{crit,m}$  coefficiente riduttivo di tensione critica per instabilità di trave, per tener conto della riduzione di resistenza dovuta allo sbandamento laterale;

$f_{m,d}$  resistenza di calcolo a flessione, determinata tenendo conto anche delle dimensioni della sezione trasversale mediante il coefficiente  $k_n$ .

Per travi aventi una deviazione laterale iniziale rispetto alla rettilineità nei limiti di accettabilità del prodotto, si possono assumere i seguenti valori del coefficiente di tensione critica  $k_{crit,m}$

$$k_{crit,m} = \begin{cases} 1 & \text{per } \lambda_{rel,m} \leq 0,75 \\ 1,56 - 0,75\lambda_{rel,m} & \text{per } 0,75 < \lambda_{rel,m} \leq 1,4 \\ 1/\lambda_{rel,m}^2 & \text{per } 1,4 < \lambda_{rel,m} \end{cases} \quad (4.4.12)$$

$\lambda_{rel,m} = \sqrt{f_{m,k} / \sigma_{m,crit}}$  snellezza relativa di trave;



$f_{m,k}$  resistenza caratteristica a flessione;

$\sigma_{m,crit}$  tensione critica per flessione calcolata secondo la teoria classica della stabilità, con i valori dei moduli elastici caratteristici (frattile 5%)  $E_{0,05}$ .

#### 4.4.8.2.2 Elementi compressi (instabilità di colonna)

Nel caso di asta soggetta solo a sforzo normale deve essere soddisfatta la condizione:

$$\sigma_{c,o,d}/k_{crit,c} f_{c,o,d} \leq 1, \quad (4.4.13)$$

$\sigma_{c,o,d}$  tensione di compressione di calcolo per sforzo normale;

$f_{c,o,d}$  resistenza di calcolo a compressione;

$k_{crit,c}$  coefficiente riduttivo di tensione critica per instabilità di colonna valutato per il piano in cui assume il valore minimo.

Il coefficiente riduttivo  $k_{crit,c}$  si calcola in funzione della snellezza relativa di colonna  $\lambda_{rel,c}$ , che vale:

$$\lambda_{rel,c} = \frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{c,crit}} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}}, \quad (4.4.14)$$

$f_{c,0,k}$  resistenza caratteristica a compressione parallela alla fibratura;

$\sigma_{c,crit}$  tensione critica calcolata secondo la teoria classica della stabilità, con i valori dei moduli elastici caratteristici (frattile 5%);

$\lambda$  snellezza dell'elemento strutturale valutata per il piano in cui essa assume il valore massimo.

Quando  $\lambda_{rel,c} \leq 0,3$  si deve porre  $k_{crit,c} = 1$ , altrimenti

$$k_{crit,c} = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel,c}^2}}, \quad (4.4.15)$$

con

$$k = 0,5 (1 + \beta_c (\lambda_{rel,c} - 0,3) + \lambda_{rel,c}^2) \quad (4.4.16)$$

$\beta_c$  coefficiente di imperfezione, che, se gli elementi rientrano nei limiti di rettilineità definiti al § 4.4.15, può assumere i seguenti valori:

- per legno massiccio  $\beta_c = 0,2$ ;

- per legno lamellare  $\beta_c = 0,1$ .

#### 4.4.9 COLLEGAMENTI

Le capacità portanti e le deformabilità dei mezzi di unione utilizzati nei collegamenti devono essere determinate sulla base di prove meccaniche, per il cui svolgimento può farsi utile riferimento alle norme UNI EN 1075:2002, UNI EN 1380:2001, UNI EN 1381:2001, UNI EN 26891:1991, UNI EN 28970:1991, e alle pertinenti norme europee.

La capacità portante e la deformabilità dei mezzi di unione possono essere valutate con riferimento a normative di comprovata validità.

Nel calcolo della capacità portante del collegamento realizzato con mezzi di unione del tipo a gambo cilindrico, si dovrà tener conto, tra l'altro, della tipologia e della capacità portante ultima del singolo mezzo d'unione, del tipo di unione (legno-legno, pannelli-legno,

acciaio-legno), del numero di sezioni resistenti e, nel caso di collegamento organizzato con più unioni elementari, dell'allineamento dei singoli mezzi di unione.

E' ammesso l'uso di sistemi di unione di tipo speciale purché il comportamento degli stessi sia chiaramente individuato su base teorica e/o sperimentale e purché sia comunque garantito un livello di sicurezza non inferiore a quanto previsto nella presente norma tecnica.

#### 4.4.10 ELEMENTI STRUTTURALI

Ogni elemento strutturale, in legno massiccio o in materiali derivati dal legno, prevalentemente compresso, inflesso, teso o sottoposto a combinazioni dei precedenti stati di sollecitazione, può essere caratterizzato da un'unica sezione o da una sezione composta da più elementi, incollati o assemblati meccanicamente.

Le verifiche dell'elemento composto dovranno tener conto degli scorrimenti nelle unioni. A tale scopo è ammesso adottare per le unioni un legame lineare tra sforzo e scorrimento.

Nel caso di utilizzo del legno accoppiato anche a materiali diversi tramite connessioni o incollaggi, la verifica complessiva dell'elemento composto dovrà tenere conto dell'effettivo comportamento dell'unione, definito con riferimento a normativa tecnica di comprovata validità ed eventualmente per via sperimentale. In ogni caso le sollecitazioni nei singoli elementi componenti dovranno essere confrontate con quelle specificate ai §§ 4.1, 4.2 pertinenti per ciascun singolo materiale.

#### 4.4.11 SISTEMI STRUTTURALI

Le strutture reticolari costituite da elementi lignei assemblati tramite collegamenti metallici, di carpenteria o adesivi dovranno essere in genere analizzate come sistemi di travi, considerando la deformabilità e le effettive eccentricità dei collegamenti.

La stabilità delle singole membrature nelle strutture intelaiate deve essere verificata, in generale, tenendo conto anche della deformabilità dei nodi e della presenza di eventuali sistemi di controventamento, oltre che delle effettive condizioni dei vincoli.

La instabilità delle strutture intelaiate deve essere verificata considerando, oltre agli effetti instabilizzanti dei carichi verticali, anche le imperfezioni geometriche e strutturali, inquadrando le corrispondenti azioni convenzionali nella stessa classe di durata dei carichi che le hanno provocate.

Nei casi in cui la stabilità laterale è assicurata dal contrasto di controventamenti adeguati, la lunghezza di libera inflessione dei piedritti, in mancanza di un'analisi rigorosa, si può assumere pari all'altezza d'interpiano.

Per gli archi, oltre alle usuali verifiche, vanno sempre eseguite le verifiche nei confronti dell'instabilità anche al di fuori del piano.

Per gli archi, come per tutte le strutture spingenti, i vincoli devono essere idonei ad assorbire le componenti orizzontali delle reazioni.

Le azioni di progetto sui controventi e/o diaframmi devono essere determinate tenendo conto anche delle imperfezioni geometriche strutturali, nonché delle deformazioni indotte dai carichi applicati, se significative.

Qualora le strutture dei tetti e dei solai svolgano anche funzioni di controventamento nel loro piano (diaframmi per tetti e solai), la capacità di esplicare tale funzione con un comportamento a lastra deve essere opportunamente verificata, tenendo conto delle modalità di realizzazione e delle caratteristiche dei mezzi di unione.

Qualora gli elementi di parete svolgano anche funzioni di controventamento nel loro piano (diaframma per pareti), la capacità di esplicare tale funzione con un comportamento a mensola verticale deve essere opportunamente verificata, tenendo conto delle modalità di realizzazione e delle caratteristiche dei mezzi di unione.

#### 4.4.12 ROBUSTEZZA

I requisiti di robustezza strutturale di cui ai §§ 2.1 e 3.1.1 possono essere raggiunti anche mediante l'adozione di opportune scelte progettuali e di adeguati provvedimenti costruttivi che, per gli elementi lignei, devono riguardare almeno:

- la protezione della struttura e dei suoi elementi componenti nei confronti dell'umidità;

- l'utilizzazione di mezzi di collegamento intrinsecamente duttili o di sistemi di collegamento a comportamento duttile;
- l'utilizzazione di elementi composti a comportamento globalmente duttile;
- la limitazione delle zone di materiale legnoso sollecitate a trazione perpendicolarmente alla fibratura, soprattutto nei casi in cui tali stati di sollecitazione si accompagnino a tensioni tangenziali (come nel caso degli intagli) e, in genere, quando siano da prevedere elevati gradienti di umidità nell'elemento durante la sua vita utile.

#### 4.4.13 DURABILITA'

In relazione alla classe di servizio della struttura e alle condizioni di carico, dovrà essere predisposto in sede progettuale un programma delle operazioni di manutenzione e di controllo da effettuarsi durante l'esercizio della struttura.

#### 4.4.14 RESISTENZA AL FUOCO

Le verifiche di resistenza al fuoco potranno eseguirsi con riferimento a UNI EN 1995-1-2, utilizzando i coefficienti  $\gamma_m$  (v. § 4.4.6, Tab. 4.4.III) relativi alle combinazioni eccezionali.

#### 4.4.15 REGOLE PER L'ESECUZIONE

In assenza di specifiche prescrizioni contenute nelle pertinenti norme di prodotto, le tolleranze di lavorazione così come quelle di esecuzione devono essere definite in fase progettuale.

In assenza di specifiche prescrizioni contenute nelle pertinenti norme di prodotto, al fine di limitare la variazione dell'umidità del materiale e dei suoi effetti sul comportamento strutturale, le condizioni di stoccaggio, montaggio e le fasi di carico parziali, devono essere definite in fase progettuale.

Per tutte le membrature per le quali sia significativo il problema della instabilità, lo scostamento dalla configurazione geometrica teorica non dovrà superare 1/500 della distanza tra due vincoli successivi, nel caso di elementi lamellari incollati, e 1/300 della medesima distanza, nel caso di elementi di legno massiccio.

Quanto sopra deve essere comunque verificato, anche indipendentemente dalle regole di classificazione del legname.

Il legno, i componenti derivati dal legno e gli elementi strutturali non dovranno di regola essere esposti a condizioni atmosferiche più severe di quelle previste per la struttura finita e che comunque producano effetti che ne compromettano l'efficienza strutturale.

Prima della costruzione o comunque prima della messa in carico, il legno dovrà essere portato ad una umidità il più vicino possibile a quella appropriata alle condizioni ambientali in cui si troverà nell'opera finita.

Qualora si operi con elementi lignei per i quali assumano importanza trascurabile gli effetti del ritiro, o comunque della variazione della umidità, si potrà accettare durante la posa in opera una maggiore umidità del materiale, purché sia assicurata al legno la possibilità di un successivo asciugamento, fino a raggiungere l'umidità prevista in fase progettuale senza che ne venga compromessa l'efficienza strutturale.

#### 4.4.16 CONTROLLI E PROVE DI CARICO

In aggiunta a quanto previsto al Cap. 9, l'esecuzione delle prove di carico per le strutture con elementi portanti di legno o con materiali derivati dal legno, dovrà tener conto della temperatura ambientale e dell'umidità del materiale.

L'applicazione del carico dovrà essere in grado di evidenziare la dipendenza del comportamento del materiale dalla durata e dalla velocità di applicazione del carico.

A tal fine, si possono adottare metodi e protocolli di prova riportati in normative di comprovata validità.

### 4.5 COSTRUZIONI DI MURATURA

#### 4.5.1 DEFINIZIONI

Formano oggetto delle presenti norme le costruzioni con struttura portante verticale realizzata con sistemi di muratura in grado di sopportare azioni verticali ed orizzontali, collegati tra di loro da strutture di impalcato, orizzontali ai piani ed eventualmente inclinate in copertura, e da opere di fondazione.

#### 4.5.2 MATERIALI E CARATTERISTICHE TIPOLOGICHE

##### 4.5.2.1 Malte

Le prescrizioni riguardanti le malte per muratura sono contenute nel § 11.10.2.

##### 4.5.2.2 Elementi resistenti in muratura

###### Elementi artificiali

Per gli elementi resistenti artificiali da impiegare con funzione resistente si applicano le prescrizioni riportate al § 11.10.1.

Gli elementi resistenti artificiali possono essere dotati di fori in direzione normale al piano di posa (foratura verticale) oppure in direzione parallela (foratura orizzontale) con caratteristiche di cui al § 11.10. Gli elementi possono essere rettificati sulla superficie di posa.

Per l'impiego nelle opere trattate dalla presente norma, gli elementi sono classificati in base alla percentuale di foratura  $\varphi$  ed all'area media della sezione normale di ogni singolo foro  $f$ .

I fori sono di regola distribuiti pressoché uniformemente sulla faccia dell'elemento.

La percentuale di foratura è espressa dalla relazione  $\varphi = 100 F/A$  dove:

$F$  è l'area complessiva dei fori passanti e profondi non passanti;

$A$  è l'area lorda della faccia dell'elemento di muratura delimitata dal suo perimetro.

Nel caso dei blocchi in laterizio estrusi la percentuale di foratura  $\varphi$  coincide con la percentuale in volume dei vuoti come definita dalla norma UNI EN 772-9:2001.

Le Tab. 4.5.la-b riportano la classificazione per gli elementi in laterizio e calcestruzzo rispettivamente.

Tabella 4.5.la - Classificazione elementi in laterizio

Elementi	Percentuale di foratura $\varphi$	Area $f$ della sezione normale del foro
Pieni	$\varphi \leq 15\%$	$f \leq 9 \text{ cm}^2$
Semipieni	$15\% < \varphi \leq 45\%$	$f \leq 12 \text{ cm}^2$
Forati	$45\% < \varphi \leq 55\%$	$f \leq 15 \text{ cm}^2$

Gli elementi possono avere incavi di limitata profondità destinati ad essere riempiti dal letto di malta.

Elementi di laterizio di area lorda  $A$  maggiore di  $300 \text{ cm}^2$  possono essere dotati di un foro di presa di area massima pari a  $35 \text{ cm}^2$ , da computare nella percentuale complessiva della foratura, avente lo scopo di agevolare la presa manuale; per  $A$  superiore a  $580 \text{ cm}^2$  sono ammessi due fori, ciascuno di area massima pari a  $35 \text{ cm}^2$ , oppure un foro di presa o per l'eventuale alloggiamento della armatura la cui area non superi  $70 \text{ cm}^2$ .

Tabella 4.5.lb - Classificazione elementi in calcestruzzo

Elementi	Percentuale di foratura $\varphi$	Area $f$ della sezione normale del foro	
		$A \leq 900 \text{ cm}^2$	$A > 900 \text{ cm}^2$
Pieni	$\varphi \leq 15\%$	$f \leq 0,10 A$	$f \leq 0,15 A$
Semipieni	$15\% < \varphi \leq 45\%$	$f \leq 0,10 A$	$f \leq 0,15 A$
Forati	$45\% < \varphi \leq 55\%$	$f \leq 0,10 A$	$f \leq 0,15 A$

Non sono soggetti a limitazione i fori degli elementi in laterizio e calcestruzzo destinati ad essere riempiti di calcestruzzo o malta.

Per i valori di adesività malta/elemento resistente si può fare riferimento a indicazioni di normative di riconosciuta validità.

L'utilizzo di materiali o tipologie murarie diverse rispetto a quanto specificato deve essere autorizzato preventivamente dal Servizio Tecnico Centrale su parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici sulla base di adeguata sperimentazione, modellazione teorica e modalità di controllo nella fase produttiva.

#### Elementi naturali

Gli elementi naturali sono ricavati da materiale lapideo non friabile o sfaldabile, e resistente al gelo; essi non devono contenere in misura sensibile sostanze solubili, o residui organici e devono essere integri, senza zone alterate o rimovibili.

Gli elementi devono possedere i requisiti di resistenza meccanica ed adesività alle malte determinati secondo le modalità descritte nel § 11.10.3.

#### 4.5.2.3 Murature

Le murature costituite dall'assemblaggio organizzato ed efficace di elementi e malta possono essere a singolo paramento, se la parete è senza cavità o giunti verticali continui nel suo piano, o a paramento doppio. In questo ultimo caso, se non è possibile considerare un comportamento monolitico si farà riferimento a normative di riconosciuta validità od a specifiche approvazioni del Servizio Tecnico Centrale su parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Nel caso di elementi naturali, le pietre di geometria pressoché parallelepipedica, poste in opera in strati regolari, formano le murature di pietra squadrata. L'impiego di materiale di cava grossolanamente lavorato è consentito per le nuove costruzioni, purché posto in opera in strati pressoché regolari: in tal caso si parla di muratura di pietra non squadrata; se la muratura in pietra non squadrata è intercalata, ad interasse non superiore a 1,6 m e per tutta la lunghezza e lo spessore del muro, da fasce di calcestruzzo semplice o armato oppure da ricorsi orizzontali costituiti da almeno due filari di laterizio pieno, si parla di muratura listata.

#### 4.5.3 CARATTERISTICHE MECCANICHE DELLE MURATURE

Le proprietà fondamentali in base alle quali si classifica una muratura sono la resistenza caratteristica a compressione  $f_k$ , la resistenza caratteristica a taglio in assenza di azione assiale  $f_{vk0}$ , il modulo di elasticità normale secante  $E$ , il modulo di elasticità tangenziale secante  $G$ .

Le resistenze caratteristiche  $f_k$  e  $f_{vk0}$  sono determinate o per via sperimentale su campioni di muro o, con alcune limitazioni, in funzione delle proprietà dei componenti. Le modalità per determinare le resistenze caratteristiche sono indicate nel § 11.10.5, dove sono anche riportate le modalità per la valutazione dei moduli di elasticità.

In ogni caso i valori delle caratteristiche meccaniche utilizzate per le verifiche devono essere indicati nel progetto delle opere.

In ogni caso, quando è richiesto un valore di  $f_k$  maggiore o uguale a 8 MPa si deve controllare il valore di  $f_k$ , mediante prove sperimentali come indicato nel § 11.10.

#### 4.5.4 ORGANIZZAZIONE STRUTTURALE

L'edificio a muratura portante deve essere concepito come una struttura tridimensionale. I sistemi resistenti di pareti di muratura, gli orizzontamenti e le fondazioni devono essere collegati tra di loro in modo da resistere alle azioni verticali ed orizzontali.

I pannelli murari sono considerati resistenti anche alle azioni orizzontali quando hanno una lunghezza non inferiore a 0,3 volte l'altezza di interpiano; essi svolgono funzione portante, quando sono sollecitati prevalentemente da azioni verticali, e svolgono funzione di controvento, quando sollecitati prevalentemente da azioni orizzontali. Ai fini di un adeguato comportamento statico e dinamico dell'edificio, tutti le pareti devono assolvere, per quanto possibile, sia la funzione portante sia la funzione di controventamento.

Gli orizzontamenti sono generalmente solai piani, o con falde inclinate in copertura, che devono assicurare, per resistenza e rigidezza, la ripartizione delle azioni orizzontali fra i muri di controventamento.

L'organizzazione dell'intera struttura e l'interazione ed il collegamento tra le sue parti devono essere tali da assicurare appropriata resistenza e stabilità, ed un comportamento d'insieme «scatolare».

Per garantire un comportamento scatolare, muri ed orizzontamenti devono essere opportunamente collegati fra loro. Tutte le pareti devono essere collegate al livello dei solai mediante cordoli di piano di calcestruzzo armato e, tra di loro, mediante ammassamenti lungo le intersezioni verticali. I cordoli di piano devono avere adeguata sezione ed armatura.

Devono inoltre essere previsti opportuni incatenamenti al livello dei solai, aventi lo scopo di collegare tra loro i muri paralleli della scatola muraria. Tali incatenamenti devono essere realizzati per mezzo di armature metalliche o altro materiale resistente a trazione, le cui estremità devono essere efficacemente ancorate ai cordoli. Per il collegamento nella direzione di tessitura del solaio possono essere omessi gli incatenamenti quando il collegamento è assicurato dal solaio stesso. Per il collegamento in direzione normale alla tessitura del solaio, si possono adottare opportuni accorgimenti che sostituiscano efficacemente gli incatenamenti costituiti da tiranti estranei al solaio.

Il collegamento fra la fondazione e la struttura in elevazione è generalmente realizzato mediante cordolo in calcestruzzo armato disposto alla base di tutte le murature verticali resistenti. E' possibile realizzare la prima elevazione con pareti di calcestruzzo armato; in tal caso la disposizione delle fondazioni e delle murature sovrastanti deve essere tale da garantire un adeguato centraggio dei carichi trasmessi alle pareti della prima elevazione ed alla fondazione.

Lo spessore dei muri portanti non può essere inferiore ai seguenti valori:

- muratura in elementi resistenti artificiali pieni 150 mm
- muratura in elementi resistenti artificiali semipieni 200 mm
- muratura in elementi resistenti artificiali forati 240 mm
- muratura di pietra squadrata 240 mm
- muratura di pietra listata 400 mm
- muratura di pietra non squadrata 500 mm

I fenomeni del secondo ordine possono essere controllati mediante la snellezza convenzionale della parete, definita dal rapporto:

$$\lambda = h_0/t \quad (4.5.1)$$

dove  $h_0$  è la lunghezza libera di inflessione della parete valutata in base alle condizioni di vincolo ai bordi espresse dalla (4.5.6) e  $t$  è lo spessore della parete.

Il valore della snellezza  $\lambda$ , non deve risultare superiore a 20.

#### 4.5.5 ANALISI STRUTTURALE

La risposta strutturale è calcolata usando:

- analisi semplificate.
- analisi lineari, assumendo i valori secanti dei moduli di elasticità
- analisi non lineari

Per la valutazione di effetti locali è consentito l'impiego di modelli di calcolo relativi a parti isolate della struttura.

Per il calcolo dei carichi trasmessi dai solai alle pareti e per la valutazione su queste ultime degli effetti delle azioni fuori dal piano, è consentito l'impiego di modelli semplificati, basati sullo schema dell'articolazione completa alle estremità degli elementi strutturali.

#### 4.5.6 VERIFICHE

Le verifiche sono condotte con l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e trascurando la resistenza a trazione per flessione della muratura.

Oltre alle verifiche sulle pareti portanti, si deve eseguire anche la verifica di travi di accoppiamento in muratura ordinaria, quando prese in considerazione dal modello della struttura. Tali verifiche si eseguono in analogia a quanto previsto per i pannelli murari verticali.

##### 4.5.6.1 Resistenze di progetto

Le resistenze di progetto da impiegare, rispettivamente, per le verifiche a compressione, pressoflessione e a carichi concentrati ( $f_d$ ), e a taglio ( $f_{vd}$ ) valgono:

$$f_d = f_k / \gamma_M \quad (4.5.2)$$

$$f_{vd} = f_{vk} / \gamma_M \quad (4.5.3)$$

dove

$f_k$  è la resistenza caratteristica a compressione della muratura;

$f_{vk}$  è la resistenza caratteristica a taglio della muratura in presenza delle effettive tensioni di compressione, valutata con

$$f_{vk} = f_{vko} + 0,4 \sigma_n \quad (4.5.4)$$

in cui

$f_{vko}$  è definita al § 4.5.3 e  $\sigma_n$  è la tensione normale media dovuta ai carichi verticali agenti sulla sezione di verifica;

$\gamma_M$  è il coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza a compressione della muratura, comprensivo delle incertezze di modello e di geometria, fornito dalla Tab. 4.5.II, in funzione delle classi di esecuzione più avanti precisate, e a seconda che gli elementi resistenti utilizzati siano di categoria I o di categoria II (vedi § 11.10.1).

Tabella 4.5.II - Valori del coefficiente  $\gamma_M$  in funzione della classe di esecuzione e della categoria degli elementi resistenti

Materiale	Classe di esecuzione	
	1	2
Muratura con elementi resistenti di categoria I, malta a prestazione garantita	2,0	2,5
Muratura con elementi resistenti di categoria I, malta a composizione prescritta	2,2	2,7
Muratura con elementi resistenti di categoria II, ogni tipo di malta	2,5	3,0

L'attribuzione delle Classi di esecuzione 1 e 2 viene effettuata adottando quanto di seguito indicato.

In ogni caso occorre (Classe 2):

- disponibilità di specifico personale qualificato e con esperienza, dipendente dell'impresa esecutrice, per la supervisione del lavoro (capocantiere);

- disponibilità di specifico personale qualificato e con esperienza, indipendente dall'impresa esecutrice, per il controllo ispettivo del lavoro (direttore dei lavori).

La Classe 1 è attribuita qualora siano previsti, oltre ai controlli di cui sopra, le seguenti operazioni di controllo:

- controllo e valutazione in loco delle proprietà della malta e del calcestruzzo;

- dosaggio dei componenti della malta «a volume» con l'uso di opportuni contenitori di misura e controllo delle operazioni di miscelazione o uso di malta premiscelata certificata dal produttore.

#### 4.5.6.2 Verifiche agli stati limite ultimi

Gli stati limite ultimi da verificare sono:

- presso flessione per carichi laterali (resistenza e stabilità fuori dal piano),
- presso flessione nel piano del muro,
- taglio per azioni nel piano del muro,
- carichi concentrati,
- flessione e taglio di travi di accoppiamento.

Le verifiche vanno condotte con riferimento a normative di comprovata validità.

Per la verifica a presso flessione per carichi laterali, nel caso di adozione dell'ipotesi di articolazione completa delle estremità della parete (v. § 4.5.5), è consentito far riferimento al metodo semplificato di seguito riportato.

La resistenza unitaria di progetto ridotta  $f_{d,rid}$  riferita all'elemento strutturale si assume pari a

$$f_{d,rid} = \Phi f_d \quad (4.5.5)$$

in cui  $\Phi$  è il coefficiente di riduzione della resistenza del materiale, riportato in Tab. 4.5.III in funzione della snellezza convenzionale  $\lambda$  e del coefficiente di eccentricità  $m$  definito più avanti (equazione 4.5.7).

Per valori non contemplati in tabella è ammessa l'interpolazione lineare; in nessun caso sono ammesse estrapolazioni.

Tabella 4.5.III - Valori del coefficiente  $\Phi$  con l'ipotesi della articolazione (a cerniera)

Snellezza $\lambda$	Coefficiente di eccentricità $m = 6 e/t$				
	0	0,5	1,0	1,5	2,0
0	1,00	0,74	0,59	0,44	0,33
5	0,97	0,71	0,55	0,39	0,27
10	0,86	0,61	0,45	0,27	0,16
15	0,69	0,48	0,32	0,17	-
20	0,53	0,36	0,23	-	-

Per la valutazione della snellezza convenzionale  $\lambda$  della parete secondo l'espressione (4.5.1) la lunghezza libera d'inflessione del muro  $h_0$  è data dalla relazione

$$h_0 = h \quad (4.5.6)$$

in cui il fattore  $p$  tiene conto dell'efficacia del vincolo fornito dai muri ortogonali e  $h$  è l'altezza interna di piano;  $p$  assume il valore 1 per muro isolato, e i valori indicati nella Tab. 4.5.IV, quando il muro non ha aperture ed è irrigidito con efficace vincolo da due muri trasversali di spessore non inferiore a 200 mm, e di lunghezza 1 non inferiore a 0,3 h, posti ad interasse  $a$ .

Tabella 4.5.IV - Fattore laterale di vincolo

$h/a$	$\rho$
$h/a \leq 0,5$	1
$0,5 < h/a \leq 1,0$	$3/2 - h/a$
$1,0 < h/a$	$1/[1 + (h/a)^2]$



Se un muro trasversale ha aperture, si ritiene convenzionalmente che la sua funzione di irrigidimento possa essere espletata quando lo stipite delle aperture disti dalla superficie del muro irrigidito almeno 1/5 dell'altezza del muro stesso; in caso contrario si assume  $p = 1$ .

Nella lunghezza  $l$  del muro di irrigidimento si intende compresa anche metà dello spessore del muro irrigidito.

Il coefficiente di eccentricità  $m$  è definito dalla relazione:

$$m = 6 e / t \quad (4.5.7)$$

essendo  $e$  l'eccentricità totale e  $t$  lo spessore del muro.

Le eccentricità dei carichi verticali sullo spessore della muratura sono dovute alle eccentricità totali dei carichi verticali, alle tolleranze di esecuzione ed alle azioni orizzontali. Esse possono essere determinate convenzionalmente con i criteri che seguono:

a) eccentricità totale dei carichi verticali:  $e_s = e_{s1} + e_{s2}$ ;

$$e_{s1} = N_1 d_1 / N_1 + \sum N_2; \quad e_{s2} = \sum N_2 d_2 / N_1 + \sum N_2 \quad (4.5.8)$$

dove:

$e_{s1}$ : eccentricità della risultante dei carichi trasmessi dai muri dei piani superiori rispetto al piano medio del muro da verificare;

$e_{s2}$ : eccentricità delle reazioni di appoggio dei solai sovrastanti la sezione di verifica;

$N_1$ : carico trasmesso dal muro sovrastante supposto centrato rispetto al muro stesso;

$N_2$ : reazione di appoggio dei solai sovrastanti il muro da verificare;

$d_1$ : eccentricità di  $N_1$  rispetto al piano medio del muro da verificare;

$d_2$ : eccentricità di  $N_2$  rispetto al piano medio del muro da verificare;

tali eccentricità possono essere positive o negative;

b) eccentricità dovuta a tolleranze di esecuzione,  $e_a$ .

Considerate le tolleranze morfologiche e dimensionali connesse alle tecnologie di esecuzione degli edifici in muratura si deve tener conto di una eccentricità  $e_a$  che è assunta almeno uguale a

$$e_a = h/200, \quad (4.5.9)$$

con  $h$  altezza interna di piano.

c) eccentricità  $e_v$  dovuta alle azioni orizzontali considerate agenti in direzione normale al piano della muratura,

$$e_v = M_v / N, \quad (4.5.10)$$

dove  $M_v$  ed  $N$  sono, rispettivamente, il massimo momento flettente dovuto alle azioni orizzontali e lo sforzo normale nella relativa sezione di verifica. Il muro è supposto incernierato al livello dei piani e, in mancanza di aperture, anche in corrispondenza dei muri trasversali, se questi hanno interasse minore di 6 metri.

Le eccentricità  $e_s$ ,  $e_a$  e  $e_v$  vanno convenzionalmente combinate tra di loro secondo le due espressioni:

$$e_1 = |e_s| + e_a; \quad e_2 = e_1 / 2 + |e_v|. \quad (4.5.11)$$

Il valore di  $e = e_1$  è adottato per la verifica dei muri nelle loro sezioni di estremità; il valore di  $e = e_2$  è adottato per la verifica della sezione ove è massimo il valore di  $M_v$ . L'eccentricità di calcolo  $e$  non può comunque essere assunta inferiore ad  $e_a$ .

In ogni caso deve risultare:

$$e_1 \leq 0,33t; e_2 \leq 0,33t. (4.5.12)$$

#### 4.5.6.3 Verifiche agli stati limite di esercizio

Non è generalmente necessario eseguire verifiche nei confronti di stati limite di esercizio di strutture di muratura, quando siano soddisfatte le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi.

Nel caso della muratura armata, e per particolari situazioni della muratura non armata, si farà riferimento a norme tecniche di comprovata validità.

#### 4.5.6.4 Verifiche alle tensioni ammissibili

Per edifici semplici è consentito eseguire le verifiche, in via semplificativa, con il metodo delle tensioni ammissibili, adottando le azioni previste nelle presenti Norme Tecniche, con resistenza del materiale di cui al § 4.5.6.1, ponendo il coefficiente  $\gamma_M = 4,2$  ed utilizzando il dimensionamento semplificato di seguito riportato con le corrispondenti limitazioni:

- a) le pareti strutturali della costruzione siano continue dalle fondazioni alla sommità;
- b) nessuna altezza interpiano sia superiore a 3,5;
- c) il numero di piani non sia superiore a 3 (entro e fuori terra) per costruzioni in muratura ordinaria ed a 4 per costruzioni in muratura armata;
- d) la planimetria dell'edificio sia inscrivibile in un rettangolo con rapporti fra lato minore e lato maggiore non inferiore a 1/3;
- e) la snellezza della muratura, secondo l'espressione (4.5.1), non sia in nessun caso superiore a 12;
- f) il carico variabile per i solai non sia superiore a 3,00 kN/m<sup>2</sup>.

La verifica si intende soddisfatta se risulta:

$$\sigma = N / (0,65 A) \leq f_k / \gamma_M (4.5.13)$$

in cui  $N$  è il carico verticale totale alla base di ciascun piano dell'edificio corrispondente alla somma dei carichi permanenti e variabili (valutati ponendo  $\gamma_G = \gamma_Q = 1$ ) della combinazione caratteristica e  $A$  è l'area totale dei muri portanti allo stesso piano.

#### 4.5.7 MURATURA ARMATA

La muratura armata è costituita da elementi resistenti artificiali pieni e semipieni idonei alla realizzazione di pareti murarie incorporanti apposite armature metalliche verticali e orizzontali, annegate nella malta o nel conglomerato cementizio.

Le barre di armatura possono essere costituite da acciaio al carbonio, o da acciaio inossidabile o da acciaio con rivestimento speciale, conformi alle pertinenti indicazioni di cui al § 11.3.

E' ammesso, per le armature orizzontali, l'impiego di armature a traliccio elettrosaldato o l'impiego di altre armature conformate in modo da garantire adeguata aderenza ed ancoraggio, nel rispetto delle pertinenti normative di comprovata validità.

In ogni caso dovrà essere garantita una adeguata protezione dell'armatura nei confronti della corrosione.

Le barre di armatura devono avere un diametro minimo di 5 mm. Nelle pareti che incorporano armatura nei letti di malta al fine di fornire un aumento della resistenza ai carichi fuori piano, per contribuire al controllo della fessurazione o per fornire duttilità, l'area

totale dell'armatura non deve essere minore dello 0,03% dell'area lorda della sezione trasversale della parete (cioè 0,015% per ogni faccia nel caso della resistenza fuori piano).

Qualora l'armatura sia utilizzata negli elementi di muratura armata per aumentare la resistenza nel piano, o quando sia richiesta armatura a taglio, la percentuale di armatura orizzontale, calcolata rispetto all'area lorda della muratura, non potrà essere inferiore allo 0,04% né superiore allo 0,5%, e non potrà avere interasse superiore a 60 cm. La percentuale di armatura verticale, calcolata rispetto all'area lorda della muratura, non potrà essere inferiore allo 0,05%, né superiore allo 1,0%. In tal caso, armature verticali con sezione complessiva non inferiore a 2 cm<sup>2</sup> dovranno essere collocate a ciascuna estremità di ogni parete portante, ad ogni intersezione tra pareti portanti, in corrispondenza di ogni apertura e comunque ad interasse non superiore a 4 m.

La lunghezza d'ancoraggio, idonea a garantire la trasmissione degli sforzi alla malta o al calcestruzzo di riempimento, deve in ogni caso essere in grado di evitare la fessurazione longitudinale o lo sfaldamento della muratura. L'ancoraggio deve essere ottenuto mediante una barra rettilinea, mediante ganci, piegature o forcelle o, in alternativa, mediante opportuni dispositivi meccanici di comprovata efficacia.

La lunghezza di ancoraggio richiesta per barre dritte può essere calcolata in analogia a quanto usualmente fatto per le strutture di calcestruzzo armato.

L'ancoraggio dell'armatura a taglio, staffe incluse, deve essere ottenuto mediante ganci o piegature, con una barra d'armatura longitudinale inserita nel gancio o nella piegatura. Le sovrapposizioni devono garantire la continuità nella trasmissione degli sforzi di trazione, in modo che lo snervamento dell'armatura abbia luogo prima che venga meno la resistenza della giunzione. In mancanza di dati sperimentali relativi alla tecnologia usata, la lunghezza di sovrapposizione deve essere di almeno 60 diametri.

La malta o il conglomerato di riempimento dei vani o degli alloggi delle armature deve avvolgere completamente l'armatura. Lo spessore di ricoprimento deve essere tale da garantire la trasmissione degli sforzi tra la muratura e l'armatura e tale da costituire un idoneo copriferro ai fini della durabilità degli acciai. L'armatura verticale dovrà essere collocata in apposite cavità o recessi, di dimensioni tali che in ciascuno di essi risulti inscrivibile un cilindro di almeno 6 cm di diametro.

La resistenza a compressione minima richiesta per la malta è di 10 MPa, mentre la classe minima richiesta per il conglomerato cementizio è C12/15. Per i valori di resistenza di aderenza caratteristica dell'armatura si può fare riferimento a risultati di prove sperimentali o a indicazioni normative di comprovata validità.

La resistenza di progetto della muratura da impiegare per le verifiche a taglio ( $f_{vd}$ ), può essere calcolata ignorando il contributo di qualsiasi armatura a taglio incorporata nell'elemento, qualora non sia fornita l'area minima di armatura sopra specificata per elementi di muratura armata atti ad aumentare la resistenza nel piano, oppure prendendo in considerazione il contributo dell'armatura a taglio, qualora sia presente almeno l'area minima prevista, secondo quanto riportato in normative di riconosciuta validità.

Le verifiche di sicurezza vanno condotte assumendo per l'acciaio  $\gamma_s = 1,15$ .

#### 4.5.8 VERIFICHE PER SITUAZIONI TRANSITORIE

Per le situazioni costruttive transitorie, come quelle che si hanno durante le fasi della costruzione, dovranno adottarsi tecnologie costruttive e programmi di lavoro che non possano provocare danni permanenti alla struttura o agli elementi strutturali e che comunque non possano riverberarsi sulla sicurezza dell'opera.

Le entità delle azioni ambientali da prendere in conto saranno determinate in relazione al tempo della situazione transitoria e della tecnologia esecutiva.

#### 4.5.9 VERIFICHE PER SITUAZIONI ECCEZIONALI

Per situazioni progettuali eccezionali, il progetto dovrà dimostrare la robustezza della costruzione mediante procedure di scenari di danno per i quali i fattori parziali  $\gamma_M$  dei materiali possono essere assunti pari a  $1/2$  di quelli delle situazioni ordinarie (v. tab. 4.5.II).

#### 4.5.10 RESISTENZA AL FUOCO

Le verifiche di resistenza al fuoco potranno eseguirsi con riferimento a UNI EN 1996-1-2, utilizzando i coefficienti  $\gamma_M$  (v. § 4.5.9) relativi alle combinazioni eccezionali.

## 4.6 COSTRUZIONI DI ALTRI MATERIALI

I materiali non tradizionali o non trattati nelle presenti norme tecniche potranno essere utilizzati per la realizzazione di elementi strutturali od opere, previa autorizzazione del Servizio Tecnico Centrale su parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, autorizzazione che riguarderà l'utilizzo del materiale nelle specifiche tipologie strutturali proposte sulla base di procedure definite dal Servizio Tecnico Centrale.

Si intende qui riferirsi a materiali quali calcestruzzi di classe di resistenza superiore a C70/85, calcestruzzi fibrorinforzati, acciai da costruzione non previsti in § 4.2, leghe di alluminio, leghe di rame, travi tralicciate in acciaio conglobate nel getto di calcestruzzo collaborante, materiali polimerici fibrorinforzati, pannelli con poliuretano o polistirolo collaborante, materiali murari non tradizionali, vetro strutturale, materiali diversi dall'acciaio con funzione di armatura da c.a.

## Norme tecniche - 5. PONTI

### 5.1 PONTI STRADALI

#### 5.1.1 OGGETTO

Le norme contengono i criteri generali e le indicazioni tecniche per la progettazione e l'esecuzione dei ponti stradali.

Nel seguito col termine «ponti» si intendono anche tutte quelle opere che, in relazione alle loro diverse destinazioni, vengono normalmente indicate con nomi particolari, quali: viadotti, sottovia o cavalcavia, sovrappassi, sottopassi, strade sopraelevate, ecc.

Le presenti norme, per quanto applicabili, riguardano anche i ponti mobili.

#### 5.1.2 PRESCRIZIONI GENERALI

##### 5.1.2.1 Premesse

In sede di progetto vanno definite le caratteristiche generali del ponte, ovvero la sua localizzazione, la destinazione e la tipologia, le dimensioni principali, il tipo e le caratteristiche dei materiali strutturali impiegati ed il tipo delle azioni considerate ai fini del suo dimensionamento.

In sede di realizzazione si accerterà che le modalità tecnico-esecutive adottate nell'esecuzione dell'opera siano rispondenti alle assunzioni ed alle prescrizioni di Progetto ed alle specifiche di Capitolato.

##### 5.1.2.2 Geometria della sede stradale

Ai fini della presente normativa, per larghezza della sede stradale del ponte si intende la distanza misurata ortogonalmente all'asse stradale tra i punti più interni dei parapetti.

La sede stradale sul ponte è composta da una o più carreggiate, eventualmente divise da uno spartitraffico, da banchine o da marciapiedi secondo l'importanza, la funzione e le caratteristiche della strada.

##### 5.1.2.3 Altezza libera

Nel caso di un ponte che scavalchi una strada ordinaria, l'altezza libera al di sotto del ponte non deve essere in alcun punto minore di 5 m, tenendo conto anche delle pendenze della strada sottostante.

Nei casi di strada a traffico selezionato è ammesso, per motivi validi e comprovati, derogare da quanto sopra, purché l'altezza minima non sia minore di 4 m.

Eccezionalmente, ove l'esistenza di vincoli non eliminabili imponesse di scendere al di sotto di tale valore, si potrà adottare un'altezza minima, in ogni caso non inferiore a 3,20 m. Tale deroga è vincolata al parere favorevole dei Comandi Militare e dei Vigili del Fuoco competenti per territorio.

I ponti sui corsi d'acqua classificati navigabili dovranno avere il tirante corrispondente alla classe dei natanti previsti.

Per tutti i casi in deroga all'altezza minima prescritta di 5 m, si debbono adottare opportuni dispositivi segnaletici di sicurezza (ad es. controsagome), collocati a conveniente distanza dall'imbocco dell'opera.

Nel caso di sottopassaggi pedonali l'altezza libera non deve essere inferiore a 2,50 m.

#### 5.1.2.4 Compatibilità idraulica

Quando il ponte interessa un corso d'acqua naturale o artificiale, il progetto dovrà essere corredato da una relazione idrologica e da una relazione idraulica riguardante le scelte progettuali, la costruzione e l'esercizio del ponte.

L'ampiezza e l'approfondimento della relazione e delle indagini che ne costituiscono la base saranno commisurati all'importanza del problema.

Di norma il manufatto non dovrà interessare con spalle, pile e rilevati il corso d'acqua attivo e, se arginato, i corpi arginali. Qualora eccezionalmente fosse necessario realizzare pile in alveo, la luce minima tra pile contigue, misurata ortogonalmente al filone principale della corrente, non dovrà essere inferiore a 40 metri. Soluzioni con luci inferiori potranno essere autorizzate dall'Autorità competente, previo parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Nel caso di pile e/o spalle in alveo cura particolare è da dedicare al problema delle escavazioni dell'alveo e alla protezione delle fondazioni delle pile e delle spalle.

La quota idrometrica ed il franco dovranno essere posti in correlazione con la piena di progetto riferita ad un periodo di ritorno non inferiore a 200 anni.

Il franco di sottotrave e la distanza tra il fondo alveo e la quota di sottotrave dovranno essere assunte tenendo conto del trasporto solido di fondo e del trasporto di materiale galleggiante.

Il franco idraulico necessario non può essere ottenuto con il sollevamento del ponte durante la piena.

#### 5.1.3 AZIONI SUI PONTI STRADALI

Le azioni da considerare nella progettazione dei ponti stradali sono:

- le azioni permanenti;
- le distorsioni, ivi comprese quelle dovute a presollecitazioni di progetto e quelle di origine termica;
- le azioni variabili da traffico;
- le azioni variabili di vento e neve;
- le azioni eccezionali;
- le azioni sismiche.

La viscosità deve essere considerata associata a quelle azioni per le quali dà effetto.

##### 5.1.3.1 Azioni permanenti

1. Peso proprio degli elementi strutturali e non strutturali:  $g_1$ .
2. Carichi permanenti portati:  $g_2$  (pavimentazione stradale, marciapiedi, sicurvìa, parapetti, attrezzature stradali, rinfianchi e simili).
3. Altre azioni permanenti:  $g_3$  (spinta delle terre, spinte idrauliche, ecc.).

### 5.1.3.2 Deformazioni impresse

1. Distorsioni e presollecitazioni di progetto:  $\epsilon_1$ .

Ai fini delle verifiche si devono considerare gli effetti delle distorsioni e delle presollecitazioni eventualmente previste in progetto.

2. Effetti reologici: ritiro e viscosità  $\epsilon_2$ ; Variazioni termiche  $\epsilon_3$ .

Il calcolo degli effetti del ritiro del calcestruzzo, delle variazioni termiche e della viscosità deve essere effettuato in accordo al carattere ed all'intensità di tali distorsioni definiti nelle relative sezioni delle presenti Norme Tecniche.

3. Cedimenti vincolari:  $\epsilon_4$

Dovranno considerarsi gli effetti di cedimenti vincolari quando, sulla base delle indagini e delle valutazioni geotecniche, questi risultino significativi per le strutture.

### 5.1.3.3 Azioni Variabili da Traffico

#### 5.1.3.3.1 Premessa

I carichi variabili da traffico sono definiti dagli Schemi di Carico descritti nel § 5.1.3.3.3, disposti su corsie convenzionali.

#### 5.1.3.3.2 Definizione delle corsie convenzionali

Le larghezze  $w_i$  delle corsie convenzionali su una carreggiata ed il massimo numero (intero) possibile di tali corsie su di essa sono indicati nel prospetto seguente (Fig. 5.1.1 e Tab. 5.1.1).

Se non diversamente specificato, qualora la carreggiata di un impalcato da ponte sia divisa in due parti separate da una zona spartitraffico centrale, si distinguono i casi seguenti:

a) se le parti sono separate da una barriera di sicurezza fissa, ciascuna parte, incluse tutte le corsie di emergenza e le banchine, è autonomamente divisa in corsie convenzionali.

b) se le parti sono separate da barriere di sicurezza mobili o da altro dispositivo di ritenuta, l'intera carreggiata, inclusa la zona spartitraffico centrale, è divisa in corsie convenzionali;

Scarica il file

Figura 5.1.1 - Esempio di numerazione delle corsie

Tabella 5.1.1 - Numero e Larghezza delle corsie

Larghezza di carreggiata «w»	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40$ m	$n_i = 1$	3,00	$(w - 3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0$ m	$n_i = 2$	w/2	0
$6,0 \text{ m} < w$	$n_i = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_i)$

La disposizione e la numerazione delle corsie va determinata in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto. Per ogni singola verifica il numero di corsie da considerare caricate, la loro disposizione sulla carreggiata e la loro numerazione vanno scelte in modo che gli effetti della disposizione dei carichi risultino i più sfavorevoli. La corsia che, caricata, dà l'effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 1; la corsia che dà il successivo effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 2, ecc.

Quando la carreggiata è costituita da due parti separate portate da uno stesso impalcato, le corsie sono numerate considerando l'intera carreggiata, cosicché vi è solo una corsia 1, solo una corsia 2, ecc., che possono appartenere alternativamente ad una delle due parti.

Quando la carreggiata consiste di due parti separate portate da due impalcati indipendenti, per il progetto di ciascun impalcato si adottano numerazioni indipendenti. Quando, invece, gli impalcati indipendenti sono portati da una singola pila o da una singola spalla, per il progetto della pila o della spalla si adotta un'unica numerazione per le due parti.

Per ciascuna singola verifica e per ciascuna corsia convenzionale, si applicano gli Schemi di Carico definiti nel seguito per una lunghezza e per una disposizione longitudinale, tali da ottenere l'effetto più sfavorevole.

#### 5.1.3.3.3 Schemi di Carico

Le azioni variabili del traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono definite dai seguenti Schemi di Carico:

Schema di Carico 1: è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti come mostrato in Fig. 5.1.2. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.

Schema di Carico 2: è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m, come mostrato in Fig. 5.1.2. Questo schema va considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa ed è da assumere a riferimento solo per verifiche locali. Qualora sia più gravoso si considererà il peso di una singola ruota di 200 kN.

Schema di Carico 3: è costituito da un carico isolato da 150 kN con impronta quadrata di lato 0,40 m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi non protetti da sicurvia.

Schema di Carico 4: è costituito da un carico isolato da 10 kN con impronta quadrata di lato 0,10 m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi protetti da sicurvia e sulle passerelle pedonali.

Schema di Carico 5: costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5,0 kN/m<sup>2</sup>. Il valore di combinazione è invece di 2,5 kN/m<sup>2</sup>. Il carico folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie di influenza, inclusa l'area dello spartitraffico centrale, ove rilevante.

Schemi di Carico 6.a, b, c: In assenza di studi specifici ed in alternativa al modello di carico principale, generalmente cautelativo, per opere di luce maggiore di 300 m, ai fini della statica complessiva del ponte, si può far riferimento ai seguenti carichi  $q_{L,a}$ ,  $q_{L,b}$  e  $q_{L,c}$ :

$$q_{L,a} = 128,95 (1/L)^{0,25} \text{ [kN/m]}; (5.1.1)$$

$$q_{L,b} = 88,71 (1/L)^{0,38} \text{ [kN/m]}; (5.1.2)$$

$$q_{L,c} = 77,12 (1/L)^{0,38} \text{ [kN/m]}; (5.1.3)$$

essendo L la lunghezza della zona caricata in m.

#### 5.1.3.3.4 Categorie Stradali

Sulla base dei carichi mobili ammessi al transito, i ponti stradali si suddividono nelle tre seguenti categorie:

1<sup>a</sup> Categoria: ponti per il transito dei carichi mobili sopra indicati con il loro intero valore;

2<sup>a</sup> Categoria: come sopra, ma con valori ridotti dei carichi come specificato nel seguito;

3<sup>a</sup> Categoria: ponti per il transito dei soli carichi associati allo Schema 5 (passerelle pedonali).

Sul manufatto dovrà essere applicato un contrassegno permanente, chiaramente visibile, indicante la categoria e l'anno di costruzione del ponte.

L'accesso ai ponti di 3<sup>a</sup> Categoria di carichi diversi da quelli di progetto deve essere materialmente impedito.

Il transito di carichi eccezionali, il cui peso, sia totale che per asse, ecceda quelli previsti per la relativa categoria di progettazione, dovrà essere autorizzato dall'Ente proprietario della strada, secondo le vigenti norme sulla disciplina della circolazione stradale. Se necessario, il progetto potrà specificatamente considerare uno o più veicoli speciali rappresentativi per geometria e carichi-asse dei veicoli eccezionali previsti sul ponte. Detti veicoli speciali e le relative regole di combinazione possono essere appositamente specificati caso per caso o dedotti da normative di comprovata validità.

#### 5.1.3.3.5 Disposizione dei carichi mobili per realizzare le condizioni di carico più gravose

Il numero delle colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo dei ponti di 1<sup>a</sup> e 2<sup>a</sup> Categoria è quello massimo compatibile con la larghezza della carreggiata, comprese le eventuali banchine di rispetto e per sosta di emergenza, nonché gli eventuali marciapiedi non protetti e di altezza inferiore a 20 cm, tenuto conto che la larghezza di ingombro convenzionale è stabilita per ciascuna colonna in 3,00 m.

Scarica il file

#### Figura 5.1.2 - Schemi di Carico 1-5 Dimensioni in [m]

In ogni caso il numero delle colonne non deve essere inferiore a 2, a meno che la larghezza della sede stradale sia inferiore a 5,40 m.

La disposizione dei carichi ed il numero delle colonne sulla carreggiata saranno volta per volta quelli che determinano le condizioni più sfavorevoli di sollecitazione per la struttura, membratura o sezione considerata.

Per i ponti di 1<sup>a</sup> Categoria si devono considerare, compatibilmente con le larghezze precedentemente definite, le seguenti intensità dei carichi (Tab. 5.1.II):

Tabella 5.1.II - Intensità dei carichi  $Q_{ik}$  e  $q_{ik}$  per le diverse corsie

Posizione	Carico asse $Q_{ik}$ [kN]	$q_{ik}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

Per i ponti di 2<sup>a</sup> Categoria si devono considerare sulla Corsia N. 1 un Carico asse  $Q_{ik} = 240$  kN ed un carico distribuito  $q_{ik} = 7,20$  [kN/m<sup>2</sup>]. Sulle altre corsie vanno applicati i carichi associati ai ponti di 1<sup>a</sup> Categoria.

Per i ponti di 3<sup>a</sup> Categoria si considera il carico associato allo Schema 5 (folla compatta) applicato con la disposizione più gravosa per le singole verifiche.

Ai fini delle verifiche globali di opere singole di luce maggiore di 300 m, in assenza di studi specifici ed in alternativa al modello di carico principale, si disporrà sulla corsia n. 1 un carico  $q_{L,a}$ , sulla corsia n. 2 un carico  $q_{L,b}$ , sulla corsia n. 3 un carico  $q_{L,c}$  e sulle altre corsie e sull'area rimanente un carico distribuito di intensità 2,5 kN/m<sup>2</sup>.

I carichi  $q_{L,a}$ ,  $q_{L,b}$  e  $q_{L,c}$  si dispongono in asse alle rispettive corsie.

#### 5.1.3.3.6 Strutture Secondarie di Impalcato

Diffusione dei carichi locali

I carichi concentrati da considerarsi ai fini delle verifiche locali ed associati agli Schemi di Carico 1, 2, 3 e 4 si assumono uniformemente distribuiti sulla superficie della rispettiva impronta. La diffusione attraverso la pavimentazione e lo spessore della soletta si considera avvenire secondo un angolo di 45°, fino al piano medio della struttura della soletta sottostante (Fig. 5.1.3.a). Nel caso di piastra ortotropa la diffusione va considerata fino al piano medio della lamiera superiore d'impalcato (Fig. 5.1.3.b).

Calcolo delle strutture secondarie di impalcato



Ai fini del calcolo delle strutture secondarie dell'impalcato (solette, marciapiedi, traversi, ecc.) si devono prendere in considerazione i carichi già definiti in precedenza, nelle posizioni di volta in volta più gravose per l'elemento considerato. In alternativa si considera, se più gravoso, il carico associato allo Schema 2, disposto nel modo più sfavorevole e supposto viaggiante in direzione longitudinale.

Per i marciapiedi non protetti da sicurvia si considera il carico associato allo Schema 3.

Per i marciapiedi protetti da sicurvia e per i ponti di 3<sup>a</sup> Categoria si considera il carico associato allo Schema 4.

Nella determinazione delle combinazioni di carico si indica come carico  $q_1$  la disposizione dei carichi mobili che, caso per caso, risulta più gravosa ai fini delle verifiche.

Scarica il file

#### 5.1.3.4 Incremento Dinamico addizionale in presenza di discontinuità strutturali: $q_2$

I carichi mobili includono gli effetti dinamici per pavimentazioni di media rugosità. In casi particolari, come ad esempio, in prossimità di interruzioni della continuità strutturale della soletta, può essere necessario considerare un coefficiente dinamico addizionale  $q_2$ , da valutare in riferimento alla specifica situazione considerata.

#### 5.1.3.5 Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione: $q_3$

La forza di frenamento o di accelerazione  $q_3$  è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è uguale a

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6(2Q_{1k}) + 0,10q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN} \quad (5.1.4)$$

per i ponti di 1<sup>a</sup> categoria ed a

$$144 \text{ kN} < q_3 = 0,6(2Q_{1k}) + 0,10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN} \quad (5.1.5)$$

per i ponti di 2<sup>a</sup> categoria, essendo  $w_1$  la larghezza della corsia e  $L$  la lunghezza della zona caricata. La forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata e include gli effetti di interazione.

#### 5.1.3.6 Azione centrifuga: $Q_4$

Nei ponti con asse curvo di raggio  $R$  (in metri) l'azione centrifuga corrispondente ad ogni colonna di carico si valuta convenzionalmente come indicato in Tab. 5.1.III, essendo  $Q_v = \sum_i 2 \cdot Q_{ik}$  il carico totale dovuto agli assi tandem dello schema di carico 1 agenti sul ponte.

Il carico concentrato  $Q_4$ , applicato a livello della pavimentazione, agisce in direzione normale all'asse del ponte.

Tabella 5.1.III - Valori caratteristici delle forze centrifughe

Raggio di curvatura [m]	$Q_4$ [kN]
$R < 200$	$0,2 \cdot Q_v$
$200 \leq R \leq 1500$	$40 \cdot Q_v/R$
$1500 \leq R$	0

#### 5.1.3.7 Azioni di Neve, Vento: $q_5$

Per le azioni da neve e vento vale quanto specificato al Cap. 3.

L'azione del vento può essere convenzionalmente assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte e/o diretto nelle direzioni più sfavorevoli per alcuni dei suoi elementi (ad es. le pile). Tale azione si considera agente sulla

proiezione nel piano verticale delle superfici direttamente investite. L'azione del vento può essere valutata come azione dinamica mediante una analisi dell'interazione vento-struttura.

La superficie dei carichi transitanti sul ponte esposta al vento si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3 m a partire dal piano stradale.

L'azione del vento si può valutare come sopra specificato nei casi in cui essa non possa destare fenomeni dinamici nelle strutture del ponte o quando l'orografia non possa dar luogo ad azioni anomale del vento.

Per i ponti particolarmente sensibili all'eccitazione dinamica del vento si deve procedere alla valutazione della risposta strutturale in galleria del vento e, se necessario, alla formulazione di un modello matematico dell'azione del vento dedotto da misure sperimentali.

Il carico neve si considera non concomitante con i carichi da traffico, salvo che per ponti coperti.

#### 5.1.3.8 Azioni sismiche $q_6$

Per le azioni sismiche si devono rispettare le prescrizioni di cui al § 3.2.

Per la determinazione degli effetti di tali azioni si farà di regola riferimento alle sole masse corrispondenti ai pesi propri ed ai sovraccarichi permanenti, considerando nullo il valore quasi permanente delle masse corrispondenti ai carichi da traffico.

Ove necessario, per esempio per ponti in zona urbana di intenso traffico, si dovrà considerare un valore non nullo di dette masse in accordo con il § 3.2.4.

#### 5.1.3.9 Resistenze passive dei vincoli: $q_7$

Nel calcolo delle pile, delle spalle, delle fondazioni, degli stessi apparecchi di appoggio e, se del caso, dell'impalcato, si devono considerare le forze che derivano dalle resistenze parassite dei vincoli.

Nel caso di appoggi in gomma dette forze andranno valutate sulla base delle caratteristiche dell'appoggio e degli spostamenti previsti.

#### 5.1.3.10 Azioni sui parapetti. Urto di veicolo in svio: $q_8$

L'altezza dei parapetti non potrà essere inferiore a 1,10 m. I parapetti devono essere calcolati in base ad un'azione orizzontale di 1,5 kN/m applicata al corrimano.

I sicurvia e gli elementi strutturali ai quali sono collegati devono essere dimensionati in funzione della classe di contenimento richiesta per l'impiego specifico (vedi *D.M. 21 giugno 2004, n. 2367*). Se non diversamente indicato, la forza deve essere considerata distribuita su 0,50 m ed applicata ad una quota  $h$ , misurata dal piano viario, pari alla minore delle dimensioni  $h_1$ ,  $h_2$ , dove  $h_1 = (\text{altezza della barriera} - 0,10 \text{ m})$ ,  $h_2 = 1,00 \text{ m}$ .

Nel progetto dell'impalcato deve essere considerata una condizione di carico eccezionale nella quale alla forza orizzontale d'urto su sicurvia si associa un carico verticale isolato sulla sede stradale costituito dal Secondo Schema di Carico, posizionato in adiacenza al sicurvia stesso e disposto nella posizione più gravosa.

Per altri elementi si può fare riferimento al § 3.6.3.3.2.

#### 5.1.3.11 Altre azioni variabili (azioni idrauliche, urto di un veicolo, urto di ghiacci e natanti su pile): $q_9$

Azioni idrauliche.

Le azioni idrauliche sulle pile poste nell'alveo dei fiumi andranno calcolate secondo le prescrizioni del § 5.1.2.5 tenendo conto, oltre che dell'orientamento e della forma della pila, anche degli effetti di modificazioni locali dell'alveo, dovute, per esempio, allo scalzamento atteso.

Urto di un veicolo contro le strutture.

I piedritti dei ponti ubicati a distanza  $\leq 5,0$  m dalla sede stradale, dovranno essere protetti contro il pericolo di urti di veicoli stradali, mediante adeguate opere chiaramente destinate alla protezione dei piedritti stessi.

In ogni caso, gli impalcati sovrappassanti strade con franco inferiore a 6 m e gli elementi di sostegno verticale dovranno essere progettati in modo da resistere all'azione delle forze statiche indicate al § 3.6.3.3.1.

Urto di ghiacci e natanti su pile.

L'intensità e le modalità di applicazione delle azioni derivanti da pressione dei ghiacci ed altre cause eccezionali, vanno definite facendo riferimento a norme specifiche o attraverso specifiche analisi di rischio. Per quanto riguarda gli urti da natanti si può fare riferimento al § 3.6.3.5.

#### 5.1.3.12 Combinazioni di Carico

Le combinazioni di carico da considerare ai fini delle verifiche devono essere stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al Cap. 2.

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si dovranno considerare, generalmente, le combinazioni riportate in Tab. 5.1.IV.

Tabella 5.1.IV - Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

Gruppo di azioni	Carichi sulla carreggiata			Carichi orizzontali		Carichi su marciapiedi e piste ciclabili
	Carichi verticali Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura $q_3$	Forza centrifuga $q_4$	Carichi verticali Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5 kN/m <sup>2</sup>
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m <sup>2</sup>
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m <sup>2</sup>			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m <sup>2</sup>
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(\*) Ponti di 3<sup>a</sup> categoria

(\*\*) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)

(\*\*\*) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

La Tab. 5.1.V fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

Nella Tab. 5.1.V il significato dei simboli è il seguente:

$\gamma_{G1}$  coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;

$\gamma_{G2}$  coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

$\gamma_Q$  coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;

$\gamma_{Qi}$  coefficiente parziale delle azioni variabili.

Il coefficiente parziale della precompressione si assume pari a  $\gamma_p = 1$

Altri valori di coefficienti parziali sono riportati nel Cap. 4 con riferimento a particolari azioni specifiche dei diversi materiali.

I valori dei coefficienti  $\psi_{0j}$ ,  $\psi_{1j}$  e  $\psi_{2j}$  per le diverse categorie di azioni sono riportati nella Tab. 5.1.VI.

Tabella 5.1.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU (1)	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali (2)	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\xi 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00(3)	1,00(4)	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\xi 2}, \gamma_{\xi 3}, \gamma_{\xi 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

(1) Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.

(2) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

(3) 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

(4) 1,20 per effetti locali

Tabella 5.1.VI - Coefficienti  $\psi$  per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente $\psi_0$ di combinazione	Coefficiente $\psi_1$ (valori frequenti)	Coefficiente $\psi_2$ (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	---	0,75	0,0
Vento $q_5$	5	0,0	0,0	0,0
	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	---	0,0
Neve $q_5$	Vento a ponte carico	0,6		
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Temperatura	esecuzione	0,8	0,6	0,5
	$T_k$	0,6	0,6	0,5

Per le opere di luce maggiore di 300 m è possibile modificare i coefficienti indicati in tabella previa autorizzazione del Servizio Tecnico Centrale del Ministero delle Infrastrutture, sentito il Consiglio Superiore dei lavori pubblici.

#### 5.1.4 VERIFICHE DI SICUREZZA

Le verifiche di sicurezza sulle varie parti dell'opera devono essere effettuate sulla base dei criteri definiti dalle presenti norme tecniche.

In particolare devono essere effettuate le verifiche allo stato limite ultimo, ivi compresa la verifica allo stato limite di fatica, ed agli stati limite di servizio riguardanti gli stati di fessurazione e di deformazione.

Le combinazioni di carico da considerare ai fini delle verifiche devono essere stabilite in modo da garantire la sicurezza secondo quanto definito nei criteri generali enunciati al Cap. 2 delle presenti norme tecniche.

##### 5.1.4.1 Verifiche agli Stati Limite Ultimi

Si dovrà verificare che sia:  $E_d \leq R_d$ , dove  $E_d$  è il valore di progetto degli effetti delle azioni ed  $R_d$  è la corrispondente resistenza di progetto.

##### 5.1.4.2 Stati Limite di Esercizio

Per gli Stati Limite di Esercizio si dovrà verificare che sia:  $E_d \leq C_d$ , dove  $C_d$  è un valore nominale o una funzione di certe proprietà materiali legate agli effetti progettuali delle azioni considerate,  $E_d$  è il valore di progetto dell'effetto dell'azione determinato sulla base delle combinazioni di carico.

##### 5.1.4.3 Verifiche allo stato limite di fatica

Per strutture, elementi strutturali e dettagli sensibili a fenomeni di fatica vanno eseguite opportune verifiche.

Le verifiche saranno condotte considerando spettri di carico differenziati, a seconda che si conduca una verifica per vita illimitata o una verifica a danneggiamento. In assenza di studi specifici, volti alla determinazione dell'effettivo spettro di carico che interessa il ponte, si potrà far riferimento ai modelli descritti nel seguito.

##### Verifiche per vita illimitata

Le verifiche a fatica per vita illimitata potranno essere condotte, per dettagli caratterizzati da limite di fatica ad ampiezza costante, controllando che il massimo delta di tensione  $\Delta\sigma_{\max} = (\sigma_{\max} - \sigma_{\min})$  indotto nel dettaglio stesso dallo spettro di carico significativo risulti minore del limite di fatica del dettaglio stesso. Ai fini del calcolo del  $\Delta\sigma_{\max}$  si possono impiegare, in alternativa, i modelli di carico di fatica 1 e 2, disposti sul ponte nelle due configurazioni che determinano la tensione massima e minima, rispettivamente, nel dettaglio considerato.

Il modello di carico di fatica 1 è costituito dallo schema di carico 1 con valore dei carichi concentrati ridotti del 30% e valori dei carichi distribuiti ridotti del 70% (vedi fig. 5.1.4).

Per verifiche locali si deve considerare, se più gravoso, il modello costituito dall'asse singolo dello schema di carico 2, considerato autonomamente, con valore del carico ridotto del 30% (vedi fig. 5.1.4).

Quando siano necessarie valutazioni più precise, in alternativa al modello semplificato n. 1, derivato dal modello di carico principale, si può impiegare il modello di carico a fatica n. 2, rappresentato nella Tab. 5.1.VII, applicato sulla corsia lenta.

Nel caso in cui siano da prevedere significativi effetti di interazione tra veicoli, per l'applicazione nel modello 2 si dovrà far riferimento a studi specifici o a metodologie consolidate.

Scarica il file

Figura 5.1.4 - Modello di carico di fatica n. 1

## Tabella 5.1.VII - Modello di carico a fatica n. 2 - veicoli frequenti

Scarica il file

## Verifiche a danneggiamento

Le verifiche a danneggiamento consistono nel verificare che nel dettaglio considerato lo spettro di carico produca un danneggiamento  $D \leq 1$ .

Il danneggiamento  $D$  sarà valutato mediante la legge di Palmgren-Miner, considerando la curva S-N caratteristica del dettaglio e la vita nominale dell'opera.

Le verifiche saranno condotte considerando lo spettro di tensione indotto nel dettaglio dal modello di fatica semplificato n. 3, riportato in Fig. 5.1.5, costituito da un veicolo di fatica simmetrico a 4 assi, ciascuno di peso 120 kN, o, in alternativa, quando siano necessarie valutazioni più precise, dallo spettro di carico equivalente costituente il modello di fatica n. 4, riportato in Tab. 5.1.VIII, ove è rappresentata anche la percentuale di veicoli da considerare, in funzione del traffico interessante la strada servita dal ponte.

I tipi di pneumatico da considerare per i diversi veicoli e le dimensioni delle relative impronte sono riportati nella Tab. 5.1.IX.

In assenza di studi specifici, per verifiche di danneggiamento, si considererà sulla corsia lenta il flusso annuo di veicoli superiori a 100 kN, rilevanti ai fini della verifica a fatica dedotto dalla Tabella 5.1.X.

Nel caso in cui siano da prevedere significativi effetti di interazione tra veicoli, si dovrà far riferimento a studi specifici o a metodologie consolidate.

Scarica il file

## Figura 5.1.5 - Modello di carico a fatica n. 3

## Tabella 5.1.VIII - Modello di carico a fatica n. 4 - veicoli equivalenti

Scarica il file

## Tabella 5.1.IX - Dimensioni degli assi e delle impronte per i veicoli equivalenti

Scarica il file

## Tabella 5.1.X - Flusso annuo di veicoli pesanti sulla corsia lenta

Categorie di traffico	Flusso annuo di veicoli di peso superiore a 100 kN sulla corsia lenta
1 - Strade ed autostrade con 2 o più corsie per senso di marcia, caratterizzate da intenso traffico pesante	$2,0 \times 10^6$
2 - Strade ed autostrade caratterizzate da traffico pesante di media intensità	$0,5 \times 10^6$
3 - Strade principali caratterizzate da traffico pesante di modesta intensità	$0,125 \times 10^6$
4 - Strade locali caratterizzate da traffico pesante di intensità molto ridotta	$0,05 \times 10^6$

## 5.1.4.4 Verifiche allo stato limite di fessurazione

Per assicurare la funzionalità e la durata delle strutture viene prefissato uno stato limite di fessurazione, commisurato alle condizioni ambientali e di sollecitazione, nonché alla sensibilità delle armature alla corrosione.

Strutture in calcestruzzo armato ordinario. Per le strutture in calcestruzzo armato ordinario, devono essere rispettate le limitazioni di cui alla Tab. 4.1.VI per armatura poco sensibile.

Strutture in calcestruzzo armato precompresso. Valgono le limitazioni della Tab. 4.1.VI per armature sensibili.

#### 5.1.4.5 Verifiche allo stato limite di deformazione

L'assetto di una struttura, da valutarsi in base alle combinazioni di carico precedentemente indicate, deve risultare compatibile con la geometria della struttura stessa in relazione alle esigenze del traffico, nonché con i vincoli ed i dispositivi di giunto previsti in progetto.

Le deformazioni della struttura non devono arrecare disturbo al transito dei carichi mobili alle velocità di progetto della strada.

#### 5.1.4.6 Verifiche delle azioni sismiche

Le verifiche nei riguardi delle azioni sismiche vanno svolte secondo i criteri ed i metodi esposti nel relativo § 3.2.

#### 5.1.4.7 Verifiche in fase di costruzione

Le verifiche di sicurezza vanno svolte anche per le singole fasi di costruzione dell'opera, tenendo conto dell'evoluzione dello schema statico e dell'influenza degli effetti differiti nel tempo.

Vanno verificate anche le eventuali centine e le altre attrezzature provvisorie previste per la realizzazione dell'opera.

#### 5.1.4.8 Verifiche alle tensioni ammissibili

Per i ponti stradali non è ammesso il metodo di verifica alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7.

### 5.1.5 STRUTTURE PORTANTI

#### 5.1.5.1 Impalcato

##### 5.1.5.1.1 Spessori minimi

Gli spessori minimi delle diverse parti costituenti l'impalcato devono tener conto dell'influenza dei fattori ambientali sulla durabilità dell'opera e rispettare le prescrizioni delle norme relative ai singoli elementi strutturali.

##### 5.1.5.1.2 Strutture ad elementi prefabbricati

Nelle strutture costruite in tutto o in parte con elementi prefabbricati, al fine di evitare sovratensioni, distorsioni o danneggiamenti dovuti a difetti esecutivi o di montaggio, deve essere assicurata la compatibilità geometrica tra le diverse parti assemblate, tenendo anche conto delle tolleranze costruttive.

Gli elementi di connessione tra le parti collegate devono essere conformati in modo da garantire la corretta trasmissione degli sforzi.

Nel caso di elementi in cemento armato normale e precompresso e di strutture miste acciaio-calcestruzzo vanno considerate le redistribuzioni di sforzo differite nel tempo che si manifestano tra parti realizzate o sottoposte a carico in tempi successivi e le analoghe redistribuzioni che derivano da variazioni dei vincoli.

#### 5.1.5.2 Pile

##### 5.1.5.2.1 Spessori minimi

Vale quanto già indicato al comma precedente per le strutture dell'impalcato.

##### 5.1.5.2.2 Schematizzazione e calcolo

Nella verifica delle pile snelle, particolare attenzione deve essere rivolta alla valutazione delle effettive condizioni di vincolo, specialmente riguardo l'interazione con le opere di fondazione.

La sommità delle pile deve essere verificata nei confronti degli effetti locali derivanti dalle azioni concentrate trasmesse dagli apparecchi di appoggio.

Si deve verificare che gli spostamenti consentiti dagli apparecchi di appoggio siano compatibili con gli spostamenti massimi alla sommità delle pile, provocati dalle combinazioni delle azioni più sfavorevoli e, nelle pile alte, dalla differenza di temperatura tra le facce delle pile stesse.

#### 5.1.6 VINCOLI

I dispositivi di vincolo dell'impalcato alle sottostrutture (pile, spalle, fondazioni) devono possedere le caratteristiche previste dallo schema statico e cinematico assunto in sede di progetto, sia con riferimento alle azioni, sia con riferimento alle distorsioni.

Per strutture realizzate in più fasi, i vincoli devono assicurare un corretto comportamento statico e cinematico in ogni fase dell'evoluzione dello schema strutturale, adeguandosi, se del caso, ai cambiamenti di schema.

Le singole parti del dispositivo di vincolo ed i relativi ancoraggi devono essere dimensionati in base alle forze vincolari trasmesse.

I dispositivi di vincolo devono essere tali da consentire tutti gli spostamenti previsti con un margine di sicurezza maggiore rispetto a quello assunto per gli altri elementi strutturali.

Particolare attenzione va rivolta al funzionamento dei vincoli in direzione trasversale rispetto all'asse longitudinale dell'impalcato, la cui configurazione deve corrispondere ad uno schema statico e cinematico ben definito.

La scelta e la disposizione dei vincoli nei ponti a pianta speciale (ponti in curva, ponti in obliquo, ponti con geometria in pianta irregolare) devono derivare da un adeguato studio di capacità statica e di compatibilità cinematica.

##### 5.1.6.1 Protezione dei vincoli

Le varie parti dei dispositivi di vincolo devono essere adeguatamente protette, al fine di garantirne il regolare funzionamento per il periodo di esercizio previsto.

##### 5.1.6.2 Controllo, manutenzione e sostituzione

I vincoli del ponte devono essere accessibili al fine di consentirne il controllo, la manutenzione e l'eventuale sostituzione senza eccessiva difficoltà.

##### 5.1.6.3 Vincoli in zona sismica

Per i ponti in zona sismica, i vincoli devono essere progettati in modo che, tenendo conto del comportamento dinamico dell'opera, risultino idonei:

- a trasmettere le forze conseguenti alle azioni sismiche;
- ad evitare sconessioni tra gli elementi componenti il dispositivo di vincolo;
- ad evitare la fuoriuscita dei vincoli dalle loro sedi.

#### 5.1.7 OPERE ACCESSORIE

Le opere di impermeabilizzazione e di pavimentazione, i giunti e tutte le opere accessorie, devono essere eseguiti con materiali di qualità e con cura esecutiva tali da garantire la massima durata e tali da ridurre interventi di manutenzione e rifacimenti.

##### 5.1.7.1 Impermeabilizzazione

Le opere di impermeabilizzazione devono essere tali da evitare che infiltrazioni d'acqua possano arrecare danno alle strutture portanti.



#### 5.1.7.2 Pavimentazioni

La pavimentazione stradale deve essere tale da sottrarre all'usura ed alla diretta azione del traffico l'estradosso del ponte e gli strati di impermeabilizzazione che proteggono le strutture portanti.

#### 5.1.7.3 Giunti

In corrispondenza delle interruzioni strutturali si devono adottare dispositivi di giunto atti ad assicurare la continuità del piano viabile. Le caratteristiche dei giunti e le modalità del loro collegamento alla struttura devono essere tali da ridurre il più possibile le sovrassollecitazioni di natura dinamica dovute ad irregolarità locali e da assicurare la migliore qualità dei transiti.

In corrispondenza dei giunti si deve impedire la percolazione delle acque meteoriche o di lavaggio attraverso i giunti stessi. Nel caso di giunti che consentano il passaggio delle acque, queste devono confluire in appositi dispositivi di raccolta, collocati immediatamente sotto il giunto, e devono essere convogliate a scaricarsi senza possibilità di ristagni o dilavamenti che interessino le strutture.

#### 5.1.7.4 Smaltimento dei liquidi provenienti dall'impalcato

Lo smaltimento dei liquidi provenienti dall'impalcato deve effettuarsi in modo da non arrecare danni o pregiudizio all'opera stessa, alla sicurezza del traffico e ad eventuali opere ed esercizi sottostanti il ponte. A tale scopo il progetto del ponte deve essere corredato dallo schema delle opere di convogliamento e di scarico. Per opere di particolare importanza, o per la natura dell'opera stessa o per la natura dell'ambiente circostante, si deve prevedere la realizzazione di un apposito impianto di depurazione e/o di decantazione.

#### 5.1.7.5 Dispositivi per l'ispezionabilità e la manutenzione delle opere

In sede di progettazione e di esecuzione devono essere previste opere di camminamento (piattaforme, scale, passi d'uomo, ecc.) commisurate all'importanza del ponte e tali da consentire l'accesso alle parti più importanti sia ai fini ispettivi, sia ai fini manutentivi. Le zone nell'intorno di parti destinate alla sostituzione periodica, quali ad esempio gli appoggi, devono essere corredate di punti di forza, chiaramente individuabili e tali da consentire le operazioni di sollevamento e di vincolamento provvisorio.

#### 5.1.7.6 Vani per condotte e cavidotti

La struttura del ponte dovrà comunque prevedere la possibilità di passaggio di cavi e di una condotta di acquedotto; le dimensioni dei vani dovranno essere rapportate alle prevedibili esigenze da valutare con riferimento a quanto presente in prossimità del ponte.

Nel caso in cui siano da prevedere significativi effetti di interazione tra veicoli, si dovrà far riferimento a studi specifici o a metodologie consolidate.

### 5.2 PONTI FERROVIARI

Le presenti norme si applicano per la progettazione e l'esecuzione dei nuovi ponti ferroviari.

Il Gestore dell'Infrastruttura in base alle caratteristiche funzionali e strategiche delle diverse infrastrutture ferroviarie stabilisce i parametri indicati al Cap. 2: vita nominale, classe d'uso.

#### 5.2.1 PRINCIPALI CRITERI PROGETTUALI E MANUTENTIVI

La progettazione dei manufatti sotto binario deve essere eseguita in modo da conseguire il migliore risultato globale dal punto di vista tecnico-economico, con particolare riguardo alla durabilità dell'opera stessa.

##### 5.2.1.1 Ispezionabilità e manutenzione

Fin dalla fase di progettazione deve essere posta la massima cura nella concezione generale dell'opera e nella definizione delle geometrie e dei particolari costruttivi in modo da rendere possibile l'accessibilità e l'ispezionabilità, nel rispetto delle norme di sicurezza, di tutti gli elementi strutturali. Deve essere garantita la piena ispezionabilità degli apparecchi d'appoggio e degli eventuali organi di ritegno. Deve inoltre essere prevista la possibilità di sostituire questi elementi con la minima interferenza con l'esercizio

ferroviario; a tale scopo i disegni di progetto devono fornire tutte le indicazioni al riguardo (numero, posizione e portata dei martinetti per il sollevamento degli impalcati, procedure da seguire anche per la sostituzione degli stessi apparecchi, ecc.).

#### 5.2.1.2 Compatibilità idraulica

Quando il ponte interessa un corso d'acqua naturale o artificiale, il progetto dovrà essere corredato da una relazione idrologica e da una relazione idraulica riguardante le scelte progettuali, la costruzione e l'esercizio del ponte.

L'ampiezza e l'approfondimento della relazione e delle indagini che ne costituiscono la base saranno commisurati all'importanza del problema.

Di norma il manufatto non dovrà interessare con spalle, pile e rilevati il corso d'acqua attivo e, se arginato, i corpi arginali. Qualora eccezionalmente fosse necessario realizzare pile in alveo, la luce minima tra pile contigue, misurata ortogonalmente al filone principale della corrente, non dovrà essere inferiore a 40 metri. Soluzioni con luci inferiori potranno essere autorizzate dall'Autorità competente, previo parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Nel caso di pile e/o spalle in alveo cura particolare è da dedicare al problema delle escavazioni dell'alveo e alla protezione delle fondazioni delle pile e delle spalle.

La quota idrometrica ed il franco dovranno essere posti in correlazione con la piena di progetto riferita ad un periodo di ritorno non inferiore a 200 anni.

Il franco di sottotrave e la distanza tra il fondo alveo e la quota di sottotrave dovranno essere assunte tenendo conto del trasporto solido di fondo e del trasporto di materiale galleggiante.

Il franco idraulico necessario non può essere ottenuto con il sollevamento del ponte durante la piena.

#### 5.2.1.3 Altezza libera

Nel caso di un ponte che scavalchi una strada ordinaria, l'altezza libera al di sotto del ponte non deve essere in alcun punto minore di 5 m, tenendo conto anche delle pendenze della strada sottostante.

Nei casi di strada a traffico selezionato è ammesso, per motivi validi e comprovati, derogare da quanto sopra, purché l'altezza minima non sia minore di 4 m.

Eccezionalmente, ove l'esistenza di vincoli non eliminabili imponesse di scendere al di sotto di tale valore, si potrà adottare un'altezza minima, in ogni caso non inferiore a 3,20 m. Tale deroga è vincolata al parere favorevole dei Comandi Militare e dei Vigili del Fuoco competenti per territorio.

I ponti sui corsi d'acqua classificati navigabili dovranno avere il tirante corrispondente alla classe dei natanti previsti.

Per tutti i casi in deroga all'altezza minima prescritta di 5 m, si debbono adottare opportuni dispositivi segnaletici di sicurezza (ad es. controsagome), collocati a conveniente distanza dall'imbotto dell'opera.

Nel caso di sottopassaggi pedonali l'altezza libera non deve essere inferiore a 2,50 m.

### 5.2.2 AZIONI SULLE OPERE

Nell'ambito della presente norma sono indicate tutte le azioni che devono essere considerate nella progettazione dei ponti ferroviari, secondo le combinazioni indicate nei successivi paragrafi.

Le azioni definite in questo documento si applicano alle linee ferroviarie a scartamento normale e ridotto.

#### 5.2.2.1 Azioni Permanenti

Le azioni permanenti che andranno considerate sono: pesi propri, carichi permanenti portati, spinta delle terre, spinte idrauliche, ecc.

#### 5.2.2.1.1 Carichi permanenti portati

Ove non si eseguano valutazioni più dettagliate, la determinazione dei carichi permanenti portati relativi al peso della massicciata, dell'armamento e della impermeabilizzazione (inclusa la protezione) potrà effettuarsi assumendo, convenzionalmente, per linea in rettilineo, un peso di volume pari a  $18,0 \text{ kN/m}^3$  applicato su tutta la larghezza media compresa fra i muretti paravallanti, per una altezza media fra piano del ferro (P.F.) ed estradosso impalcato pari a 0,80 m. Per ponti su linee in curva, oltre al peso convenzionale sopraindicato va aggiunto il peso di tutte le parti di massicciata necessarie per realizzare il sovrizzo, valutato con la sua reale distribuzione geometrica e con un peso di volume pari a  $20 \text{ kN/m}^3$ .

Nel caso di armamento senza massicciata andranno valutati i pesi dei singoli componenti e le relative distribuzioni.

Nella progettazione di nuovi ponti ferroviari dovranno essere sempre considerati i pesi, le azioni e gli ingombri associati all'introduzione delle barriere antirumore, anche nei casi in cui non sia originariamente prevista la realizzazione di questo genere di elementi.

#### 5.2.2.1.2 Altre azioni variabili (azioni idrauliche, urto di un veicolo, urto di ghiacci e natanti su pile)

Azioni idrauliche.

Le azioni idrauliche sulle pile poste nell'alveo dei fiumi andranno calcolate secondo le prescrizioni del § 5.1.2.5 tenendo conto, oltre che dell'orientamento e della forma della pila, anche degli effetti di modificazioni locali dell'alveo, dovute, per esempio, allo scalzamento atteso.

Urto di un veicolo contro le strutture.

I piedritti dei ponti ubicati a distanza  $\leq 5,0 \text{ m}$  dalla sede stradale, dovranno essere protetti contro il pericolo di urti di veicoli stradali, mediante adeguate opere chiaramente destinate alla protezione dei piedritti stessi.

In ogni caso, gli impalcati sovrappassanti strade con franco inferiore a 6 m e gli elementi di sostegno verticale dovranno essere progettati in modo da resistere all'azione delle forze statiche indicate al § 3.6.3.3.1

Urto di ghiacci e natanti su pile.

L'intensità e le modalità di applicazione delle azioni derivanti da pressione dei ghiacci ed altre cause eccezionali, vanno definite facendo riferimento a norme specifiche o attraverso specifiche analisi di rischio. Per quanto riguarda gli urti da natanti si può fare riferimento al § 3.6.3.5.

#### 5.2.2.2 Smaltimento dei liquidi provenienti dall'impalcato

Lo smaltimento dei liquidi provenienti dall'impalcato deve effettuarsi in modo da non arrecare danni o pregiudizio all'opera stessa e ad eventuali opere ed esercizi sottostanti il ponte.

A tale scopo il progetto del ponte deve essere corredato dallo schema delle opere di convogliamento e di scarico. Per opere di particolare importanza, o per la natura dell'opera stessa o per la natura dell'ambiente circostante, si deve prevedere la realizzazione di un apposito impianto di depurazione e/o di decantazione.

#### 5.2.2.3 Azioni variabili verticali

##### 5.2.2.3.1 Treni di carico

I carichi verticali sono definiti per mezzo di modelli di carico; in particolare, sono forniti due treni di carico distinti: il primo rappresentativo del traffico normale (Treno di carico LM 71), il secondo rappresentativo del traffico pesante (Treno di carico SW).

I valori dei suddetti carichi dovranno essere moltiplicati per un coefficiente di adattamento « $\alpha$ », variabile in ragione della tipologia dell'infrastruttura (ferrovie ordinarie, ferrovie leggere, metropolitane, ecc.). Sono considerate tre tipologie di carico i cui valori caratteristici sono definiti nel seguito. Nel seguito, i riferimenti ai modelli di carico LM 71, SW/0 e SW/2 ed alle loro componenti si intendono, in effetti, pari al prodotto dei coefficienti  $\alpha$  per i carichi indicati nelle Fig. 5.2.1 e Fig. 5.2.2.

#### 5.2.2.3.1.1 Treno di carico LM 71

Questo treno di carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario normale come mostrato nella Fig. 5.2.1 e risulta costituito da:

Scarica il file

Figura 5.2.1 - Treno di carico LM 71

- quattro assi da 250 kN disposti ad interasse di 1,60 m;
- carico distribuito di 80 kN/m in entrambe le direzioni, a partire da 0,8 m dagli assi d'estremità e per una lunghezza illimitata.

Per questo modello di carico è prevista una eccentricità del carico rispetto all'asse del binario, dipendente dallo scartamento  $s$ , per tenere conto dello spostamento dei carichi; pertanto, essa è indipendente dal tipo di struttura e di armamento. Tale eccentricità è calcolata sulla base del rapporto massimo fra i carichi afferenti a due ruote appartenenti al medesimo asse

$$Q_{V2} / Q_{V1} = 1,25 \quad (5.2.1)$$

essendo  $Q_{V1}$  e  $Q_{V2}$  i carichi verticali delle ruote di un medesimo asse, e risulta quindi pari a  $s/18$  con  $s = 1435$  mm; questa eccentricità deve essere considerata nella direzione più sfavorevole.

Il carico distribuito presente alle estremità del treno tipo LM 71 deve segmentarsi al di sopra dell'opera andando a caricare solo quelle parti che forniscono un incremento del contributo ai fini della verifica dell'elemento per l'effetto considerato. Questa operazione di segmentazione non va effettuata per i successivi modelli di carico SW che devono essere considerati sempre agenti per tutta la loro estensione.

#### 5.2.2.3.1.2 Treno di carico SW

Scarica il file

Figura 5.2.2 - Treno di carico SW

Tale carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario pesante.

L'articolazione del carico è mostrata in Fig. 5.2.2 e, per tale modello di carico, sono considerate due distinte configurazioni denominate SW/0 ed SW/2 (l'SW/0 andrà utilizzato solo per le travi continue qualora più sfavorevole dell'LM 71). Le caratterizzazioni di entrambe queste configurazioni sono indicate in Tab. 5.2.1.

Tabella 5.2.1 - Caratteristiche Treni di Carico SW

Tipo di Carico	$q_{vk}$ [kN/m]	$a$ [m]	$c$ [m]
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

#### 5.2.2.3.1.3 Treno scarico

Per alcune particolari verifiche è utilizzato un particolare treno di carico chiamato «Treno Scarico» rappresentato da un carico uniformemente distribuito pari a 10,0 kN/m.

#### 5.2.2.3.1.4 Ripartizione locale dei carichi

Distribuzione longitudinale del carico per mezzo del binario

Un carico assiale  $Q_{vi}$  può essere distribuito su tre traverse consecutive poste ad interasse uniforme « $a$ », ripartendolo fra la traversa che precede, quella su cui insiste e quella successiva, nelle seguenti proporzioni 25%, 50%, 25% (Fig. 5.2.3).

Scarica il file

Figura 5.2.3 - Distribuzione longitudinale dei carichi assiali

Distribuzione longitudinale del carico per mezzo delle traverse e del ballast

In generale, i carichi assiali del modello di carico LM 71 possono essere distribuiti uniformemente nel senso longitudinale.

Scarica il file

Figura 5.2.4 - Distribuzione longitudinale dei carichi attraverso il ballast.

Tuttavia, per il progetto di particolari elementi strutturali quali le solette degli impalcati da ponte, la distribuzione longitudinale del carico assiale al di sotto delle traverse è indicata in Fig. 5.2.4 ove, per superficie di riferimento è da intendersi la superficie di appoggio del ballast.

Per la ripartizione nella struttura sottostante valgono gli usuali criteri progettuali.

In particolare, per le solette, salvo diverse e più accurate determinazioni, potrà considerarsi una ripartizione a 45° dalla superficie di estradosso fino al piano medio delle stesse.

Distribuzione trasversale delle azioni per mezzo delle traverse e del ballast

Salvo più accurate determinazioni, per ponti con armamento su ballast in rettilineo, le azioni possono distribuirsi trasversalmente secondo lo schema di Fig. 5.2.5.

Scarica il file

Figura 5.2.5 - Distribuzione trasversale in rettilineo delle azioni per mezzo delle traverse e del ballast

Per ponti con armamento su ballast in curva, con sovralzato, le azioni possono distribuirsi trasversalmente secondo lo schema di Fig. 5.2.6.

Scarica il file

Figura 5.2.6 - Distribuzione trasversale in curva delle azioni per mezzo delle traverse e del ballast

#### 5.2.2.3.1.5 Distribuzione dei carichi verticali per i rilevati a tergo delle spalle

In assenza di calcoli più accurati, il carico verticale a livello del piano di regolamento (posto a circa 0,70 m al di sotto del piano del ferro) su rilevato a tergo della spalla può essere assunto uniformemente distribuito su una larghezza di 3,0 m.

Per questo tipo di carico distribuito non deve applicarsi l'incremento dinamico.

#### 5.2.2.3.2 Carichi sui marciapiedi

I marciapiedi non aperti al pubblico sono utilizzati solo dal personale autorizzato.

I carichi accidentali sono schematizzati da un carico uniformemente ripartito del valore di 10 kN/m<sup>2</sup>. Questo carico non deve considerarsi contemporaneo al transito dei convogli ferroviari e deve essere applicato sopra i marciapiedi in modo da dare luogo agli effetti locali più sfavorevoli.

Per questo tipo di carico distribuito non deve applicarsi l'incremento dinamico.

#### 5.2.2.3.3 Effetti dinamici

Le sollecitazioni e gli spostamenti determinati sulle strutture del ponte dall'applicazione statica dei treni di carico debbono essere incrementati per tenere conto della natura dinamica del transito dei convogli.

Nella progettazione dei ponti ferroviari gli effetti di amplificazione dinamica dovranno valutarsi nel modo seguente:

- per le usuali tipologie di ponti e per velocità di percorrenza non superiore a 200 km/h, quando la frequenza propria della struttura ricade all'interno del fuso indicato in Fig. 5.2.7, è sufficiente utilizzare i coefficienti dinamici  $\Phi$  definiti nel presente paragrafo;

- per le usuali tipologie di ponti, ove la velocità di percorrenza sia superiore a 200 km/h e quando la frequenza propria della struttura non ricade all'interno del fuso indicato in Fig. 5.2.7 e comunque per le tipologie non convenzionali (ponti strallati, ponti sospesi, ponti di grande luce, ponti metallici difformi dalle tipologie in uso in ambito ferroviario, ecc.) dovrà effettuarsi una analisi dinamica adottando convogli reali e parametri di controllo specifici dell'infrastruttura e del tipo di traffico ivi previsto.

Scarica il file

Figura 5.2.7 - Limiti delle frequenze proprie  $n_0$  in Hz in funzione della luce della campata

In Fig. 5.2.7 il «fuso» è caratterizzato da:

un limite superiore pari a:

$$n_0 = 94,76 \cdot L^{-0,748} \quad (5.2.2)$$

un limite inferiore pari a:

$$n_0 = 80/L \text{ per } 4 \text{ m} \leq L \leq 20 \text{ m} \quad (5.2.3)$$

$$n_0 = 23,58 \cdot L^{-0,592} \text{ per } 20 \text{ m} \leq L \leq 100 \text{ m} \quad (5.2.4)$$

Per una trave semplicemente appoggiata, sottoposta a flessione, la prima frequenza flessionale può valutarsi con la formula:

$$n_0 = \delta_0 \cdot 17,75 / \sqrt{\delta_0} \text{ [Hz]} \quad (5.2.5)$$

dove:

$\delta_0$  rappresenta la freccia, espressa in mm, valutata in mezzeria e dovuta alle azioni permanenti.

Per ponti in calcestruzzo  $\delta_0$  deve calcolarsi impiegando il modulo elastico secante, in accordo con la breve durata del passaggio del treno.

Per travi continue, salvo più precise determinazioni,  $L$  è da assumersi pari alla  $L_\Phi$  definita come di seguito.

I coefficienti di incremento dinamico  $\Phi$  che aumentano l'intensità dei modelli di carico teorici si assumono pari a  $\Phi_2$  o  $\Phi_3$ , in dipendenza del livello di manutenzione della linea. In particolare, si assumerà:

(a) per linee con elevato standard manutentivo:

$$\Phi_2 = 1,44 / \sqrt{L_0} - 0,2 + 0,82 \text{ con limitazione } 1,00 \leq \Phi_2 \leq 1,67 \quad (5.2.6)$$

(b) per linee con ridotto standard manutentivo:

$$\Phi_3 = 2,16 / \sqrt{L_0} - 0,2 + 0,73 \text{ con limitazione } 1,00 \leq \Phi_3 \leq 2,00 \quad (5.2.7)$$

dove:

$L_\Phi$  rappresenta la lunghezza «caratteristica» in metri, così come definita in Tab. 5.2.II.

Tab. 5.2.II - Lunghezza caratteristica  $L_{\phi}$ 

Caso	Elemento strutturale	Lunghezza $L_{\phi}$
<b>IMPALCATO DI PONTE IN ACCIAIO CON BALLAST (LASTRA ORTOTROPA O STRUTTURA EQUIVALENTE)</b>		
Piastra con nervature longitudinali e trasversali, o solo longitudinali:		
1	1.1 Piastra (in entrambe le direzioni)	3 volte l'interasse delle travi trasversali
	1.2 Nervature longitudinali (comprese mensole fino a 0,50 m) <sup>0</sup> ;	3 volte l'interasse delle travi trasversali
	1.3 Travi trasversali: intermedie e di estremità.	2 volte la luce delle travi trasversali.
Piastra con sole nervature trasversali		
2	2.1 Piastra (per entrambe le direzioni)	2 volte l'interasse delle travi trasversali + 3 m
	2.2 Travi trasversali intermedie	2 volte la luce delle travi trasversali
	2.3 Travi trasversali d'estremità	luce della trave trasversale
<b>IMPALCATO DI PONTE IN ACCIAIO SENZA BALLAST (PER TENSIONI LOCALI)</b>		
3	3.1 Sostegni per rotaie (longherine) - come elemento di un grigliato - come elemento semplicemente appoggiato	3 volte l'interasse delle travi trasversali distanza fra le travi trasversali + 3 m
	3.2 Sostegni per rotaie a mensola (longherine a mensola) per travi trasversali di estremità	$\Phi_3 = 2,0$ , ove non meglio specificato
	3.3 Travi trasversali intermedie	2 volte la luce delle travi trasversali
	3.4 Travi trasversali d'estremità	luce della trave trasversale
<b>IMPALCATO DI PONTE IN CLS CON BALLAST (PER IL CALCOLO DEGLI EFFETTI LOCALI E TRASVERSALI)</b>		
4	4.1 Solette superiori e traversi di impalcato a sezione scatolare o a graticcio di travi. - nella direzione trasversale alle travi principali - nella direzione longitudinale - mensole trasversali supportanti carichi ferroviari: se $e > 0,50$ m, essendo $e$ la distanza fra l'asse della rotaia più esterna e il filo esterno dell'anima più esterna della struttura principale longitudinale, occorre uno studio specifico.	3 volte la luce della soletta 3 volte la luce della soletta d'impalcato o, se minore, la lunghezza caratteristica della trave principale 3 volte la distanza fra le anime della struttura principale longitudinale
	4.2 Soletta continua su travi trasversali (nella direzione delle travi principali)	2 volte l'interasse delle travi trasversali
	4.3 Solette per ponti a via inferiore: - ordinate perpendicolarmente alle travi principali - ordinate parallelamente alle travi principali	2 volte la luce della soletta 2 volte la luce della soletta o, se minore, la lunghezza caratteristica delle travi principali;
	4.4 Impalcato a travi incorporate tessute ortogonalmente all'asse del binario	2 volte la lunghezza caratteristica in direzione longitudinale
	4.5 Mensole longitudinali supportanti carichi ferroviari (per le azioni in direzione longitudinale)	se $e \leq 0,5$ : $m \Phi_2 = 1,67$ ; per $e > 0,5$ m v.(4.1)
<b>TRAVI PRINCIPALI</b>		
5	5.1 Travi e solette semplicemente appoggiate (compresi i solettoni a travi incorporate)	Luce nella direzione delle travi principali
	5.2 Travi e solette continue su n luci, indicando con: $L_m = 1/n \cdot (L_1 + L_2 + \dots + L_n)$	$L_{\phi} = k \cdot L_m$ dove: $n = 2 - 3 - 4 - \geq 5$ $k = 1,2 - 1,3 - 1,4 - 1,5$
	5.3 Portali:	
	- a luce singola	da considerare come trave continua a tre luci (usando la 5.2 considerando le altezze dei piedritti e la lunghezza del traverso)
	- a luci multiple	da considerare come trave continua a più luci (usando la 5.2 considerando le altezze dei piedritti terminali e la lunghezza di tutti i traversi)
5.4 Solette ed altri elementi di scatolari per uno o più binari (sottovia di altezza libera $\leq 5,0$ m e luce libera $\leq 8,0$ m). Per gli scatolari che non rispettano i precedenti limiti vale il punto 5.3, trascurando la presenza della soletta inferiore e considerando un coefficiente riduttivo del $\Phi$ pari a 0,9, da applicare	$\Phi_2 = 1,20$ ; $\Phi_3 = 1,35$	

al coefficiente  $\Phi$

5.5 Travi ad asse curvilineo, archi a spinta eliminata, archi senza riempimento.

metà della luce libera

5.6 Archi e serie di archi con riempimento

due volte la luce libera

5.7 Strutture di sospensione (di collegamento a travi di irrigidimento)

4 volte la distanza longitudinale fra le strutture di sospensione.

#### SUPPORTI STRUTTURALI

6.1 Pile con snellezza  $\lambda > 30$

Somma delle lunghezze delle campate adiacenti la pila

6

6.2 Appoggi, calcolo delle tensioni di contatto al di sotto degli stessi e tiranti di sospensione

Lunghezza degli elementi sostenuti

I coefficienti di incremento dinamico sono stabiliti con riferimento a travi semplicemente appoggiate. La lunghezza  $L_\Phi$ , permette di estendere l'uso di questi coefficienti anche ad altre tipologie strutturali.

Ove le sollecitazioni agenti in un elemento strutturale dipendessero da diversi termini ciascuno dei quali afferente a componenti strutturali distinti, ognuno di questi termini dovrà calcolarsi utilizzando la lunghezza caratteristica  $L_\Phi$  appropriata.

Questo coefficiente dinamico  $\Phi$  non dovrà essere usato con i seguenti carichi:

- treno scarico;
- treni reali;
- treni per la verifica a fatica.

Per i ponti metallici con armamento diretto occorrerà considerare un ulteriore coefficiente di adattamento dell'incremento dinamico  $\beta$  (inserito per tener conto del maggiore incremento dinamico dovuto al particolare tipo di armamento), variabile esclusivamente in funzione della lunghezza caratteristica  $L_\Phi$  dell'elemento, dato da:

$$\beta = 1,0 \text{ per } L_\Phi \leq 8 \text{ m ed } L > 90 \text{ m,}$$

$$\beta = 1,1 \text{ per } 8 \text{ m} < L_\Phi \leq 90 \text{ m.}$$

Nei casi di ponti ad arco o scatolari, con o senza solettone di fondo, aventi copertura «h» maggiore di 1,0 m, il coefficiente dinamico può essere ridotto nella seguente maniera:

$$\Phi_{rid} = \Phi - h - 1,00 / 10 \geq 1,0 \quad (5.2.8)$$

dove h, in metri, è l'altezza della copertura dall'estradosso della struttura alla faccia superiore delle traverse.

Per le strutture dotate di una copertura maggiore di 2,50 m può assumersi un coefficiente di incremento dinamico unitario.

Pile con snellezza  $\lambda \leq 30$ , spalle, fondazioni, muri di sostegno e spinte del terreno possono essere calcolate assumendo coefficienti dinamici unitari.

Qualora debbano eseguirsi verifiche con treni reali, agli stessi dovranno essere associati coefficienti dinamici reali.

#### 5.2.2.4 Azioni variabili orizzontali

##### 5.2.2.4.1 Forza centrifuga

Nei ponti ferroviari al di sopra dei quali il binario presenta un tracciato in curva deve essere considerata la forza centrifuga agente su tutta l'estensione del tratto in curva.

La forza centrifuga si considera agente verso l'esterno della curva, in direzione orizzontale ed applicata alla quota di 1,80 m al di sopra del P.F.



I calcoli si basano sulla massima velocità compatibile con il tracciato della linea. Ove siano considerati gli effetti dei modelli di carico SW, si assumerà una velocità di 100 km/h.

Il valore caratteristico della forza centrifuga si determinerà in accordo con la seguente espressione:

$$Q_{tk} = v^2 / g \cdot r (f \cdot Q_{vk}) = (V^2 / 127 \cdot r) (f \cdot Q_{vk}) \quad (5.2.9a)$$

$$q_{tk} = v^2 / g \cdot r (f \cdot q_{vk}) = (V^2 / 127 \cdot r) (f \cdot q_{vk}) \quad (5.2.9b)$$

dove:

$Q_{tk} - q_{tk}$  = valore caratteristico della forza centrifuga [kN - kN/m];

$Q_{vk} - q_{vk}$  = valore caratteristico dei carichi verticali [kN - kN/m];

$v$  = velocità di progetto espressa in m/s;

$V$  = velocità di progetto espressa in km/h;

$f$  = fattore di riduzione (definito in seguito);

$g$  = accelerazione di gravità in m/s<sup>2</sup>;

$r$  = è il raggio di curvatura in m.

Nel caso di curva policentrica come valore del raggio  $r$  dovrà essere assunto un valore pari al più piccolo raggio di curvatura reale che interessa la campata in esame.

La forza centrifuga sarà sempre combinata con i carichi verticali supposti agenti nella generica configurazione di carico, e non sarà incrementata dai coefficienti dinamici.

$$f = \left[ 1 - \frac{V - 120}{1000} \left( \frac{814}{V} + 1,75 \right) \cdot \left( 1 - \sqrt{\frac{2,88}{L_f}} \right) \right] \quad (5.2.10)$$

$f$  è un fattore di riduzione dato in funzione della velocità  $V$  e della lunghezza  $L_f$  di binario carico.

dove:

$L_f$  = lunghezza di influenza, in metri, della parte curva di binario carico sul ponte, che è la più sfavorevole per il progetto del generico elemento strutturale;

$f < 1$  per  $V \leq 120$  km/h o  $L_f \leq 2,88$  m;

$f = 1$  per  $120 \leq V \leq 300$  km/h e  $L_f > 2,88$  m;

$f(V) = f(300)$  per  $V > 300$  km/h.

Per il modello di carico LM 71 e per velocità di progetto superiori ai 120 km/h, saranno considerati due casi:

(a) Modello di carico LM 71 e forza centrifuga per  $V = 120$  km/h in accordo con le formule precedenti dove  $f = 1$ ;

(b) Modello di carico LM 71 e forza centrifuga calcolata secondo le precedenti espressioni per la massima velocità di progetto.

Inoltre, per ponti situati in curva, dovrà essere considerato anche il caso di assenza di forza centrifuga (convogli fermi).

#### 5.2.2.4.2 Azione laterale (Serpeggio)

La forza laterale indotta dal serpeggio si considera come una forza concentrata agente orizzontalmente, applicata alla sommità della rotaia più alta, perpendicolarmente all'asse del binario. Tale azione si applicherà sia in rettilineo che in curva.

Il valore caratteristico di tale forza sarà assunto pari a  $Q_{sk} = 100$  kN. Tale valore deve essere moltiplicato per  $\alpha$ , (se  $\alpha > 1$ ), ma non per il coefficiente  $\Phi$ .

Questa forza laterale deve essere sempre combinata con i carichi verticali.

#### 5.2.2.4.3 Azioni di avviamento e frenatura

Le forze di frenatura e di avviamento agiscono sulla sommità del binario, nella direzione longitudinale dello stesso. Dette forze sono da considerarsi uniformemente distribuite su una lunghezza di binario  $L$  determinata per ottenere l'effetto più gravoso sull'elemento strutturale considerato.

I valori caratteristici da considerare sono i seguenti:

avviamento:  $Q_{1a,k} = 33$  [kN/m]  $\cdot L$ [m]  $\leq 1000$  kN per modelli di carico LM 71, SW/0, SW/2

frenatura:  $Q_{1b,k} = 20$  [kN/m]  $\cdot L$ [m]  $\leq 6000$  kN per modelli di carico LM 71, SW/0

$Q_{1b,k} = 35$  [kN/m]  $\cdot L$ [m] per modelli di carico SW/2

Questi valori caratteristici sono applicabili a tutti i tipi di binario, sia con rotaie saldate che con rotaie giuntate, con o senza dispositivi di espansione.

Le azioni di frenatura ed avviamento saranno combinate con i relativi carichi verticali (Per modelli di carico SW/0 e SW/2 saranno tenute in conto solo le parti di struttura che sono caricate in accordo con la Fig. 5.2.2 e con la Tab. 5.2.1).

Quando la rotaia è continua ad una o ad entrambe le estremità del ponte solo una parte delle forze di frenatura ed avviamento è trasferita, attraverso l'impalcato, agli apparecchi di appoggio, la parte rimanente di queste forze è trasmessa, attraverso le rotaie, ai rilevati a tergo delle spalle. La percentuale di forze trasferite attraverso l'impalcato agli apparecchi di appoggio è valutabile con le modalità riportate nel paragrafo relativo agli effetti di interazione statica.

Nel caso di ponti a doppio binario si devono considerare due treni in transito in versi opposti, uno in fase di avviamento, l'altro in fase di frenatura.

Nel caso di ponti a più di due binari, si deve considerare:

- un primo binario con la massima forza di frenatura;
- un secondo binario con la massima forza di avviamento nello stesso verso della forza di frenatura;
- un terzo ed un quarto binario con il 50% della forza di frenatura, concorde con le precedenti;
- altri eventuali binari privi di forze orizzontali.

Per il treno scarico la frenatura e l'avviamento possono essere trascurati.

Per lunghezze di carico superiori a 300 metri dovranno essere eseguiti appositi studi per valutare i requisiti aggiuntivi da tenere in conto ai fini degli effetti di frenatura ed avviamento.

Per la determinazione delle azioni di frenatura e avviamento relative a ferrovie diverse da quelle ordinarie (ferrovie leggere, metropolitane, a scartamento ridotto, ecc.) dovranno essere eseguiti appositi studi in relazione alla singola tipologia di infrastruttura.

#### 5.2.2.5 Azioni variabili ambientali

#### 5.2.2.5.1 Azione del vento

Le azioni del vento sono definite al § 3.3 delle presenti Norme Tecniche.

Nelle stesse norme sono individuate le metodologie per valutare l'effetto dell'azione sia come effetto statico che dinamico. Le strutture andranno progettate e verificate nel rispetto di queste azioni.

Nei casi ordinari il treno viene individuato come una superficie piana continua convenzionalmente alta 4 m dal P.F., indipendentemente dal numero dei convogli presenti sul ponte.

Nel caso in cui si consideri il ponte scarico, l'azione del vento dovrà considerarsi agente sulle barriere antirumore presenti, così da individuare la situazione più gravosa.

#### 5.2.2.5.2 Temperatura

Le azioni della temperatura sono definite al § 3.5 delle presenti Norme Tecniche.

Nelle stesse norme sono individuate le metodologie per valutare l'effetto dell'azione. Le strutture andranno progettate e verificate nel rispetto di queste azioni.

Qualora non si reputi di eseguire uno studio termodinamico degli effetti della temperatura, in via approssimata, essenzialmente per la valutazione delle deformazioni e/o degli stati tensionali delle strutture correnti, possono assumersi i seguenti campi di variazione termica per la struttura.

##### a) variazione termica uniforme volumetrica

Le variazioni termiche uniformi da considerare per le opere direttamente esposte alle azioni atmosferiche, rispetto alla temperatura media dal sito, in mancanza di studi approfonditi sono da assumersi pari a:

- Impalcato in calcestruzzo, c.a. e c.a.p.	$\Delta T = \pm 15 \text{ }^\circ\text{C}$
- Impalcato in struttura mista acciaio-calcestruzzo	$\Delta T = \pm 15 \text{ }^\circ\text{C}$
- Impalcato con strutture in acciaio ed armamento su ballast	$\Delta T = \pm 20 \text{ }^\circ\text{C}$
- Impalcato con strutture in acciaio ed armamento diretto	$\Delta T = \pm 25 \text{ }^\circ\text{C}$
- Strutture in calcestruzzo	$\Delta T = \pm 15 \text{ }^\circ\text{C}$

Esclusivamente per il calcolo delle escursioni dei giunti e degli apparecchi d'appoggio la variazione di temperatura di cui al precedente capoverso dovrà essere incrementata del 50% per tutte le tipologie di impalcato.

##### b) variazione termica non uniforme

In aggiunta alla variazione termica uniforme, andrà considerato un gradiente di temperatura di 5 °C fra estradosso ed intradosso di impalcato con verso da determinare caso per caso.

Nel caso di impalcato a cassone in calcestruzzo, andrà considerata una differenza di temperatura di 5 °C con andamento lineare nello spessore delle pareti e nei due casi di temperatura interna maggiore/minore dell'esterna.

Nei ponti a struttura mista acciaio-calcestruzzo, andrà considerata anche una differenza di temperatura di 5 °C tra la soletta in calcestruzzo e la trave in acciaio.

Anche per le pile si dovrà tenere conto degli effetti dovuti ai fenomeni termici e di ritiro differenziale.

Per le usuali tipologie di pile cave, salvo più accurate determinazioni, si potranno adottare le ipotesi approssimate di seguito descritte:

- differenza di temperatura tra interno ed esterno pari a 10 °C (con interno più caldo dell'esterno o viceversa), considerando un modulo elastico E non ridotto;

- ritiro differenziale fusto-fondazione (fusto-pulvino), considerando un plinto (pulvino) parzialmente stagionato, che non ha, quindi, ancora esaurito la relativa deformazione da ritiro.

Conseguentemente a tale situazione si potrà considerare un valore di ritiro differenziale pari al 50% di quello a lungo termine, considerando un valore convenzionale del modulo di elasticità pari ad 1/3 di quello misurato;

- variazione termica uniforme tra fusto, pila e zattera interrata pari a 5 °C (zattera più fredda della pila e viceversa) con variazione lineare tra l'estradosso zattera di fondazione ed una altezza da assumersi, in mancanza di determinazioni più precise, pari a 5 volte lo spessore della parete della pila.

Per la verifica delle deformazioni orizzontali e verticali degli impalcati, con l'esclusione delle analisi di comfort, dovranno considerarsi delle differenze di temperatura fra estradosso ed intradosso e fra le superfici laterali più esterne degli impalcati di 10 °C. Per tali differenze di temperatura potrà assumersi un andamento lineare fra i detti estremi, considerando gli stessi gradienti termici diretti sia in un verso che nell'altro.

Per il calcolo degli effetti di interazione statica binario-struttura, si potranno considerare i seguenti effetti termici sul binario:

- in assenza di apparecchi di dilatazione del binario, si potrà considerare nulla la variazione termica nel binario, essendo essa ininfluente ai fini della valutazione delle reazioni nei vincoli fissi e delle tensioni aggiuntive nelle rotaie e non generando essa scorrimenti relativi binario-impalcato;

- in presenza di apparecchi di dilatazione del binario, si assumeranno variazioni termiche del binario pari a +30 °C e -40 °C rispetto alla temperatura di regolazione del binario stesso. Nel caso di impalcato in acciaio esse dovranno essere applicate contemporaneamente alle variazioni termiche dell'impalcato e con lo stesso segno. Nel caso di impalcati in c.a.p. o misti in acciaio-calcestruzzo, occorrerà considerare, tra le due seguenti, la condizione più sfavorevole nella combinazione con le altre azioni: nella prima è nulla la variazione termica nell'impalcato e massima (positiva o negativa) quella nella rotaia, nella seconda è nulla la variazione termica nella rotaia e massima (positiva o negativa) quella nell'impalcato.

Ai fini delle verifiche di interazione, le massime variazioni termiche dell'impalcato rispetto alla temperatura dello stesso all'atto della regolazione del binario, possono essere assunte pari a quelle indicate in precedenza, in funzione dei materiali costituenti l'opera e della tipologia di armamento. Beninteso, quanto innanzi esplicitato trova applicazione quando la regolazione del binario viene eseguita nei periodi stagionali nei quali il ponte viene a trovarsi approssimativamente in condizioni di temperatura media. In generale si possono ritenere trascurabili, e comunque in favore di sicurezza, gli effetti del gradiente termico lungo l'altezza dell'impalcato.

#### 5.2.2.6 Effetti di interazione statica Treno-Binario-Struttura

Nei casi in cui si abbia continuità delle rotaie tra il ponte ed il rilevato a tergo delle spalle ad una o ad entrambe le estremità del ponte (ipotesi di assenza, ad uno o ad entrambi gli estremi del ponte, di apparecchi di dilatazione del binario) si dovrà tenere conto degli effetti di interazione tra binario e struttura che inducono forze longitudinali nella rotaia e nella sottostruttura del ponte (sistemi fondazione - pila - apparecchio di appoggio, fondazione - spalla - apparecchio di appoggio) e scorrimenti longitudinali tra binario e impalcato che interessano il mezzo di collegamento (ballast e/o attacco).

Le suddette azioni dovranno essere portate in conto nel progetto di tutti gli elementi della struttura (impalcati, apparecchi d'appoggio, pile, spalle, fondazioni, ecc.) e dovranno essere tali da non compromettere le condizioni di servizio del binario (tensioni nella rotaia, scorrimenti binario-impalcato).

Devono essere considerati gli effetti di interazione binario-struttura prodotti da:

- frenatura ed avviamento dei treni;

- variazioni termiche della struttura e del binario;

- deformazioni dovute ai carichi verticali.

Gli effetti di interazione prodotti da viscosità e ritiro nelle strutture in c.a. e c.a.p. dovranno essere presi in conto, ove rilevanti.

La rigidità del sistema appoggio/pile/fondazioni, da considerare per la valutazione degli effetti delle interazioni statiche, dovrà essere calcolata trascurando lo scalzamento nel caso di pile in alveo.

Al fine di garantire la sicurezza del binario rispetto a fenomeni di instabilità per compressione e rottura per trazione della rotaia, nonché rispetto ad eccessivi scorrimenti nel ballast, causa di un suo rapido deterioramento, occorre che vengano rispettati i limiti sull'incremento delle tensioni nel binario e sugli spostamenti relativi tra binario ed estradosso dell'impalcato o del rilevato forniti dal Gestore dell'Infrastruttura che specificherà modalità e parametri di controllo in funzione delle caratteristiche dell'infrastruttura e della tipologia di armamento (rotaie, traverse, attacchi) e della presenza o meno del ballast.

La verifica di sicurezza del binario andrà condotta considerando la combinazione caratteristica (SLE), adottando per le azioni termiche coefficienti  $\psi_{oi} = 1,0$ .

#### 5.2.2.7 Effetti aerodinamici associati al passaggio dei convogli ferroviari

Il passaggio dei convogli ferroviari induce sulle superfici situate in prossimità della linea ferroviaria (per esempio barriere antirumore) onde di pressione e depressione secondo gli schemi riportati nel seguito.

Le azioni possono essere schematizzate mediante carichi equivalenti agenti nelle zone prossime alla testa ed alla coda del treno nei casi in cui, in ragione della velocità della linea, non si instaurino amplificazioni dinamiche significative per il comportamento degli elementi strutturali investiti dalle azioni aerodinamiche. Esse dovranno essere utilizzate per il progetto delle barriere e delle relative strutture di sostegno (cordoli, solette, fondazioni, ecc.).

I carichi equivalenti sono considerati valori caratteristici delle azioni.

In ogni caso le azioni aerodinamiche dovranno essere cumulate con l'azione del vento come indicato al punto 5.2.3.3.2.

##### 5.2.2.7.1 Superfici verticali parallele al binario

I valori caratteristici dell'azione  $\pm q_{1k}$  relativi a superfici verticali parallele al binario sono forniti in Fig. 5.2.8 in funzione della distanza  $a_g$  dall'asse del binario più vicino.

Scarica il file

Figura 5.2.8 - Valori caratteristici delle azioni  $\pm q_{1k}$  per superfici verticali parallele al binario

I suddetti valori sono relativi a treni con forme aerodinamiche sfavorevoli; per i casi di forme aerodinamiche favorevoli, questi valori dovranno essere corretti per mezzo del fattore  $K_1$ , ove:

$k_1 = 0,85$  per convogli formati da carrozze con sagoma arrotondata;

$k_1 = 0,60$  per treni aerodinamici.

Se l'altezza di un elemento strutturale (o parte della sua superficie di influenza) è  $\leq 1,0$  m o se la larghezza è  $\leq 2,50$  m, l'azione  $q_{1k}$  deve essere incrementata del fattore  $k_2 = 1,3$ .

##### 5.2.2.7.2 Superfici orizzontali al di sopra del binario

I valori caratteristici dell'azione  $\pm q_{2k}$  relativi a superfici orizzontali al di sopra del binario, sono forniti in Fig. 5.2.9 in funzione della distanza  $h_g$  della superficie inferiore della struttura dal PF.

La larghezza d'applicazione del carico per gli elementi strutturali da considerare si estende sino a 10 m da ciascun lato a partire dalla mezzzeria del binario.

Per convogli transianti in due direzioni opposte le azioni saranno sommate. Nel caso di presenza di più binari andranno considerati solo due binari.

Anche l'azione  $q_{2k}$  andrà ridotta del fattore  $k_1$ , in accordo a quanto previsto nel precedente § 5.2.2.6.1.

Le azioni agenti sul bordo di elementi nastriformi che attraversano i binari, come ad esempio le passerelle, possono essere ridotte con un fattore pari a 0,75 per una larghezza fino a 1,50 m.

### 5.2.2.7.3 Superfici orizzontali adiacenti il binario

I valori caratteristici dell'azione  $\pm q_{3k}$ , relativi a superfici orizzontali adiacenti il binario, sono forniti in Fig. 5.2.10 e si applicano indipendentemente dalla forma aerodinamica del treno.

Scarica il file

Figura 5.2.9 - Valori caratteristici delle azioni  $q_{2k}$  per superfici orizzontali al di sopra del binario

Scarica il file

Figura 5.2.10 - Valori caratteristici delle azioni  $q_{3k}$  per superfici orizzontali adiacenti il binario

Per tutte le posizioni lungo le superfici da progettare,  $q_{3k}$  si determinerà come una funzione della distanza  $a_g$  dall'asse del binario più vicino. Le azioni saranno sommate, se ci sono binari su entrambi i lati dell'elemento strutturale da calcolare.

Se la distanza  $h_g$  supera i 3,80 m l'azione  $q_{3k}$  può essere ridotta del fattore  $k_3$ :

$$k_3 = (7,5 - h_g) / 3,7 \text{ per } 3,8 \text{ m} < h_g < 7,5 \text{ m};$$

$$k_3 = 0 \text{ per } h_g \geq 7,5 \text{ m},$$

dove  $h_g$  rappresenta la distanza dal P.F. alla superficie inferiore della struttura.

### 5.2.2.7.4 Strutture con superfici multiple a fianco del binario sia verticali che orizzontali o inclinate

I valori caratteristici dell'azione  $\pm q_{4k}$ , sono forniti in Fig. 5.2.11 e si applicano ortogonalmente alla superficie considerata. Le azioni sono determinate secondo quanto detto nel precedente § 5.2.2.6.1 adottando una distanza fittizia dal binario pari a

$$a'_g = 0,6 \min a_g + 0,4 \max a_g \text{ (5.2.10)}$$

Le distanze  $\min a_g$ ,  $\max a_g$  sono indicate in Fig. 5.2.11.

Scarica il file

Figura 5.2.11 - Definizione della distanza  $\max a_g$  e  $\min a_g$  dall'asse del binario

Nei casi in cui  $\max a_g > 6 \text{ m}$  si adotterà  $\max a_g = 6,0 \text{ m}$

I coefficienti  $k_1$  e  $k_2$  sono gli stessi definiti al precedente § 5.2.2.6.1.

### 5.2.2.7.5 Superfici che circondano integralmente il binario per lunghezze inferiori a 20 m

In questo caso, tutte le azioni si applicheranno indipendentemente dalla forma aerodinamica del treno nel modo seguente:

- sulle superfici verticali  $\pm k_4 \cdot q_{1k}$ , per tutta l'altezza dell'elemento, con:

$q_{1k}$  determinato in accordo con il punto 5.2.2.6.1 e  $k_4 = 2$ ;

- sulla superficie orizzontale  $\pm k^5 \cdot q_{2k}$ , con:

$q_{2k}$  determinato in accordo con il punto 5.2.2.6.2;

$k^5 = 2,5$  se la struttura racchiude un solo binario;

$k^5 = 3,5$  se la struttura racchiude due binari.

#### 5.2.2.8 Azioni sismiche

Per le azioni sismiche si devono rispettare le prescrizioni di cui al § 3.2. e al § 7.9.

Per la determinazione degli effetti di tali azioni si farà di regola riferimento alle sole masse corrispondenti ai pesi propri ed ai sovraccarichi permanenti, considerando con un coefficiente  $\psi_2 = 0,2$  il valore quasi permanente delle masse corrispondenti ai carichi da traffico.

#### 5.2.2.9 Azioni eccezionali

##### 5.2.2.9.1 Rottura della catenaria

Si dovrà considerare l'eventualità che si verifichi la rottura della catenaria nel punto più sfavorevole per la struttura del ponte. La forza trasmessa alla struttura in conseguenza di un simile evento si considererà come una forza di natura statica agente in direzione parallela all'asse dei binari, di intensità pari a  $\pm 20$  kN e applicata sui sostegni alla quota del filo.

In funzione del numero di binari presenti sull'opera si assumerà la rottura simultanea di:

1 catenaria per ponti con un binario;

2 catenarie per ponti con un numero di binari compreso fra 2 e 6;

3 catenarie per ponti con più di sei binari.

Nelle verifiche saranno considerate rotte le catenarie che determinano l'effetto più sfavorevole.

##### 5.2.2.9.2 Deragliamenti al di sopra del ponte

Oltre a considerare i modelli di carico verticale da traffico ferroviario, ai fini della verifica della struttura si dovrà tenere conto della possibilità alternativa che un locomotore o un carro pesante deragli, esaminando separatamente le due seguenti situazioni di progetto:

Caso 1: Si considerano due carichi verticali lineari  $q_{A1d} = 60$  kN/m (comprensivo dell'effetto dinamico) ciascuno.

Trasversalmente i carichi distano fra loro di  $S$  (scartamento del binario) e possono assumere tutte le posizioni comprese entro i limiti indicati in Fig. 5.2.12.

Per questa condizione sono tollerati danni locali, purché possano essere facilmente riparati, mentre sono da evitare danneggiamenti delle strutture portanti principali.

Caso 2: Si considera un unico carico lineare  $q_{A2d} = 80$  kN/m  $\cdot 1,4$  esteso per 20 m e disposto con una eccentricità massima, lato esterno, di 1,5 s rispetto all'asse del binario (Fig. 5.2.13). Per questa condizione convenzionale di carico andrà verificata la stabilità globale dell'opera, come il ribaltamento d'impalcato, il collasso della soletta, ecc.

Per impalcati metallici con armamento diretto, il caso 2 dovrà essere considerato solo per le verifiche globali.

Scarica il file

Figura 5.2.12 - Caso 1

Scarica il file

Figura 5.2.13 - Caso 2

##### 5.2.2.9.3 Deragliamenti al di sotto del ponte

Nel posizionamento degli elementi strutturali in adiacenza della ferrovia, ad eccezione delle gallerie artificiali a parete continua, occorre tenere conto che per una zona di larghezza di 3,5 m misurata perpendicolarmente dall'asse del binario più vicino, vige il divieto di edificabilità.

A distanze superiori di 4,50 m è consentita la realizzazione di pilastri isolati. Per distanze intermedie dovranno essere previsti elementi strutturali aventi rigidezza via via crescenti con il diminuire della distanza dal binario.

Le azioni prodotte dal treno deragliato sugli elementi verticali di sostegno adiacenti la sede ferroviaria sono indicate al § 3.6.3.4.

#### 5.2.2.10 Azioni indirette

##### 5.2.2.10.1 Distorsioni

Le distorsioni, quali ad esempio i cedimenti vincolari artificialmente provocati e non, sono da considerarsi azioni permanenti. Nei ponti in c.a., c.a.p. e a struttura mista i loro effetti vanno valutati tenendo conto dei fenomeni di viscosità.

##### 5.2.2.10.2 Ritiro e viscosità

I coefficienti di ritiro e viscosità finali, salvo sperimentazione diretta, sono quelli indicati nel § 11.1.

Qualora si debba provvedere al calcolo dell'ampiezza dei giunti e della corsa degli apparecchi di appoggio, gli effetti del ritiro e della viscosità dovranno essere valutati incrementando del 50% i valori di cui al precedente capoverso.

##### 5.2.2.10.3 Resistenze parassite nei vincoli

Nel calcolo delle pile, delle spalle, delle fondazioni, degli stessi apparecchi d'appoggio e, se del caso, dell'impalcato, si devono considerare le forze che derivano dalle resistenze parassite dei vincoli. Le forze indotte dalla resistenza parassita nei vincoli saranno da esprimere in funzione del tipo di appoggio e del sistema di vincolo dell'impalcato.

#### 5.2.3 PARTICOLARI PRESCRIZIONI PER LE VERIFICHE

##### 5.2.3.1 Combinazione dei treni di carico e delle azioni da essi derivate per più binari

###### 5.2.3.1.1 Numero di binari

Salvo diversa prescrizione progettuale ciascun ponte dovrà essere progettato per il maggior numero di binari geometricamente compatibile con la larghezza dell'impalcato, a prescindere dal numero di binari effettivamente presenti.

###### 5.2.3.1.2 Numero di treni contemporanei

Nella progettazione dei ponti andrà considerata l'eventuale contemporaneità di più treni, secondo quanto previsto nella Tab. 5.2.III. Considerando, in genere, sia il traffico normale che il traffico pesante.

Tabella 5.2.III - Carichi mobili in funzione del numero di binari presenti sul ponte

Numero di binari	Binari Carichi	Traffico normale		Traffico pesante (2)
		caso a (1)	caso b (1)	
1	Primo	1,0 (LM 71 "+" SW/0")		1,0 SW/2
	Primo	1,0 (LM 71 "+" SW/0")		1,0 SW/2
2	secondo	1,0 (LM 71 "+" SW/0")		1,0 (LM 71 "+" SW/0")
	Primo	1,0 (LM 71 "+" SW/0")	0,75 (LM 71 "+" SW/0")	1,0 SW/2
≥ 3	secondo	1,0 (LM 71 "+" SW/0")	0,75 (LM 71 "+" SW/0")	1,0 (LM 71 "+" SW/0")
	Altri		0,75 (LM 71 "+" SW/0")	

(1) LM71 "+" SW/0 significa considerare il più sfavorevole fra i treni LM 71, SW/0

(2) Salvo i casi in cui sia esplicitamente escluso

Per strutture con 3 o più binari dovranno considerarsi due distinte condizioni:



- la prima che prevede carichi solo due binari (primo e secondo) considerando gli effetti peggiori tra il caso «a» ed il traffico pesante;
- la seconda che prevede tutti i binari carichi con l'entità del carico corrispondente a quello fissato nel caso «b».

Come «primo» binario si intende quello su cui dispone il treno più pesante per avere i massimi effetti sulla struttura. Per «secondo» binario si intende quello su cui viene disposto il secondo treno per avere, congiuntamente con il primo, i massimi effetti sulla struttura; pertanto, il «primo» e il «secondo» binario possono anche non essere contigui nel caso di ponti con 3 o più binari.

Qualora la presenza del secondo treno o, eventualmente, dei successivi, riduca l'effetto in esame, essi non vanno considerati presenti.

Tutti gli effetti delle azioni dovranno determinarsi con i carichi e le forze disposti nelle posizioni più sfavorevoli. Azioni che producano effetti favorevoli saranno trascurate (ad eccezione dei casi in cui si considerino i treni di carico SW i quali debbono considerarsi applicati per l'intera estensione del carico).

#### 5.2.3.1.3 Simultaneità delle azioni da traffico - valori caratteristici delle azioni combinate in gruppi di carichi

Gli effetti dei carichi verticali dovuti alla presenza dei convogli vanno sempre combinati con le altre azioni derivanti dal traffico ferroviario, adottando i coefficienti indicati in Tab. 5.2.IV.

Il carico verticale, nel caso di ponti con più binari, è quello che si ottiene con i treni specificati nella Tab. 5.2.III.

Nella valutazione degli effetti di interazione, alle azioni conseguenti all'applicazione dei carichi da traffico ferroviario si adotteranno gli stessi coefficienti parziali dei carichi che li generano.

#### Tabella 5.2.IV - Valutazione dei carichi da traffico

Scarica il file

I valori fra parentesi indicati nella Tab. 5.2.IV vanno assunti quando l'azione risulta favorevole nei riguardi della verifica che si sta svolgendo.

Il gruppo 4 è da considerarsi esclusivamente per le verifiche a fessurazione. I valori indicati fra parentesi si assumeranno pari a: (0,6) per impalcati con 2 binari carichi e (0,4) per impalcati con tre o più binari carichi.

#### 5.2.3.1.4 Valori rari e frequenti delle azioni da traffico ferroviario

Le azioni derivanti da ciascuno dei gruppi di carico definiti nella Tab. 5.2.IV sono da intendersi come un'unica azione caratteristica da utilizzarsi nella definizione dei valori rari e frequenti.

#### 5.2.3.1.5 Valori quasi-permanenti delle azioni da traffico ferroviario

I valori quasi permanenti delle azioni da traffico ferroviario possono assumersi uguali a 0, fatta eccezione per le combinazioni eccezionali e sismiche.

#### 5.2.3.1.6 Azioni da traffico ferroviario in situazioni transitorie

Nelle verifiche di progetto per situazioni transitorie dovute alla manutenzione dei binari o del ponte, i valori caratteristici delle azioni da traffico, caso per caso, sono da concordarsi con l'autorità ferroviaria.

#### 5.2.3.2 Verifiche alle tensioni ammissibili

Per i ponti ferroviari non è ammesso il metodo di verifica alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7.

#### 5.2.3.3 Verifiche agli SLU e SLE

##### 5.2.3.3.1 Requisiti concernenti gli SLU

Per le verifiche agli stati limite ultimi si adottano i valori dei coefficienti parziali in Tab. 5.2.V e i coefficienti di combinazione  $\psi$  in Tab. 5.2.VI.

Tabella 5.2.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU, eccezionali e sismica

		Coefficiente	EQU (1)	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali (2)	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast (3)	favorevoli	$\gamma_B$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico (4)	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 (5)	0,20 (5)
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevoli	$\gamma_P$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 (6)	1,00 (7)	1,00	1,00	1,00

(1) Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.

(2) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

(3) Quando si prevedono variazioni significative del carico dovute al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.

(4) Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico  $g_r$  della tab. 5.2.IV.

(5) Aliquota di carico da traffico da considerare.

(6) 1,30 per instabilità in strutture con precomposizione esterna.

(7) 1,20 per effetti locali.

Nella Tab. 5.2.V il significato dei simboli è il seguente:

$\gamma_{G1}$  coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;

$\gamma_{G2}$  coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

$\gamma_B$  coefficiente parziale del peso proprio del ballast;

$\gamma_Q$  coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;

$\gamma_{Qi}$  coefficiente parziale delle azioni variabili.

#### 5.2.3.3.2 Requisiti concernenti gli SLE

L'assetto di una struttura, da valutarsi in base alle combinazioni di carico previste dalla presente norma, deve risultare compatibile con la geometria della struttura stessa in relazione alle esigenze dei convogli ferroviari.

Per le verifiche agli stati limite d'esercizio si adottano i valori dei coefficienti parziali in Tab. 5.2.VI.

Ove necessario in luogo dei gruppi delle azioni da traffico ferroviario definiti in Tab. 5.2.IV possono considerarsi le singole azioni con i coefficienti di combinazione indicati in Tab. 5.2.VII.

Tabella 5.2.VI - Coefficienti di combinazione delle azioni

Azioni		$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0

Gruppi di carico	gr <sub>1</sub>	0,80 (2)	0,80 (1)	0,0
	gr <sub>2</sub>	0,80 (2)	0,80 (1)	-
	gr <sub>3</sub>	0,80 (2)	0,80 (1)	0,0
	gr <sub>4</sub>	1,00	1,00	0,0
Azioni del vento	F <sub>wk</sub>	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T <sub>k</sub>	0,60	0,60	0,50

(1) 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

(2) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti  $\psi_0$  relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Tabella 5.2.VII - Ulteriori coefficienti di combinazione  $\psi$  delle azioni

Azioni	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$	
Azioni	Treno di carico LM 71	0,80 (3)	(1)	0,0
	Treno di carico SW/0	0,80 (3)	0,80	0,0
Azioni singole da traffico	Treno di carico SW/2	0,80 (3)	0,80	0,0
	Treno scarico	1,00 (3)	-	-
	Centrifuga	(2) (3)	(2)	(2)
	Azione laterale (serpeggio)	1,00 (3)	0,80	0,0

(1) 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

(2) Si usano gli stessi coefficienti  $\psi$  adottati per i carichi che provocano dette azioni.

(3) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti  $\psi_0$  relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Per la valutazione degli effetti dell'interazione si usano gli stessi coefficienti adottati per le azioni che provocano dette interazioni e cioè: temperatura, carichi verticali da traffico ferroviario, frenatura.

In ogni caso le azioni aerodinamiche devono essere cumulate con l'azione del vento. L'azione risultante dovrà essere maggiore di un valore minimo, funzione della velocità della linea e comunque di 1,5 kN/m<sup>2</sup> sia nella verifica agli SLE (combinazione caratteristica) sia nella verifica agli SLU con  $\gamma_Q = 1,00$  e  $\gamma_{Qi} = 1,00$ .

#### 5.2.3.3.2.1 Stati limite di esercizio per la sicurezza del traffico ferroviario

##### Accelerazioni verticali dell'impalcato

Questa verifica è richiesta per opere sulle quali la velocità di esercizio è superiore ai 200 km/h o quando la frequenza propria della struttura non è compresa nei limiti indicati nella Fig. 5.2.7. La verifica, quando necessaria, dovrà essere condotta considerando convogli reali.

In mancanza di ulteriori specificazioni, per ponti con armamento su ballast, non devono registrarsi accelerazioni verticali superiori a 3,5 m/s<sup>2</sup> nel campo di frequenze da 0 a 20 Hz.

##### Deformazioni torsionali dell'impalcato

La torsione dell'impalcato del ponte è calcolata considerando il treno di carico LM 71 incrementato con il corrispondente coefficiente dinamico.

##### Scarica il file

#### Figura 5.2.14 - Sghembo ammissibile

Il massimo sghembo, misurato su una lunghezza di 3 m e considerando le rotaie solidali all'impalcato (Fig. 5.2.14), non deve eccedere i seguenti valori:

per	$V \leq 120$ km/h;	$t \leq 4,5$ mm/3m
per 120	$< V \leq 200$ km/h;	$t \leq 3,0$ mm/3m

per  $V > 200$  km/h;  $t \leq 1,5$  mm/3m

Per velocità  $V > 200$  km/h si deve inoltre verificare che per convogli reali, moltiplicati per il relativo incremento dinamico, risulti  $t \leq 1,2$  mm/3m.

In mancanza di ulteriori specifiche, lo sghembo complessivo dovuto alla geometria del binario (curve di transizione) e quello dovuto alla deformazione dell'impalcato, non deve comunque eccedere i 6 mm/3 m.

Inflessione nel piano orizzontale dell'impalcato

Considerando la presenza del treno di carico LM 71, incrementato con il corrispondente coefficiente dinamico, l'azione del vento, la forza laterale (serpeggio), la forza centrifuga e gli effetti della variazione di temperatura lineare fra i due lati dell'impalcato stabilita al § 5.2.2.4, l'inflessione nel piano orizzontale dell'impalcato non deve produrre:

- una variazione angolare maggiore di quella fornita nella successiva Tab. 5.2.VIII;
- un raggio di curvatura orizzontale minore dei valori di cui alla citata tabella.

Tabella 5.2.VIII - Massima variazione angolare e minimo raggio di curvatura

Velocità [km/h]	Variazione Angolare massima	Raggio minimo di curvatura	
		Singola campata	Più campate
$V \leq 120$	0,0035 rd	1700 m	3500 m
$120 < V \leq 200$	0,0020 rd	6000 m	9500 m
$200 < V$	0,0015 rd	14000 m	17500 m

Il raggio di curvatura, nel caso di impalcato a semplice appoggio, è dato dalla seguente espressione:

$$R = L^2 / 8 \delta_h \quad (5.2.11)$$

dove  $\delta_h$  rappresenta la freccia orizzontale.

La freccia orizzontale deve includere anche l'effetto della deformazione della sottostruttura del ponte (pile, spalle e fondazioni), qualora esso sia sfavorevole alla verifica.

#### 5.2.3.3.3 Verifiche allo stato limite di fatica

Per strutture e elementi strutturali che presentano dettagli sensibili a fenomeni di fatica vanno effettuate opportune verifiche nei confronti di questo fenomeno.

Le verifiche saranno condotte considerando idonei spettri di carico. La determinazione dell'effettivo spettro di carico da considerare nella verifica del ponte dovrà essere effettuata in base alle caratteristiche funzionali e d'uso della infrastruttura ferroviaria cui l'opera appartiene.

#### 5.2.3.3.4 Verifiche allo stato limite di fessurazione

Per assicurare la funzionalità e la durabilità delle strutture viene prefissato uno stato limite di fessurazione commisurato alle condizioni ambientali, di sollecitazione e di ispezionabilità, nonché alla sensibilità delle armature. Tali verifiche vengono condotte per le azioni da traffico gruppo 4 Tab. 5.2.IV.

## Norme tecniche - 6. PROGETTAZIONE GEOTECNICA

### 6.1 DISPOSIZIONI GENERALI

#### 6.1.1 OGGETTO DELLE NORME

Il presente capitolo riguarda il progetto e la realizzazione:

- delle opere di fondazione;
- delle opere di sostegno;
- delle opere in sotterraneo;
- delle opere e manufatti di materiali sciolti naturali;
- dei fronti di scavo;
- del miglioramento e rinforzo dei terreni e degli ammassi rocciosi;
- del consolidamento dei terreni interessanti opere esistenti, nonché la valutazione della sicurezza dei pendii e la fattibilità di opere che hanno riflessi su grandi aree.

#### 6.1.2 PRESCRIZIONI GENERALI

Le scelte progettuali devono tener conto delle prestazioni attese delle opere, dei caratteri geologici del sito e delle condizioni ambientali.

I risultati dello studio rivolto alla caratterizzazione e modellazione geologica, di cui al § 6.2.1. devono essere esposti in una specifica relazione geologica.

Le analisi di progetto devono essere basate su modelli geotecnici dedotti da specifiche indagini e prove che il progettista deve definire in base alle scelte tipologiche dell'opera o dell'intervento e alle previste modalità esecutive.

Le scelte progettuali, il programma e i risultati delle indagini, la caratterizzazione e la modellazione geotecnica, di cui al § 6.2.2, unitamente ai calcoli per il dimensionamento geotecnico delle opere e alla descrizione delle fasi e modalità costruttive, devono essere illustrati in una specifica relazione geotecnica.

#### 6.2 ARTICOLAZIONE DEL PROGETTO

Il progetto delle opere e dei sistemi geotecnici deve articolarsi nelle seguenti fasi:

- 1 caratterizzazione e modellazione geologica del sito;
- 2 scelta del tipo di opera o d'intervento e programmazione delle indagini geotecniche;
- 3 caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e delle rocce e definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo;
- 4 descrizione delle fasi e delle modalità costruttive;
- 5 verifiche della sicurezza e delle prestazioni;
- 6 piani di controllo e monitoraggio.

##### 6.2.1 CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO

La caratterizzazione e la modellazione geologica del sito consiste nella ricostruzione dei caratteri litologici, stratigrafici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici e, più in generale, di pericolosità geologica del territorio.

In funzione del tipo di opera o di intervento e della complessità del contesto geologico, specifiche indagini saranno finalizzate alla documentata ricostruzione del modello geologico.

Esso deve essere sviluppato in modo da costituire utile elemento di riferimento per il progettista per inquadrare i problemi geotecnici e per definire il programma delle indagini geotecniche.

Metodi e risultati delle indagini devono essere esaurientemente esposti e commentati in una relazione geologica.

### 6.2.2 INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA

Le indagini geotecniche devono essere programmate in funzione del tipo di opera e/o di intervento e devono riguardare il volume significativo di cui al § 3.2.2, e devono permettere la definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo necessari alla progettazione.

I valori caratteristici delle grandezze fisiche e meccaniche da attribuire ai terreni devono essere ottenuti mediante specifiche prove di laboratorio su campioni indisturbati di terreno e attraverso l'interpretazione dei risultati di prove e misure in sito.

Per valore caratteristico di un parametro geotecnico deve intendersi una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro nello stato limite considerato.

Per modello geotecnico si intende uno schema rappresentativo delle condizioni stratigrafiche, del regime delle pressioni interstiziali e della caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e delle rocce comprese nel volume significativo, finalizzato all'analisi quantitativa di uno specifico problema geotecnico.

E' responsabilità del progettista la definizione del piano delle indagini, la caratterizzazione e la modellazione geotecnica.

Le indagini e le prove devono essere eseguite e certificate dai laboratori di cui all'*art. 59 del DPR 6 giugno 2001, n. 380*. I laboratori su indicati fanno parte dell'elenco depositato presso il Servizio Tecnico Centrale del Ministero delle Infrastrutture.

Nel caso di costruzioni o di interventi di modesta rilevanza, che ricadano in zone ben conosciute dal punto di vista geotecnico, la progettazione può essere basata sull'esperienza e sulle conoscenze disponibili, ferma restando la piena responsabilità del progettista su ipotesi e scelte progettuali.

### 6.2.3 VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI

Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) e le analisi relative alle condizioni di esercizio (SLE) devono essere effettuate nel rispetto dei principi e delle procedure seguenti.

#### 6.2.3.1 Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d \quad (6.2.1)$$

dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

$$E_d = E [\gamma_F F_k ; X_k / \gamma_M ; a_d] \quad (6.2.2a)$$

ovvero

$$E_d = \gamma_E \cdot E [F_k ; X_k / \gamma_M ; a_d] \quad (6.2.2b)$$

con  $\gamma_E = \gamma_F$ , e dove  $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

$$R_d = 1 / \gamma_R / R [\gamma_F F_k ; X_k / \gamma_M ; a_d] \quad (6.2.3)$$

Effetto delle azioni e resistenza sono espresse in funzione delle azioni di progetto  $\gamma_F F_k$ , dei parametri di progetto  $X_k / \gamma_M$  e della geometria di progetto  $a_d$ . L'effetto delle azioni può anche essere valutato direttamente come  $E_d = E_k \cdot \gamma_E$ . Nella formulazione della resistenza  $R_d$ , compare esplicitamente un coefficiente  $\gamma_R$  che opera direttamente sulla resistenza del sistema.

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima combinazione è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

#### 6.2.3.1.1 Azioni

I coefficienti parziali  $\gamma_F$  relativi alle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.I Ad essi deve essere fatto riferimento con le precisazioni riportate nel § 2.6.1. Si deve comunque intendere che il terreno e l'acqua costituiscono carichi permanenti (strutturali) quando, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di peso, resistenza e rigidità.

Nella valutazione della combinazione delle azioni i coefficienti di combinazione  $\psi_{ij}$  devono essere assunti come specificato nel Cap. 2.

Tabella 6.2.I - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

#### 6.2.3.1.2 Resistenze

Il valore di progetto della resistenza  $R_d$  può essere determinato:

a) in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale  $\gamma_M$  specificato nella successiva Tab. 6.2.II e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;

b) in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;

c) sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera.

Tabella 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4

Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0
---------------------------	----------	-----------------	-----	-----

Per le rocce, al valore caratteristico della resistenza a compressione uniaassiale  $q_u$  deve essere applicato un coefficiente parziale  $\gamma_{qu} = 1,6$ .

Per gli ammassi rocciosi e per i terreni a struttura complessa, nella valutazione della resistenza caratteristica occorre tener conto della natura e delle caratteristiche geometriche e di resistenza delle discontinuità strutturali.

#### 6.2.3.2 Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi idraulici

Le opere geotecniche devono essere verificate nei confronti dei possibili stati limite di sollevamento o di sifonamento.

Per la stabilità al sollevamento deve risultare che il valore di progetto dell'azione instabilizzante  $V_{inst,d}$ , combinazione di azioni permanenti ( $G_{inst,d}$ ) e variabili ( $Q_{inst,d}$ ), sia non maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti ( $G_{stb,d}$ ) e delle resistenze ( $R_d$ ):

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d \quad (6.2.4)$$

$$\text{dove } V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d} \quad (6.2.5)$$

Per le verifiche di stabilità al sollevamento, i relativi coefficienti parziali sulle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.III. Tali coefficienti devono essere combinati in modo opportuno con quelli relativi ai parametri geotecnici (M2).

Tabella 6.2.III - Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	SOLLEVAMENTO (UPL)
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9
	Sfavorevole		1,1
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0
	Sfavorevole		1,5
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0
	Sfavorevole		1,5

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Il controllo della stabilità al sifonamento si esegue verificando che il valore di progetto della pressione interstiziale instabilizzante ( $U_{inst,d}$ ) risulti non superiore al valore di progetto della tensione totale stabilizzante ( $\sigma_{stb,d}$ ), tenendo conto dei coefficienti parziali della Tab. 6.2.IV:

$$U_{inst,d} \leq \sigma_{stb,d} \quad (6.2.6)$$

In entrambe le verifiche, nella valutazione delle pressioni interstiziali, si devono assumere le condizioni più sfavorevoli, considerando i possibili effetti delle successioni stratigrafiche sul regime di pressione dell'acqua.

Nelle verifiche al sifonamento, in presenza di adeguate conoscenze sul regime delle pressioni interstiziali, i coefficienti di sicurezza minimi sono indicati nella Tab. 6.2.IV. Valori superiori possono essere assunti e giustificati tenendo presente della pericolosità del fenomeno in relazione alla natura del terreno nonché dei possibili effetti della condizione di collasso.

#### 6.2.3.3. Verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE)

Le opere e i sistemi geotecnici di cui al § 6.1.1 devono essere verificati nei confronti degli stati limite di esercizio. A tale scopo, il progetto deve esplicitare le prescrizioni relative agli spostamenti compatibili e le prestazioni attese per l'opera stessa.

Il grado di approfondimento dell'analisi di interazione terreno-struttura è funzione dell'importanza dell'opera.

Per ciascun stato limite di esercizio deve essere rispettata la condizione



$$E_d \leq C_d \quad (6.2.7)$$

dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'effetto delle azioni e  $C_d$  è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni. Quest'ultimo deve essere stabilito in funzione del comportamento della struttura in elevazione.

Tabella 6.2.IV - Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sifonamento

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	SIFONAMENTO (HYD)
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9
	Sfavorevole		1,3
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0
	Sfavorevole		1,5
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0
	Sfavorevole		1,5

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

#### 6.2.4 IMPIEGO DEL METODO OSSERVAZIONALE

Nei casi in cui a causa della particolare complessità della situazione geotecnica e dell'importanza e impegno dell'opera, dopo estese ed approfondite indagini permangano documentate ragioni di incertezza risolvibili solo in fase costruttiva, la progettazione può essere basata sul metodo osservazionale.

Nell'applicazione di tale metodo si deve seguire il seguente procedimento:

- devono essere stabiliti i limiti di accettabilità dei valori di alcune grandezze rappresentative del comportamento del complesso manufatto-terreno;
- si deve dimostrare che la soluzione prescelta è accettabile in rapporto a tali limiti;
- devono essere previste soluzioni alternative, congruenti con il progetto, e definiti i relativi oneri economici;
- deve essere istituito un adeguato sistema di monitoraggio in corso d'opera, con i relativi piani di controllo, tale da consentire tempestivamente l'adozione di una delle soluzioni alternative previste, qualora i limiti indicati siano raggiunti.

#### 6.2.5 MONITORAGGIO DEL COMPLESSO OPERA-TERRENO

Il monitoraggio del complesso opera-terreno e degli interventi consiste nella installazione di un'appropriata strumentazione e nella misura di grandezze fisiche significative - quali spostamenti, tensioni, forze e pressioni interstiziali - prima, durante e/o dopo la costruzione del manufatto.

Il monitoraggio ha lo scopo di verificare la corrispondenza tra le ipotesi progettuali e i comportamenti osservati e di controllare la funzionalità dei manufatti nel tempo. Nell'ambito del metodo osservazionale, il monitoraggio ha lo scopo di confermare la validità della soluzione progettuale adottata o, in caso contrario, di individuare la più idonea tra le altre soluzioni previste in progetto.

Se previsto, il programma di monitoraggio deve essere definito e illustrato nella relazione geotecnica.

#### 6.3 STABILITA' DEI PENDII NATURALI

Le presenti norme si applicano allo studio delle condizioni di stabilità dei pendii naturali e al progetto, alla esecuzione e al controllo degli interventi di stabilizzazione.

##### 6.3.1 PRESCRIZIONI GENERALI

Lo studio della stabilità dei pendii naturali richiede osservazioni e rilievi di superficie, raccolta di notizie storiche sull'evoluzione dello stato del pendio e su eventuali danni subiti dalle strutture o infrastrutture esistenti, la constatazione di movimenti eventualmente in atto e dei loro caratteri geometrici e cinematici, la raccolta dei dati sulle precipitazioni meteoriche, sui caratteri idrogeologici della

zona e sui precedenti interventi di consolidamento. Le verifiche di sicurezza, anche in relazione alle opere da eseguire, devono essere basate su dati acquisiti con specifiche indagini geotecniche.

### 6.3.2 MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL PENDIO

Lo studio geologico deve precisare l'origine e la natura dei terreni e delle rocce, il loro assetto stratigrafico e tettonico-strutturale, i caratteri ed i fenomeni geomorfologici e la loro prevedibile evoluzione nel tempo, lo schema della circolazione idrica nel sottosuolo.

Le tecniche di studio, i rilievi e le indagini sono commisurati all'estensione dell'area, alle finalità progettuali e alle peculiarità dello scenario territoriale ed ambientale in cui si opera.

### 6.3.3 MODELLAZIONE GEOTECNICA DEL PENDIO

Sulla base dell'inquadramento geomorfologico ed evolutivo del versante, devono essere programmate specifiche indagini per la caratterizzazione geotecnica dei terreni e delle rocce, finalizzate alla definizione del modello geotecnico sulla base del quale effettuare lo studio delle condizioni di stabilità nonché al progetto di eventuali interventi di stabilizzazione.

Le indagini devono effettuarsi secondo i seguenti criteri:

- la superficie del pendio deve essere definita attraverso un rilievo plano-altimetrico in scala adeguata ed esteso ad una zona sufficientemente ampia a monte e valle del pendio stesso;

- lo studio geotecnico deve definire la successione stratigrafica e le caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni e delle rocce, l'entità e la distribuzione delle pressioni interstiziali nel terreno e nelle discontinuità, degli eventuali spostamenti plano-altimetrici di punti in superficie e in profondità.

La scelta delle tipologie di indagine e misura, dell'ubicazione del numero di verticali da esplorare, della posizione e del numero dei campioni di terreno da prelevare e sottoporre a prove di laboratorio dipende dall'estensione dell'area, dalla disponibilità di informazioni provenienti da precedenti indagini e dalla complessità delle condizioni idrogeologiche e stratigrafiche del sito in esame.

Il numero minimo di verticali di indagine e misura deve essere tale da permettere una descrizione accurata della successione stratigrafica dei terreni interessati da cinematismi di collasso effettivi e potenziali e, in caso di pendii in frana, deve consentire di accertare forma e posizione della superficie o delle superfici di scorrimento esistenti e definire i caratteri cinematici della frana.

La profondità e l'estensione delle indagini devono essere fissate in relazione alle caratteristiche geometriche del pendio, ai risultati dei rilievi di superficie nonché alla più probabile posizione della eventuale superficie di scorrimento.

Tutti gli elementi raccolti devono permettere la definizione di un modello geotecnico di sottosuolo (vedi § 6.2.2) che tenga conto della complessità della situazione stratigrafica e geotecnica, della presenza di discontinuità e dell'evidenza di movimenti pregressi e al quale fare riferimento per le verifiche di stabilità e per il progetto degli eventuali interventi di stabilizzazione.

### 6.3.4 VERIFICHE DI SICUREZZA

Le verifiche di sicurezza devono essere effettuate con metodi che tengano conto della forma e posizione della superficie di scorrimento, dell'assetto strutturale, dei parametri geotecnici e del regime delle pressioni interstiziali.

Nel caso di pendii in frana le verifiche di sicurezza devono essere eseguite lungo le superfici di scorrimento che meglio approssimano quella/e riconosciuta/e con le indagini.

Negli altri casi, la verifica di sicurezza deve essere eseguita lungo superfici di scorrimento cinematicamente possibili, in numero sufficiente per ricercare la superficie critica alla quale corrisponde il grado di sicurezza più basso.

Quando sussistano condizioni tali da non consentire una agevole valutazione delle pressioni interstiziali, le verifiche di sicurezza devono essere eseguite assumendo le condizioni più sfavorevoli che ragionevolmente si possono prevedere.

Il livello di sicurezza è espresso, in generale, come rapporto tra resistenza al taglio disponibile, presa con il suo valore caratteristico, e sforzo di taglio mobilitato lungo la superficie di scorrimento effettiva o potenziale.

Il grado di sicurezza ritenuto accettabile dal progettista deve essere giustificato sulla base del livello di conoscenze raggiunto, dell'affidabilità dei dati disponibili e del modello di calcolo adottato in relazione alla complessità geologica e geotecnica, nonché sulla base delle conseguenze di un'eventuale frana.

### 6.3.5 INTERVENTI DI STABILIZZAZIONE

La scelta delle più idonee tipologie degli interventi di stabilizzazione deve essere effettuata solo dopo aver individuato le cause promotrici della frana e dipende, oltre che da queste, da forma e posizione della superficie di scorrimento.

La valutazione dell'incremento di sicurezza indotto dagli interventi di stabilizzazione lungo la superficie di scorrimento critica deve essere accompagnata da valutazioni del grado di sicurezza lungo superfici di scorrimento alternative a quella critica.

Il progetto degli interventi di stabilizzazione deve comprendere la descrizione completa dell'intervento, l'influenza delle modalità costruttive sulle condizioni di stabilità, il piano di monitoraggio e un significativo piano di gestione e controllo nel tempo della funzionalità e dell'efficacia dei provvedimenti adottati. In ogni caso devono essere definiti l'entità del miglioramento delle condizioni di sicurezza del pendio e i criteri per verificarne il raggiungimento.

### 6.3.6 CONTROLLI E MONITORAGGIO

Il monitoraggio di un pendio o di una frana interessa le diverse fasi che vanno dallo studio al progetto, alla realizzazione e gestione delle opere di stabilizzazione e al controllo della loro funzionalità e durabilità. Esso è riferito principalmente agli spostamenti di punti significativi del pendio, in superficie e/o in profondità, al controllo di eventuali manufatti presenti e alla misura delle pressioni interstiziali, da effettuare con periodicità e durata tali da consentire di definirne le variazioni periodiche e stagionali.

Il controllo dell'efficacia degli interventi di stabilizzazione deve comprendere la definizione delle soglie di attenzione e di allarme e dei provvedimenti da assumere in caso del relativo superamento.

## 6.4 OPERE DI FONDAZIONE

### 6.4.1 CRITERI GENERALI DI PROGETTO

Le scelte progettuali per le opere di fondazione devono essere effettuate contestualmente e congruentemente con quelle delle strutture in elevazione.

Le strutture di fondazione devono rispettare le verifiche agli stati limite ultimi e di esercizio e le verifiche di durabilità.

Nel caso di opere situate su pendii o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere verificata anche la stabilità globale del pendio in assenza e in presenza dell'opera e di eventuali scavi, riporti o interventi di altra natura, necessari alla sua realizzazione.

Devono essere valutati gli effetti della costruzione dell'opera su manufatti attigui e sull'ambiente circostante.

Nel caso di fondazioni su pali, le indagini devono essere dirette anche ad accertare la fattibilità e l'idoneità del tipo di palo in relazione alle caratteristiche dei terreni e delle acque del sottosuolo.

### 6.4.2 FONDAZIONI SUPERFICIALI

La profondità del piano di posa della fondazione deve essere scelta e giustificata in relazione alle caratteristiche e alle prestazioni della struttura in elevazione, alle caratteristiche del sottosuolo e alle condizioni ambientali.

Il piano di fondazione deve essere situato sotto la coltre di terreno vegetale nonché sotto lo strato interessato dal gelo e da significative variazioni stagionali del contenuto d'acqua.

In situazioni nelle quali sono possibili fenomeni di erosione o di scalzamento da parte di acque di scorrimento superficiale, le fondazioni devono essere poste a profondità tale da non risentire di questi fenomeni o devono essere adeguatamente difese.

#### 6.4.2.1 Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica anche con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni. Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno
- collasso per scorrimento sul piano di posa
- stabilità globale
- SLU di tipo strutturale (STR)
- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali,

accertando che la condizione (6.2.1) sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tabella 6.8.I per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I, seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Approccio 2:

(A1+M1+R3).

Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale, il coefficiente  $\gamma_R$  non deve essere portato in conto.

Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

6.4.2.2 Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE)

Si devono calcolare i valori degli spostamenti e delle distorsioni per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (§§ 2.2.2 e 2.6.2), nel rispetto della condizione (6.2.7).

Analogamente, forma, dimensioni e rigidità della struttura di fondazione devono essere stabilite nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo presente che le verifiche agli stati limite di esercizio possono risultare più restrittive di quelle agli stati limite ultimi.

#### 6.4.3 FONDAZIONI SU PALI

Il progetto di una fondazione su pali deve comprendere la scelta del tipo di palo e delle relative tecnologie e modalità di esecuzione, il dimensionamento dei pali e delle relative strutture di collegamento, tenendo conto degli effetti di gruppo tanto nelle verifiche SLU quanto nelle verifiche SLE.

Le indagini geotecniche, oltre a soddisfare i requisiti riportati al § 6.2.2, devono essere dirette anche ad accertare la fattibilità e l'idoneità del tipo di palo in relazione alle caratteristiche dei terreni e delle acque presenti nel sottosuolo.

In generale, le verifiche dovrebbero essere condotte a partire dai risultati di analisi di interazione tra il terreno e la fondazione costituita dai pali e dalla struttura di collegamento (fondazione mista a platea su pali) che porti alla determinazione dell'aliquota dell'azione di progetto trasferita al terreno direttamente dalla struttura di collegamento e di quella trasmessa dai pali.

Nei casi in cui l'interazione sia considerata non significativa o, comunque, si ometta la relativa analisi, le verifiche SLU e SLE, condotte con riferimento ai soli pali, dovranno soddisfare quanto riportato ai §§ 6.4.3.1 e 6.4.3.2.

Nei casi in cui si consideri significativa tale interazione e si svolga la relativa analisi, le verifiche SLU e SLE, condotte con riferimento alla fondazione mista, dovranno soddisfare quanto riportato ai §§ 6.4.3.3 e 6.4.3.4.

In ogni caso, in aggiunta a quanto riportato ai §§ 6.2.3.1.1 e 6.2.3.1.2, fra le azioni permanenti deve essere incluso il peso proprio del palo e l'effetto dell'attrito negativo, quest'ultimo valutato con i coefficienti  $\gamma_M$  del caso M1 della Tab. 6.2.II.

##### 6.4.3.1 Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

Gli stati limite ultimi delle fondazioni su pali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni.

Le verifiche delle fondazioni su pali devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite, quando pertinenti:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
  - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
  - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
  - collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;
- stabilità globale;
- SLU di tipo strutturale (STR)
  - raggiungimento della resistenza dei pali;
  - raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali,

accertando che la condizione (6.2.1) sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici, e nella Tabella 6.8.I per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.II, seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Approccio 2:

(A1+M1+R3)

Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale il coefficiente  $\gamma_R$  non deve essere portato in conto.

#### 6.4.3.1.1 Resistenze di pali soggetti a carichi assiali

Il valore di progetto  $R_d$  della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico  $R_k$  applicando i coefficienti parziali  $\gamma_R$  della Tab. 6.4.II.

Tabella 6.4.II - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	$\gamma_t$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(\*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

La resistenza caratteristica  $R_k$  del palo singolo può essere dedotta da:

a) risultati di prove di carico statico di progetto su pali pilota (§ 6.4.3.7.1);

b) metodi di calcolo analitici, dove  $R_k$  è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici, oppure con l'impiego di relazioni empiriche che utilizzino direttamente i risultati di prove in sito (prove penetrometriche, pressiometriche, ecc.);

c) risultati di prove dinamiche di progetto, ad alto livello di deformazione, eseguite su pali pilota (§ 6.4.3.7.1).

(a) Se il valore caratteristico della resistenza a compressione del palo,  $R_{c,k}$ , o a trazione,  $R_{t,k}$ , è dedotto dai corrispondenti valori  $R_{c,m}$  o  $R_{t,m}$ , ottenuti elaborando i risultati di una o più prove di carico di progetto, il valore caratteristico della resistenza a compressione e a trazione è pari al minore dei valori ottenuti applicando i fattori di correlazione  $\xi$  riportati nella Tab. 6.4.III, in funzione del numero  $n$  di prove di carico su pali pilota:

$$R_{c,k} = \text{Min} \{ (R_{c,m})_{\text{media}} / \xi_1 ; (R_{c,m})_{\text{min}} / \xi_2 \} \quad (6.2.8)$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \{ (R_{c,m})_{\text{media}} / \xi_1 ; (R_{c,m})_{\text{min}} / \xi_2 \} \quad (6.2.9)$$

Tabella 6.4.III - Fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica a partire dai risultati di prove di carico statico su pali pilota

Numero di prove di carico	1	2	3	4	$\geq 5$
$\xi_1$	1,40	1,30	1,20	1,10	1,0
$\xi_2$	1,40	1,20	1,05	1,00	1,0

(b) Con riferimento alle procedure analitiche che prevedano l'utilizzo dei parametri geotecnici o dei risultati di prove in sito, il valore caratteristico della resistenza  $R_{c,k}$  (o  $R_{t,k}$ ) è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate  $R_{c,cal}$  ( $R_{t,cal}$ ) i fattori di correlazione  $\xi$  riportati nella Tab. 6.4.IV, in funzione del numero  $n$  di verticali di indagine:

$$R_{c,k} = \text{Min} \{ (R_{c,cal})_{\text{media}} / \xi_3 ; (R_{c,cal})_{\text{min}} / \xi_4 \} \quad (6.2.10)$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \{ (R_{c,cal})_{\text{media}} / \xi_3 ; (R_{c,cal})_{\text{min}} / \xi_4 \} \quad (6.2.11)$$

Tabella 6.4.IV - Fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
$\xi_4$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Nell'ambito dello stesso sistema di fondazione, il numero di verticali d'indagine da considerare per la scelta dei coefficienti  $\xi$  in Tab. 6.4.IV deve corrispondere al numero di verticali lungo le quali la singola indagine (sondaggio con prelievo di campioni indisturbati, prove penetrometriche, ecc.) sia stata spinta ad una profondità superiore alla lunghezza dei pali, in grado di consentire una completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo.

(c) Se il valore caratteristico della resistenza  $R_{c,k}$  è dedotto dal valore  $R_{c,m}$  ottenuto elaborando i risultati di una o più prove dinamiche di progetto ad alto livello di deformazione, il valore caratteristico della resistenza a compressione è pari al minore dei valori ottenuti applicando i fattori di correlazione riportati nella Tab. 6.4.V, in funzione del numero  $n$  di prove dinamiche eseguite su pali pilota:

$$R_{c,k} = \text{Min} \{ (R_{c,m})_{\text{media}} / \xi_5 ; (R_{c,m})_{\text{min}} / \xi_6 \} \quad (6.2.12)$$

Tabella 6.4.V - Fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica a partire dai risultati di prove dinamiche su pali pilota

Numero di prove di carico	$\geq 2$	$\geq 5$	$\geq 10$	$\geq 15$	$\geq 20$
$\xi_5$	1,60	1,50	1,45	1,42	1,40
$\xi_6$	1,50	1,35	1,30	1,25	1,25

#### 6.4.3.1.2 Resistenze di pali soggetti a carichi trasversali

Per la determinazione del valore di progetto  $R_{tr,d}$  della resistenza di pali soggetti a carichi trasversali valgono le indicazioni del § 6.4.3.1.1, applicando i coefficienti parziali  $\gamma_T$  della Tab. 6.4.VI.

Tabella 6.4.VI - Coefficienti parziali  $\gamma_T$  per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
$\gamma_T = 1,0$	$\gamma_T = 1,6$	$\gamma_T = 1,3$

Nel caso in cui la resistenza caratteristica  $R_{tr,k}$  sia valutata a partire dalla resistenza  $R_{tr,m}$  misurata nel corso di una o più prove di carico statico su pali pilota, è necessario che la prova sia eseguita riproducendo intensità e retta di azione delle azioni di progetto.

Nel caso in cui la resistenza caratteristica sia valutata con metodi di calcolo analitici, i coefficienti riportati nella Tab. 6.4.IV devono essere scelti assumendo come verticali indagate solo quelle che consentano una completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo nell'ambito delle profondità interessate dal meccanismo di rottura.

La resistenza sotto carichi trasversali dell'intera fondazione su pali deve essere valutata tenendo conto delle condizioni di vincolo alla testa dei pali determinate dalla struttura di collegamento.

#### 6.4.3.2 Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE)

Devono essere presi in considerazione almeno i seguenti stati limite di servizio, quando pertinenti:

- eccessivi cedimenti o sollevamenti;
- eccessivi spostamenti trasversali.

Specificamente, si devono calcolare i valori degli spostamenti e delle distorsioni per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (§§ 2.2.2 e 2.6.2), nel rispetto della condizione (6.2.7). La geometria della fondazione (numero, lunghezza, diametro e interasse dei pali) deve essere stabilita nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo opportunamente conto degli effetti di interazione tra i pali e considerando i diversi meccanismi di mobilitazione della resistenza laterale rispetto alla resistenza alla base, soprattutto in presenza di pali di grande diametro.

#### 6.4.3.3 Verifiche agli stati limite ultimi (SLU) delle fondazioni miste

Nel caso in cui il soddisfacimento della condizione (6.2.1) sia garantito dalla sola struttura di collegamento posta a contatto con il terreno secondo quanto indicato al § 6.4.2.1, ai pali può essere assegnata la sola funzione di riduzione e regolazione degli spostamenti. In questo caso il dimensionamento dei pali deve garantire il solo soddisfacimento delle verifiche SLE secondo quanto riportato al paragrafo successivo.

Nel caso in cui, invece, il soddisfacimento della condizione (6.2.1) sia garantito con il contributo anche dei pali, la verifica deve essere condotta con l'approccio 2 del § 6.4.2.1 prendendo in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

Gli stati limite ultimi delle fondazioni miste si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni.

Le verifiche delle fondazioni miste devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite, quando pertinenti:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
- collasso per carico limite della fondazione mista nei riguardi dei carichi assiali;
- collasso per carico limite della fondazione mista nei riguardi dei carichi trasversali;
- stabilità globale;
- SLU di tipo strutturale (STR)
- raggiungimento della resistenza dei pali;
- raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali,

accertando che la condizione (6.2.1) sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

Nelle verifiche SLU di tipo geotecnico, la resistenza di progetto  $R_d$  della fondazione mista si potrà ottenere attraverso opportune analisi di interazione o sommando le rispettive resistenze caratteristiche e applicando alla resistenza caratteristica totale il coefficiente parziale di capacità portante ( $R_3$ ) riportato nella Tab. 6.4.I.

#### 6.4.3.4 Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE) delle fondazioni miste



L'analisi di interazione tra il terreno e la fondazione mista deve garantire che i valori degli spostamenti e delle distorsioni siano compatibili con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (§§ 2.2.2 e 2.6.2), nel rispetto della condizione (6.2.7).

La geometria della fondazione (numero, lunghezza, diametro e interasse dei pali) deve essere stabilita nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo opportunamente conto dei diversi meccanismi di mobilitazione della resistenza laterale rispetto alla resistenza alla base, soprattutto in presenza di pali di grande diametro.

#### 6.4.3.5 Aspetti costruttivi

Nel progetto si deve tenere conto dei vari aspetti che possono influire sull'integrità e sul comportamento dei pali, quali la distanza relativa, la sequenza di installazione, i problemi di rifluimento e sifonamento nel caso di pali trivellati, l'addensamento del terreno con pali battuti, l'azione del moto di una falda idrica o di sostanze chimiche presenti nell'acqua o nel terreno sul conglomerato dei pali gettati in opera, la connessione dei pali alla struttura di collegamento.

#### 6.4.3.6 Controlli d'integrità dei pali

In tutti i casi in cui la qualità dei pali dipenda in misura significativa dai procedimenti esecutivi e dalle caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione, devono essere effettuati controlli di integrità.

Il controllo dell'integrità, da effettuarsi con prove dirette o indirette di comprovata validità, deve interessare almeno il 5% dei pali della fondazione con un minimo di 2 pali.

Nel caso di gruppi di pali di grande diametro ( $d \geq 80$  cm), il controllo dell'integrità deve essere effettuato su tutti i pali di ciascun gruppo se i pali del gruppo sono in numero inferiore o uguale a 4.

#### 6.4.3.7 Prove di carico

##### 6.4.3.7.1 Prove di progetto su pali pilota

Le prove per la determinazione della resistenza del singolo palo (prove di progetto) devono essere eseguite su pali appositamente realizzati (pali pilota) identici, per geometria e tecnologia esecutiva, a quelli da realizzare e ad essi sufficientemente vicini.

L'intervallo di tempo intercorrente tra la costruzione del palo pilota e l'inizio della prova di carico deve essere sufficiente a garantire che il materiale di cui è costituito il palo sviluppi la resistenza richiesta e che le pressioni interstiziali nel terreno si riportino ai valori iniziali.

Se si esegue una sola prova di carico statica di progetto, questa deve essere ubicata dove le condizioni del terreno sono più sfavorevoli.

Le prove di progetto devono essere spinte fino a valori del carico assiale tali da portare a rottura il complesso palo-terreno o comunque tali da consentire di ricavare significativi diagrammi dei cedimenti della testa del palo in funzione dei carichi e dei tempi.

Il sistema di vincolo deve essere dimensionato per consentire un valore del carico di prova non inferiore a 2,5 volte l'azione di progetto utilizzata per le verifiche SLE.

La resistenza del complesso palo-terreno è assunta pari al valore del carico applicato corrispondente ad un cedimento della testa pari al 10% del diametro nel caso di pali di piccolo e medio diametro ( $d < 80$  cm), non inferiori al 5% del diametro nel caso di pali di grande diametro ( $d \geq 80$  cm).

Se tali valori di cedimento non sono raggiunti nel corso della prova, è possibile procedere all'estrapolazione della curva sperimentale a patto che essa evidenzi un comportamento del complesso palo-terreno marcatamente non lineare.

Per i pali di grande diametro si può ricorrere a prove statiche eseguite su pali aventi la stessa lunghezza dei pali da realizzare, ma diametro inferiore, purché tali prove siano adeguatamente motivate ed interpretate al fine di fornire indicazioni utili per i pali da realizzare. In ogni caso, la riduzione del diametro non può essere superiore al 50% ed il palo di prova deve essere opportunamente strumentato per consentire il rilievo separato delle curve di mobilitazione della resistenza laterale e della resistenza alla base.

Come prove di progetto possono essere eseguite prove dinamiche ad alto livello di deformazione, purché adeguatamente interpretate al fine di fornire indicazioni comparabili con quelle derivanti da una corrispondente prova di carico statica di progetto.

#### 6.4.3.7.2 Prove di verifica in corso d'opera

Sui pali di fondazione devono essere eseguite prove di carico statiche di verifica per controllarne principalmente la corretta esecuzione e il comportamento sotto le azioni di progetto. Tali prove devono pertanto essere spinte ad un carico assiale pari a 1,5 volte l'azione di progetto utilizzata per le verifiche SLE.

In presenza di pali strumentati per il rilievo separato delle curve di mobilitazione delle resistenze lungo la superficie e alla base, il massimo carico assiale di prova può essere posto pari a 1,2 volte l'azione di progetto utilizzata per le verifiche SLE.

Il numero e l'ubicazione delle prove di verifica devono essere stabiliti in base all'importanza dell'opera e al grado di omogeneità del terreno di fondazione; in ogni caso il numero di prove non deve essere inferiore a:

- 1 se il numero di pali è inferiore o uguale a 20,
- 2 se il numero di pali è compreso tra 21 e 50,
- 3 se il numero di pali è compreso tra 51 e 100,
- 4 se il numero di pali è compreso tra 101 e 200,
- 5 se il numero di pali è compreso tra 201 e 500,
- il numero intero più prossimo al valore  $5 + n/500$ , se il numero  $n$  di pali è superiore a 500.

Il numero di prove di carico di verifica può essere ridotto se sono eseguite prove di carico dinamiche, da tarare con quelle statiche di progetto, e siano effettuati controlli non distruttivi su almeno il 50% dei pali.

### 6.5 OPERE DI SOSTEGNO

Le norme si applicano a tutte le opere geotecniche e agli interventi atti a sostenere in sicurezza un corpo di terreno o di materiale con comportamento simile:

- muri, per i quali la funzione di sostegno è affidata al peso proprio del muro e a quello del terreno direttamente agente su di esso (ad esempio muri a gravità, muri a mensola, muri a contrafforti);
- paratie, per le quali la funzione di sostegno è assicurata principalmente dalla resistenza del volume di terreno posto innanzi l'opera e da eventuali ancoraggi e puntoni;
- strutture miste, che esplicano la funzione di sostegno anche per effetto di trattamenti di miglioramento e per la presenza di particolari elementi di rinforzo e collegamento (ad esempio, ture, terra rinforzata, muri cellulari).

#### 6.5.1 CRITERI GENERALI DI PROGETTO

La scelta del tipo di opera di sostegno deve essere effettuata in base alle dimensioni e alle esigenze di funzionamento dell'opera, alle caratteristiche meccaniche dei terreni in sede e di riporto, al regime delle pressioni interstiziali, all'interazione con i manufatti circostanti, alle condizioni generali di stabilità del sito. Deve inoltre tener conto dell'incidenza sulla sicurezza di dispositivi complementari (quali rinforzi, drenaggi, tiranti e ancoraggi) e delle fasi costruttive.

Nei muri di sostegno, il terreno di riempimento a tergo del muro deve essere posto in opera con opportuna tecnica di costipamento ed avere granulometria tale da consentire un drenaggio efficace nel tempo. Si può ricorrere all'uso di geotessili, con funzione di separazione e filtrazione, da interporre fra il terreno in sede e quello di riempimento. Il drenaggio deve essere progettato in modo da risultare efficace in tutto il volume significativo a tergo del muro.

Devono essere valutati gli effetti derivanti da parziale perdita di efficacia di dispositivi particolari quali sistemi di drenaggio superficiali e profondi, tiranti ed ancoraggi. Per tutti questi interventi deve essere predisposto un dettagliato piano di controllo e monitoraggio nei casi in cui la loro perdita di efficacia configuri scenari di rischio.

In presenza di costruzioni preesistenti, il comportamento dell'opera di sostegno deve garantire i previsti livelli di funzionalità e stabilità. In particolare, devono essere valutati gli spostamenti del terreno a tergo dell'opera e verificata la loro compatibilità con le condizioni di sicurezza e funzionalità delle costruzioni preesistenti. Inoltre, nel caso in cui in fase costruttiva o a seguito della adozione di sistemi di drenaggio si determini una modifica delle pressioni interstiziali nel sottosuolo se ne devono valutare gli effetti, anche in termini di stabilità e funzionalità delle costruzioni preesistenti.

Le indagini geotecniche devono avere estensione tale da consentire la verifica delle condizioni di stabilità locale e globale del complesso opera-terreno, tenuto conto anche di eventuali moti di filtrazione.

Devono essere prescritte le caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali di riempimento.

## 6.5.2 AZIONI

Si considerano azioni sull'opera di sostegno quelle dovute al peso proprio del terreno e del materiale di riempimento, ai sovraccarichi, all'acqua, ad eventuali ancoraggi presollecitati, al moto ondoso, ad urti e collisioni, alle variazioni di temperatura e al ghiaccio.

### 6.5.2.1 Sovraccarichi

Nel valutare il sovraccarico a tergo di un'opera di sostegno si deve tener conto della eventuale presenza di costruzioni, di depositi di materiale, di veicoli in transito, di apparecchi di sollevamento.

### 6.5.2.2 Modello geometrico

Il modello geometrico dell'opera di sostegno deve tenere conto delle possibili variazioni del livello del terreno a monte e a valle del paramento rispetto ai valori nominali.

Il livello di progetto della superficie libera dell'acqua o della falda freatica deve essere scelto sulla base di misure e sulla conoscenza del regime delle pressioni interstiziali nel sottosuolo. In assenza di particolari sistemi di drenaggio, nelle verifiche allo stato limite ultimo, si deve sempre ipotizzare che la superficie libera della falda non sia inferiore a quella del livello di sommità dei terreni con bassa permeabilità ( $k < 10^{-6}$  m/s).

## 6.5.3 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

Le verifiche eseguite mediante analisi di interazione terreno-struttura o con metodi semplificati devono sempre rispettare le condizioni di equilibrio e congruenza e la compatibilità con i criteri di resistenza del terreno. E' necessario inoltre portare in conto la dipendenza della spinta dei terreni dallo spostamento dell'opera.

### 6.5.3.1 Verifiche di sicurezza (SLU)

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

Gli stati limite ultimi delle opere di sostegno si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono le opere stesse.

#### 6.5.3.1.1 Muri di sostegno

Per i muri di sostegno o per altre strutture miste ad essi assimilabili devono essere effettuate le verifiche con riferimento almeno ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU)
- stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;

- scorrimento sul piano di posa;
- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- ribaltamento;
- SLU di tipo strutturale (STR)
- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali,

accertando che la condizione (6.2.1) sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici, e nella Tabella 6.8.I per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo almeno uno dei seguenti approcci:

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Approccio 2:

(A1+M1+R3)

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I.

Nel caso di muri di sostegno dotati di ancoraggi al terreno, le verifiche devono essere effettuate con riferimento al solo approccio 1.

Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale, il coefficiente  $\gamma_R$  non deve essere portato in conto.

Lo stato limite di ribaltamento non prevede la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione e deve essere trattato come uno stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU), utilizzando i coefficienti parziali sulle azioni della tabella 2.6.I e adoperando coefficienti parziali del gruppo (M2) per il calcolo delle spinte.

Tabella 6.5.I - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

In generale, le ipotesi di calcolo delle spinte devono essere giustificate sulla base dei prevedibili spostamenti relativi manufatto-terreno, ovvero determinate con un'analisi dell'interazione terreno-struttura. Le spinte devono tenere conto del sovraccarico e dell'inclinazione del piano campagna, dell'inclinazione del paramento rispetto alla verticale, delle pressioni interstiziali e degli effetti della filtrazione nel terreno. Nel calcolo della spinta si può tenere conto dell'attrito che si sviluppa fra parete e terreno. I valori assunti per il relativo coefficiente di attrito devono essere giustificati in base alla natura dei materiali a contatto e all'effettivo grado di mobilitazione.

Ai fini della verifica alla traslazione sul piano di posa di muri di sostegno con fondazioni superficiali, non si deve in generale considerare il contributo della resistenza passiva del terreno antistante il muro. In casi particolari, da giustificare con considerazioni relative alle caratteristiche meccaniche dei terreni e alle modalità costruttive, la presa in conto di un'aliquota (comunque non superiore al 50%) di tale resistenza è subordinata all'assunzione di effettiva permanenza di tale contributo, nonché alla verifica che gli spostamenti necessari alla mobilitazione di tale aliquota siano compatibili con le prestazioni attese dell'opera.

Nel caso di strutture miste o composite, le verifiche di stabilità globale devono essere accompagnate da verifiche di stabilità locale e di funzionalità e durabilità degli elementi singoli.

#### 6.5.3.1.2 Paratie

Per le paratie si devono considerare almeno i seguenti stati limite ultimi:

- SLU di tipo geotecnico (GEO) e di tipo idraulico (UPL e HYD)
- collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera (atto di moto rigido);
- collasso per carico limite verticale;
- sfilamento di uno o più ancoraggi;
- instabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate;
- instabilità del fondo scavo per sollevamento;
- sifonamento del fondo scavo;
- instabilità globale dell'insieme terreno-opera;

SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi;
- raggiungimento della resistenza in uno o più puntoni o di sistemi di contrasto;
- raggiungimento della resistenza strutturale della paratia,

accertando che la condizione (6.2.1) sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

La verifica di stabilità globale dell'insieme terreno-opera deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2:  $(A_2+M_2+R_2)$

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II e 6.8.I.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate considerando le seguenti combinazioni di coefficienti:

- Combinazione 1:  $(A_1+M_1+R_1)$
- Combinazione 2:  $(A_2+M_2+R_1)$

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I.

Per le paratie, i calcoli di progetto devono comprendere la verifica degli eventuali ancoraggi, puntoni o strutture di controventamento.

Fermo restando quanto specificato nel § 6.5.3.1.1 per il calcolo delle spinte, per valori dell'angolo d'attrito tra terreno e parete  $\delta > \varphi$  /2 ai fini della valutazione della resistenza passiva è necessario tener conto della non planarità delle superfici di scorrimento.

#### 6.5.3.2 Verifiche di esercizio (SLE)

In tutti i casi, nelle condizioni di esercizio, gli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante devono essere valutati per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera e con la sicurezza e funzionalità di manufatti adiacenti, anche a seguito di modifiche indotte sul regime delle acque sotterranee.

In presenza di manufatti particolarmente sensibili agli spostamenti dell'opera di sostegno, deve essere sviluppata una specifica analisi dell'interazione tra opere e terreno, tenendo conto della sequenza delle fasi costruttive.

### 6.6 TIRANTI DI ANCORAGGIO

Gli ancoraggi sono elementi strutturali opportunamente collegati al terreno, in grado di sostenere forze di trazione.

#### 6.6.1 CRITERI DI PROGETTO

Ai fini del progetto, gli ancoraggi si distinguono in provvisori e permanenti.

Gli ancoraggi possono essere ulteriormente suddivisi in attivi o presollecitati, quando nell'armatura viene indotta una forza di tesatura, e passivi o non presollecitati.

Nella scelta del tipo di ancoraggio si deve tenere conto delle sollecitazioni prevedibili, delle caratteristiche del sottosuolo, dell'aggressività ambientale.

Nel progetto devono indicarsi l'orientazione, la lunghezza e il numero degli ancoraggi; la tecnica e le tolleranze di esecuzione; la resistenza di progetto  $R_{ad}$  e l'eventuale programma di tesatura.

Nel caso di ancoraggi attivi impiegati per una funzione permanente, devono essere adottati tutti gli accorgimenti costruttivi necessari a garantire la durabilità e l'efficienza del sistema di testata dei tiranti, soprattutto per quelli a trefoli, in particolare nei riguardi della corrosione. Deve inoltre essere predisposto un piano di monitoraggio per verificare il comportamento dell'ancoraggio nel tempo. Esso è da recepire, ove necessario in relazione alla rilevanza dell'opera, nel piano di manutenzione. Nel progetto deve prevedersi la possibilità di successivi interventi di regolazione e/o sostituzione. Se questi requisiti non possono essere soddisfatti, dovranno essere previsti ancoraggi passivi.

Se la funzione di ancoraggio è esercitata da piastre, da pali accostati o simili, è necessario evitare ogni sovrapposizione tra la zona passiva di pertinenza dell'ancoraggio e quella attiva a tergo dell'opera di sostegno.

Per la valutazione del carico limite si può procedere in prima approssimazione con formule teoriche o con correlazioni empiriche. La conferma sperimentale con prove di trazione in sito nelle fasi di progetto e di collaudo è sempre necessaria.

#### 6.6.2 VERIFICHE DI SICUREZZA (SLU)

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

Gli stati limite ultimi dei tiranti di ancoraggio si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che li compongono.

Per il dimensionamento geotecnico, deve risultare rispettata la condizione (6.2.1) con specifico riferimento ad uno stato limite di sfilamento della fondazione dell'ancoraggio. La verifica di tale condizione può essere effettuata con riferimento alla combinazione A1+M1+R3, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.6.I.

La verifica a sfilamento della fondazione dell'ancoraggio si esegue confrontando la massima azione di progetto  $P_d$ , considerando tutti i possibili stati limite ultimi (SLU) e di esercizio (SLE), con la resistenza di progetto  $R_{ad}$ , determinata applicando alla resistenza caratteristica  $R_{ak}$  i fattori parziali  $\gamma_R$  riportati nella Tab. 6.6.I.

Tabella 6.6.I - Coefficienti parziali per la resistenza di ancoraggi

	SIMBOLO $\gamma_R$	COEFFICIENTE PARZIALE
Temporanei	$\gamma_{Ra,t}$	1,1
Permanenti	$\gamma_{Ra,p}$	1,2

Il valore caratteristico della resistenza allo sfilamento dell'ancoraggio  $R_{ak}$  si può determinare:

a) dai risultati di prove di progetto su ancoraggi di prova;

b) con metodi di calcolo analitici, dai valori caratteristici dei parametri geotecnici dedotti dai risultati di prove in sito e/o di laboratorio.

Nel caso (a), il valore della resistenza caratteristica  $R_{ak}$  è il minore dei valori derivanti dall'applicazione dei fattori di correlazione  $\xi_{a1}$  e  $\xi_{a2}$  rispettivamente al valor medio e al valor minimo delle resistenze  $R_{a,m}$  misurate nel corso delle prove:

$$R_{ak} = \text{Min} \{ (R_{a,m})_{media} / \xi_{a1} ; (R_{a,m})_{min} / \xi_{a2} \} \quad (6.2.12)$$

Nel caso (b), il valore della resistenza caratteristica  $R_{ak}$  è il minore dei valori derivanti dall'applicazione dei fattori di correlazione  $\xi_{a3}$  e  $\xi_{a4}$  rispettivamente al valor medio e al valor minimo delle resistenze  $R_{a,c}$  ottenute dal calcolo. Per la valutazione dei fattori  $\xi_{a3}$  e  $\xi_{a4}$ , si deve tenere conto che i profili di indagine sono solo quelli che consentono la completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo per il terreno di fondazione dell'ancoraggio.

$$R_{ak} = \text{Min} \{ (R_{a,c})_{media} / \xi_3 ; (R_{a,c})_{min} / \xi_4 \} \quad (6.2.13)$$

Nella valutazione analitica della resistenza allo sfilamento degli ancoraggi non si applicano coefficienti parziali di sicurezza sui valori caratteristici della resistenza del terreno; si fa quindi riferimento ai coefficienti parziali di sicurezza M1.

Tabella 6.6.II: Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica da prove di progetto, in funzione del numero degli ancoraggi di prova

numero degli ancoraggi di prova	1	2	> 2
$\xi_{a1}$	1,5	1,4	1,3
$\xi_{a2}$	1,5	1,3	1,2

Tabella 6.6.III: Fattori di correlazione per derivare la resistenza caratteristica dalle prove geotecniche, in funzione del numero n di profili di indagine

numero di profili di indagine	1	2	3	4	$\geq 5$
$\xi_{a3}$	1,80	1,75	1,70	1,65	1,60
$\xi_{a4}$	1,80	1,70	1,65	1,60	1,55

Nei tiranti il cui tratto libero è realizzato con trefoli di acciaio armonico, nel rispetto della gerarchia delle resistenze, si deve verificare che la resistenza caratteristica al limite di snervamento del tratto libero sia sempre maggiore della resistenza a sfilamento della fondazione dell'ancoraggio.

Nei tiranti di prova, l'armatura a trefoli dell'acciaio armonico del tratto libero deve essere dimensionata in modo che la resistenza caratteristica al limite del tratto libero sia sempre maggiore del tiro massimo di prova.

### 6.6.3 ASPETTI COSTRUTTIVI

La durabilità e la compatibilità con i terreni dei materiali impiegati per la costruzione dei tiranti, nonché i sistemi di protezione dalla corrosione devono essere documentati.

Il diametro dei fori non deve essere inferiore ai diametri nominali previsti in progetto.

La tesatura dei tiranti deve essere effettuata in conformità al programma di progetto. In ogni caso, la tesatura può avere inizio non prima che siano praticamente esauriti i fenomeni di presa ed indurimento del materiale costituente la fondazione dell'ancoraggio.

#### 6.6.4 PROVE DI CARICO

Gli ancoraggi preliminari di prova (ancoraggi di progetto) - sottoposti a sollecitazioni più severe di quelle di verifica e non utilizzabili per l'impiego successivo - devono essere realizzati con lo stesso sistema costruttivo di quelli definitivi, nello stesso sito e nelle stesse condizioni ambientali.

Gli ancoraggi preliminari di prova devono essere realizzati dopo l'esecuzione di quelle operazioni, quali scavi e riporti, che possano influire sulla capacità portante della fondazione.

Nelle valutazioni si terrà conto della variazione della resistenza allo sfilamento nel tempo, per effetto del comportamento viscoso del terreno e dei materiali che costituiscono l'ancoraggio.

Il numero di prove di progetto non deve essere inferiore a:

- 1 se il numero degli ancoraggi è inferiore a 30,
- 2 se il numero degli ancoraggi è compreso tra 31 e 50,
- 3 se il numero degli ancoraggi è compreso tra 51 e 100,
- 7 se il numero degli ancoraggi è compreso tra 101 e 200,
- 8 se il numero degli ancoraggi è compreso tra 201 e 500,
- 10 se il numero degli ancoraggi è superiore a 500.

Le prove di verifica, da effettuarsi su tutti gli ancoraggi, consistono in un ciclo semplice di carico e scarico; in questo ciclo il tirante viene sottoposto ad una forza pari a 1,2 volte quella massima prevista in esercizio, verificando che gli allungamenti misurati siano nei limiti previsti in progetto e/o compatibili con le misure sugli ancoraggi preliminari di prova.

#### 6.7 OPERE IN SOTTERRANEO

Le presenti norme definiscono le procedure tecniche per il progetto e la costruzione delle opere in sotterraneo quali le gallerie, le caverne ed i pozzi, che sono costruiti totalmente nel sottosuolo mediante operazioni coordinate di asportazione del terreno e/o della roccia in posto e di messa in opera degli eventuali interventi, necessari alla stabilizzazione della cavità a breve termine, e del rivestimento finale, che dovrà essere individuato in relazione alla tipologia di opera da realizzare e alla funzione ad esso assegnata.

##### 6.7.1 PRESCRIZIONI GENERALI

Il progetto delle opere in sotterraneo deve svilupparsi secondo i principi generali esposti nei §§ 6.1 e 6.2 e i criteri specifici indicati al successivo § 6.7.4.

L'approccio progettuale adottato deve prevedere l'impiego di metodi atti a prevenire o controllare, nelle fasi esecutive, gli effetti legati alla variazione dello stato tensionale preesistente nel terreno e/o nella roccia e del regime delle pressioni interstiziali nell'intorno della cavità conseguenti alle operazioni di scavo. Deve in particolare essere dimostrato il raggiungimento di condizioni di stabilità della stessa cavità ad opera ultimata, in relazione alle condizioni e alle caratteristiche del sito, nonché alle conseguenze che si possono comunque produrre sull'ambiente circostante. A tale scopo, in stretta dipendenza dei risultati delle indagini geologiche, idrogeologiche e geotecniche, nel progetto devono essere specificati e adeguatamente giustificati:

- geometria, ubicazione (per le opere puntuali quali le caverne ed i pozzi) e tracciato dell'opera (per le opere a sviluppo lineare quali le gallerie);
- metodo e tecniche di scavo, di tipo tradizionale o meccanizzato;
- eventuali interventi di stabilizzazione (compresi il miglioramento e il rinforzo dei terreni e delle rocce) da adottare sul fronte e sulle pareti di scavo, che dovranno essere definiti e quantificati con riferimento alle condizioni medie di progetto previste, indicando altresì le relative variabilità;



- mezzi occorrenti per l'intercettazione e l'eventuale aggotamento dell'acqua sotterranea, avendo però cura di accertare se tale aggotamento comporti o meno eventuali variazioni all'equilibrio idrogeologico preesistente;
- elementi utili a definire accorgimenti nei metodi e nelle tecniche di scavo, interventi, piani e norme di sicurezza, anche con riferimento a particolari situazioni di pericolo per presenza di gas tossici o esplosivi, di cavità (naturali e antropiche) o di venute improvvise di acqua;
- problematiche relative alla messa a dimora dei materiali di risulta degli scavi, compresa la individuazione degli eventuali interventi di inertizzazione che si rendessero necessari, in relazione alla natura degli stessi materiali.

#### 6.7.2 CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA

L'ampiezza e l'approfondimento degli studi e delle indagini devono essere commisurati alla complessità geologica, alla vulnerabilità ambientale del sito, alla posizione e alle dimensioni dell'opera.

Nel caso in cui sia adottato il «metodo osservazionale», il modello geologico può essere verificato ed eventualmente integrato con specifiche indagini.

Gli accertamenti devono riguardare le condizioni idrogeologiche e i caratteri degli acquiferi presenti nell'area. Devono inoltre essere mirati alla individuazione di particolari situazioni di pericolo dovute alla presenza eventuale di cavità carsiche, improvvise venute d'acqua, gas tossici ed esplosivi.

Devono essere accertate le caratteristiche di sismicità della zona interessata dal progetto, ponendo particolare attenzione a segnalazioni della presenza di faglie attive in corrispondenza o in prossimità dell'opera.

#### 6.7.3 CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA

Specifiche indagini, in sito e in laboratorio, devono permettere la caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e delle rocce, con particolare riguardo all'eventuale potenzialità di comportamento spingente e/o rigonfiante, alle disomogeneità e, in generale, a tutti i fattori di scala d'interesse.

Deve inoltre essere accertato il regime delle pressioni interstiziali e l'eventuale presenza di moti di filtrazione.

Il modello geotecnico deve evidenziare le zone omogenee dal punto di vista fisico-meccanico e deve rappresentare il regime delle pressioni interstiziali nei terreni e nelle rocce interessate dallo scavo.

Nel caso in cui la progettazione facesse riferimento al «metodo osservazionale», indagini e prove integrative possono essere svolte in corso d'opera, purché previste in progetto.

#### 6.7.4 CRITERI DI PROGETTO

Sulla base del modello geotecnico del sottosuolo, il progetto deve comprendere la previsione quantitativa degli effetti direttamente indotti dagli scavi al contorno della cavità e in superficie, con riferimento in particolare a scavi e gallerie poco profonde in ambiente urbano, da cui deve derivare la scelta del metodo e delle tecniche di scavo e degli eventuali interventi di miglioramento e rinforzo.

L'adozione di interventi di miglioramento e rinforzo dei terreni e delle rocce per garantire o migliorare la stabilità globale e locale dell'opera deve essere adeguatamente motivata, così come deve essere giustificato e illustrato il dimensionamento di tali interventi.

#### 6.7.5 METODI DI CALCOLO

Per lo svolgimento delle analisi progettuali si deve fare riferimento ai modelli geotecnici di sottosuolo di riferimento e a leggi di comportamento note e di provata validità. Inoltre, si deve ricorrere a metodi e procedimenti di calcolo di comprovata validità, adeguati alla complessità del sistema opera-terreno e al livello di progettazione. In generale si deve ricorrere ad uno o più dei seguenti procedimenti:

- a) metodi analitici;

b) metodi numerici, per simulare il comportamento del sistema opera-terreno, nelle diverse fasi di scavo e costruzione, nonché in condizioni di esercizio.

Le analisi devono essere svolte con specifico riferimento:

- alla stabilità globale della cavità, con particolare riguardo, nel caso delle gallerie, al fronte, alla zona retrostante il fronte e, in condizioni di bassa copertura, alla valutazione dei risentimenti attesi in superficie;

- all'interazione opera-terreno nelle diverse fasi costruttive e in condizioni di esercizio.

Nel caso di progettazione basata sul «metodo osservazionale», le analisi devono permettere la valutazione quantitativa del comportamento dell'opera nelle diverse fasi di scavo e costruzione, in modo da poter formulare previsioni sui valori delle grandezze rappresentative del comportamento della cavità, con particolare riguardo ai valori di convergenza radiale del cavo, della deformazione longitudinale del fronte e, se pertinenti, dei cedimenti indotti in superficie.

#### 6.7.6 CONTROLLO E MONITORAGGIO

Il monitoraggio deve permettere di verificare la validità delle previsioni progettuali. Esso deve essere predisposto in modo da permettere la valutazione del comportamento del terreno e delle strutture per ogni fase di scavo e costruzione, oltre che ad opera ultimata.

Il monitoraggio deve inoltre consentire il controllo di quelle grandezze, rappresentative del comportamento del complesso opera-terreno, specificamente individuate nell'ambito dell'applicazione del metodo osservazionale.

#### 6.8 OPERE DI MATERIALI SCIOLTI E FRONTI DI SCAVO

Le presenti norme si applicano ai manufatti di materiali sciolti, quali rilevati, argini di difesa per fiumi, canali e litorali, rinfianchi, rinterri, terrapieni e colmate. Le norme si applicano, inoltre, alle opere e alle parti di opere di materiali sciolti con specifiche funzioni di drenaggio, filtro, transizione, fondazione, tenuta, protezione ed altre. Gli sbarramenti di ritenuta idraulica di materiali sciolti sono oggetto di normativa specifica.

##### 6.8.1 CRITERI GENERALI DI PROGETTO

Il progetto di un manufatto di materiali sciolti deve tenere conto dei requisiti prestazionali richiesti e delle caratteristiche dei terreni di fondazione. Esso deve comprendere la scelta dei materiali da costruzione e la loro modalità di posa in opera.

I criteri per la scelta dei materiali da costruzione devono essere definiti in relazione alle funzioni dell'opera, tenendo presenti i problemi di selezione, coltivazione delle cave, trasporto, trattamento e posa in opera, nel rispetto dei vincoli imposti dalla vigente legislazione.

Nel progetto devono essere indicate le prescrizioni relative alla qualificazione dei materiali e alla posa in opera precisando tempi e modalità di costruzione, in particolare lo spessore massimo degli strati in funzione dei materiali. Sono altresì da precisare i controlli da eseguire durante la costruzione e i limiti di accettabilità dei materiali, del grado di compattazione da raggiungere e della deformabilità degli strati.

##### 6.8.2 VERIFICHE DI SICUREZZA (SLU)

Deve risultare rispettata la condizione (6.2.1), verificando che non si raggiunga una condizione di stato limite ultimo con i valori di progetto delle azioni e dei parametri geotecnici.

Le verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2:  $(A_2+M_2+R_2)$

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I.

Tabella 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

Coefficiente	R2
$\gamma_R$	1.1

La stabilità globale dell'insieme manufatto-terreno di fondazione deve essere studiata nelle condizioni corrispondenti alle diverse fasi costruttive, al termine della costruzione e in esercizio.

Le verifiche locali devono essere estese agli elementi artificiali di rinforzo, eventualmente presenti all'interno ed alla base del manufatto, con riferimento anche ai problemi di durabilità. Nel caso di manufatti su pendii si deve esaminare l'influenza dell'opera in terra sulle condizioni generali di sicurezza del pendio, anche in relazione alle variazioni indotte nel regime idraulico del sottosuolo.

Se l'opera ha funzioni di ritenuta idraulica, lo stato limite ultimo è da verificarsi con riferimento alla stabilità dei paramenti, in tutte le possibili condizioni di esercizio. Si deve porre particolare attenzione alle problematiche relative al sifonamento ed all'erosione, in relazione alle caratteristiche dei terreni di fondazione dei materiali con i quali è realizzata l'opera, tenendo conto di quanto indicato al § 6.2.3.2. I livelli di sicurezza prescelti devono essere giustificati in relazione alle conseguenze del raggiungimento dello stato limite ultimo.

#### 6.8.3 VERIFICHE IN CONDIZIONI DI ESERCIZIO (SLE)

Si deve verificare che i cedimenti del manufatto, dovuti alla deformazione dei terreni di fondazione e dell'opera, siano compatibili con la sua funzionalità.

Specifiche analisi devono inoltre essere sviluppate per valutare l'influenza del manufatto sulla sicurezza e sulla funzionalità delle costruzioni in adiacenza e per individuare gli eventuali interventi per limitarne gli effetti sfavorevoli.

#### 6.8.4 ASPETTI COSTRUTTIVI

I materiali costituenti il manufatto devono essere posti in opera in strati con metodologie idonee a garantire il raggiungimento delle proprietà fisiche e meccaniche richieste in progetto.

Le caratteristiche dei componenti artificiali, quali i materiali geosintetici, devono essere specificate e certificate in conformità alle relative norme europee armonizzate e verificate sulla base di risultati di prove sperimentali da eseguire nelle fasi di accettazione e di verifica delle prestazioni attese.

#### 6.8.5 CONTROLLI E MONITORAGGIO

Con il monitoraggio si deve accertare che i valori delle grandezze misurate, quali ad esempio spostamenti e pressioni interstiziali, siano compatibili con i requisiti di sicurezza e funzionalità del manufatto e di quelli contigui.

Durante la costruzione devono essere eseguite prove di controllo del grado di addensamento, dell'umidità e della deformabilità degli strati posti in opera.

Il tipo ed il numero di controlli devono essere convenientemente fissati in relazione all'importanza dell'opera ed alle caratteristiche geotecniche dell'area, in modo da assicurare un congruo numero di misure significative. Per opere di modesta importanza, che non comportino pericoli per le persone o apprezzabili danni alle cose, il monitoraggio può essere ridotto a documentate ispezioni visive.

#### 6.8.6 FRONTI DI SCAVO

##### 6.8.6.1 Indagini geotecniche e caratterizzazione geotecnica

Le indagini geotecniche devono tener conto della profondità, dell'ampiezza, della destinazione e del carattere permanente o provvisorio dello scavo.

##### 6.8.6.2 Criteri generali di progetto e verifiche di sicurezza

Il progetto deve definire un profilo di scavo tale che risultino rispettate le prescrizioni di cui al § 6.2.3 e la verifica deve essere condotta con modalità analoga a quella indicata per i manufatti di materiali sciolti.

Nel caso di scavi realizzati su pendio, deve essere verificata l'influenza dello scavo sulle condizioni di stabilità generale del pendio stesso.

Il progetto deve tener conto dell'esistenza di opere e sovraccarichi in prossimità dello scavo, deve esaminare l'influenza dello scavo sul regime delle acque superficiali e deve garantire la stabilità e la funzionalità delle costruzioni preesistenti nell'area interessata dallo scavo.

Per scavi in trincea a fronte verticale di altezza superiore ai 2 m, nei quali sia prevista la permanenza di operai, e per scavi che ricadano in prossimità di manufatti esistenti, deve essere prevista una armatura di sostegno delle pareti di scavo. Le verifiche devono essere svolte nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) e nei confronti degli stati limite di servizio (SLE), quando pertinenti.

Le azioni dovute al terreno, all'acqua e ai sovraccarichi anche transitori devono essere calcolate in modo da pervenire, di volta in volta, alle condizioni più sfavorevoli.

Le ipotesi per il calcolo delle azioni del terreno e dell'armatura devono essere giustificate portando in conto la deformabilità relativa del terreno e dell'armatura, le modalità esecutive dell'armatura e dello scavo, le caratteristiche meccaniche del terreno e il tempo di permanenza dello scavo.

## 6.9 MIGLIORAMENTO E RINFORZO DEI TERRENI E DELLE ROCCE

Le presenti norme riguardano la progettazione, la costruzione e il controllo degli interventi di miglioramento e rinforzo dei terreni e delle rocce, realizzati per diverse finalità applicative.

### 6.9.1 SCELTA DEL TIPO DI INTERVENTO E CRITERI GENERALI DI PROGETTO

La scelta del tipo di intervento deve derivare da una caratterizzazione geotecnica dei terreni da trattare e da un'analisi dei fattori tecnici, organizzativi e ambientali.

Gli interventi devono essere giustificati, indicando i fattori geotecnici modificabili e fornendo valutazioni quantitative degli effetti meccanici connessi con tali modificazioni.

Le indagini geotecniche devono riguardare anche l'accertamento dei risultati conseguiti, avvalendosi di misure ed eventualmente di appositi campi prova. Questi ultimi sono necessari nei casi in cui la mancata o ridotta efficacia degli interventi possa comportare il raggiungimento di uno stato limite ultimo o possibili danni a persone o cose.

Nel progetto devono essere definiti il dimensionamento degli interventi, le caratteristiche degli elementi strutturali e degli eventuali materiali di apporto, le tecniche necessarie e le sequenze operative, nonché le indicazioni per poter valutare l'efficacia degli interventi realizzati.

### 6.9.2 MONITORAGGIO

Il monitoraggio ha lo scopo di valutare l'efficacia degli interventi e di verificare la rispondenza dei risultati ottenuti con le ipotesi progettuali. Ha inoltre lo scopo di controllare il comportamento nel tempo del complesso opera-terreno trattato.

Il monitoraggio deve essere previsto nei casi in cui gli interventi di miglioramento e di rinforzo possano condizionare la sicurezza e la funzionalità dell'opera in progetto o di opere circostanti.

## 6.10 CONSOLIDAMENTO GEOTECNICO DI OPERE ESISTENTI

Le presenti norme riguardano l'insieme dei provvedimenti tecnici con i quali si interviene sul sistema manufatto-terreno per eliminare o mitigare difetti di comportamento.

### 6.10.1 CRITERI GENERALI DI PROGETTO

Il progetto degli interventi di consolidamento deve derivare dalla individuazione delle cause che hanno prodotto il comportamento anomalo dell'opera. Tali cause possono riguardare singolarmente o congiuntamente la sovrastruttura, le strutture di fondazione, il terreno di fondazione.

In particolare, devono essere ricercate le cause di anomali spostamenti del terreno, conseguenti al mutato stato tensionale indotto da modifiche del manufatto, da variazioni del regime delle pressioni interstiziali, dalla costruzione di altri manufatti in adiacenza, da modifiche del profilo topografico del terreno per cause antropiche o per movimenti di massa, oppure le cause alle quali è riconducibile il deterioramento dei materiali costituenti le strutture in elevazione e le strutture di fondazione.

Il progetto del consolidamento geotecnico deve essere sviluppato unitariamente con quello strutturale, ovvero gli interventi che si reputano necessari per migliorare il terreno o per rinforzare le fondazioni devono essere concepiti congiuntamente al risanamento della struttura in elevazione.

La descrizione delle modalità esecutive dell'intervento e delle opere provvisorie sono parte integrante del progetto. Per situazioni geotecniche, nelle quali sia documentata la complessità del sottosuolo e comprovata l'impossibilità di svolgere indagini esaustive, è possibile il ricorso al metodo osservazionale.

#### 6.10.2 INDAGINI GEOTECNICHE E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Il progetto degli interventi di consolidamento deve essere basato su risultati di indagini sul terreno e sulle fondazioni esistenti, programmate dopo aver consultato tutta la documentazione eventualmente disponibile, relativa al manufatto da consolidare e al terreno.

In presenza di manufatti particolarmente sensibili agli spostamenti del terreno di fondazione, nell'ubicazione e nella scelta delle attrezzature e delle tecniche esecutive delle indagini si devono valutare le conseguenze di ogni disturbo che potrebbe indursi nel manufatto.

Le indagini devono anche comprendere la misura di grandezze significative per individuare i caratteri cinematici dei movimenti in atto e devono riguardare la variazione nel tempo di grandezze geotecniche come le pressioni interstiziali e gli spostamenti del terreno all'interno del volume ritenuto significativo. Se è presumibile il carattere periodico dei fenomeni osservati, legato ad eventi stagionali, le misure devono essere adeguatamente protratte nel tempo.

#### 6.10.3 TIPI DI CONSOLIDAMENTO GEOTECNICO

I principali metodi per il consolidamento di una struttura esistente fanno in generale capo a uno o più dei seguenti criteri:

- miglioramento e rinforzo dei terreni di fondazione;
- miglioramento e rinforzo dei materiali costituenti la fondazione;
- ampliamento della base;
- trasferimento del carico a strati più profondi;
- introduzione di sostegni laterali;
- rettifica degli spostamenti del piano di posa.

Nella scelta del metodo di consolidamento si deve tener conto della circostanza che i terreni di fondazione del manufatto siano stati da tempo sottoposti all'azione di carichi permanenti e ad altre azioni eccezionali. Si devono valutare gli effetti di un'eventuale redistribuzione delle sollecitazioni nel terreno per effetto dell'intervento sulla risposta meccanica dell'intero manufatto, sia a breve che a lungo termine.

Interventi a carattere provvisorio o definitivo che comportino variazioni di volume, quali il congelamento, le iniezioni, la gettiniezione, e modifiche del regime della falda idrica, richiedono particolari cautele e possono essere adottati solo dopo averne valutato gli effetti sul comportamento del manufatto stesso e di quelli adiacenti.

Le funzioni dell'intervento di consolidamento devono essere chiaramente identificate e definite in progetto.

#### 6.10.4 CONTROLLI E MONITORAGGIO

Il controllo dell'efficacia del consolidamento geotecnico è obbligatorio quando agli interventi consegue una redistribuzione delle sollecitazioni al contatto terreno-manufatto. I controlli assumono diversa ampiezza e si eseguono con strumentazioni e modalità diverse in relazione all'importanza dell'opera, al tipo di difetto del manufatto e ai possibili danni per le persone e le cose.

Il monitoraggio degli interventi di consolidamento deve essere previsto in progetto e descritto in dettaglio - indicando le grandezze da misurare, gli strumenti impiegati e la cadenza temporale delle misure - nel caso di ricorso al metodo osservazionale. Gli esiti delle misure e dei controlli possono costituire elemento di collaudo dei singoli interventi.

## 6.11 DISCARICHE CONTROLLATE DI RIFIUTI E DEPOSITI DI INERTI

### 6.11.1 DISCARICHE CONTROLLATE

#### 6.11.1.1 Criteri di progetto

Oltre a quanto stabilito nelle specifiche norme vigenti, il progetto delle discariche deve essere basato sulla caratterizzazione del sito, con una chiara definizione delle modalità costruttive e di controllo dei diversi dispositivi di barriera, tenendo conto della natura dei rifiuti, della vulnerabilità ambientale del territorio e dei rischi connessi con eventuali malfunzionamenti.

#### 6.11.1.2 Caratterizzazione del sito

La caratterizzazione geologica e geotecnica deve essere finalizzata alla identificazione della natura dei terreni e delle rocce presenti nell'area e dello schema di circolazione idrica del sottosuolo, nonché alla valutazione di tutte le grandezze fisico-meccaniche che contribuiscono alla scelta della localizzazione dell'opera (comprensiva delle aree di deposito, di servizio e di quelle di rispetto), alla sua progettazione e al suo esercizio. E' in particolare necessario il preventivo accertamento della presenza di falde acquifere, di zone di protezione naturale, del rischio sismico e di inondazione, del rischio di frane o di valanghe e di fenomeni di subsidenza.

#### 6.11.1.3 Modalità costruttive e di controllo dei dispositivi di barriera

Il progetto dovrà definire in dettaglio le modalità costruttive e di controllo delle barriere previste dalla specifica normativa di settore. In particolare, devono essere definite le prove di qualificazione del materiale impiegato e le modalità costruttive in termini di spessore degli strati da porre in opera e metodi di compattazione. Il progetto deve inoltre definire il numero e la frequenza delle prove di controllo da eseguire in sito e in laboratorio durante la costruzione delle barriere. In ogni caso, sulla barriera finita dovranno essere previste specifiche prove di controllo della permeabilità, in numero adeguato da consentire la valutazione del raggiungimento o meno dei requisiti richiesti dalla specifica normativa di settore.

#### 6.11.1.4 Verifiche di sicurezza

La stabilità del manufatto e dei terreni di fondazione deve essere valutata mediante specifiche analisi geotecniche, riferite alle diverse fasi della vita dell'opera. In particolare deve essere verificata la stabilità e la deformabilità del fondo, per garantire nel tempo l'efficacia e la funzionalità del sistema di raccolta del percolato, e la stabilità delle pareti laterali.

In particolare, nel caso di barriere composite, devono essere valutate le condizioni di stabilità lungo superfici di scorrimento che comprendano anche le interfacce tra i diversi materiali utilizzati.

Nelle verifiche che interessano il corpo della discarica, si devono attribuire ai materiali di rifiuto parametri che tengano conto della composizione del rifiuto medesimo e dei metodi di pretrattamento e costipamento adottati nonché dei risultati di specifiche prove in sito o di laboratorio.

#### 6.11.1.5 Monitoraggio

Il monitoraggio geotecnico del complesso discarica-terreno deve in generale comprendere la misura di grandezze significative - quali, ad esempio, assestamenti, pressioni interstiziali, caratteristiche del percolato e di eventuale biogas.

### 6.11.2 DEPOSITI DI INERTI

#### 6.11.2.1 Criteri di progetto

Nelle verifiche che interessano il corpo del deposito, si devono attribuire parametri che tengano conto della natura e delle modalità di compattazione del materiale nonché dei risultati di specifiche prove in sito o di laboratorio.

Per i bacini di decantazione a servizio di attività estrattive consistenti in invasi delimitati almeno da un lato da argini di terra in cui i solidi sono separati dai liquidi, devono essere determinate le caratteristiche del materiale di decantazione per varie possibili situazioni di consolidazione.

Al fine di garantire condizioni adeguate di stabilità, devono essere previsti dispositivi per la raccolta e l'allontanamento dal deposito delle acque di ruscellamento superficiale e dispositivi per l'abbattimento ed il controllo del regime delle pressioni interstiziali all'interno del materiale del deposito. E' da prevedersi un dispositivo per evitare comunque la tracimazione.

Nel progetto devono essere definite le modalità di posa in opera dei materiali e i provvedimenti per evitare dissesti del materiale del deposito.

#### 6.11.2.2 Monitoraggio

Il monitoraggio geotecnico del complesso deposito-terreno consiste nell'installazione di appropriata strumentazione e nella misura di grandezze significative - quali, ad esempio, spostamenti e pressioni interstiziali.

Deve essere altresì effettuato un controllo delle acque di ruscellamento superficiale al fine di limitarne la penetrazione nel corpo del deposito.

#### 6.12 FATTIBILITA' DI OPERE SU GRANDI AREE

Le presenti norme definiscono i criteri di carattere geologico e geotecnico da adottare nell'elaborazione di piani urbanistici e nel progetto di insiemi di manufatti e interventi che interessano ampie superfici, quali:

- a) nuovi insediamenti urbani civili o industriali;
- b) ristrutturazione di insediamenti esistenti, reti idriche e fognarie urbane e reti di sottoservizi di qualsiasi tipo;
- c) strade, ferrovie ed idrovie;
- d) opere marittime e difese costiere;
- e) aeroporti;
- f) bacini idrici artificiali e sistemi di derivazione da corsi d'acqua;
- g) sistemi di impianti per l'estrazione di liquidi o gas dal sottosuolo;
- h) bonifiche e sistemazione del territorio;
- i) attività estrattive di materiali da costruzione.

#### 6.12.1 INDAGINI SPECIFICHE

Gli studi geologici e la caratterizzazione geotecnica devono essere estesi a tutta la zona di possibile influenza degli interventi previsti, al fine di accertare destinazioni d'uso compatibile del territorio in esame.

In particolare, le indagini e gli studi devono caratterizzare la zona di interesse in termini di pericolosità geologica intrinseca, per processi geodinamici interni (sismicità, vulcanismo, ...) ed esterni (stabilità dei pendii, erosione, subsidenza, ...) e devono consentire di individuare gli eventuali limiti imposti al progetto di insiemi di manufatti e interventi (ad esempio: modifiche del regime delle acque superficiali e sotterranee, subsidenza per emungimento di fluido dal sottosuolo ...).

## Norme tecniche - 7. PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

Il presente capitolo disciplina la progettazione e la costruzione delle nuove opere soggette anche all'azione sismica. Le sue indicazioni sono da considerare aggiuntive e non sostitutive di quelle riportate nei Capp. 4, 5 e 6; si deve inoltre fare sempre riferimento a quanto indicato nel Cap. 2 per la valutazione della sicurezza e nel Cap. 3 per la valutazione dell'azione sismica.

Le costruzioni da edificarsi in siti ricadenti in zona 4 possono essere progettate e verificate applicando le sole regole valide per le strutture non soggette all'azione sismica, alle condizioni di seguito enunciate:

- i diaframmi orizzontali devono rispettare quanto prescritto al § 7.2.6;
- gli elementi strutturali devono rispettare le limitazioni, in termini di geometria e di quantitativi d'armatura, relative alla CD «B» quale definita nel § 7.2.1;
- le sollecitazioni debbono essere valutate considerando la combinazione di azioni definita nel § 3.2.4 ed applicando, in due direzioni ortogonali, il sistema di forze orizzontali definito dalle espressioni (7.3.6) e (7.3.7), in cui si assumerà  $S_d(T_1) = 0,07g$  <sup>(7)</sup> per tutte le tipologie.

Le relative verifiche di sicurezza debbono essere effettuate, in modo indipendente nelle due direzioni, allo stato limite ultimo. Non è richiesta la verifica agli stati limite di esercizio.

### 7.1 REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE

Sotto l'effetto delle azioni sismiche definite nel § 3.2, deve essere garantito il rispetto degli stati limite ultimi e di esercizio, quali definiti al § 3.2.1 ed individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo il volume significativo di terreno <sup>(8)</sup>, le strutture di fondazione, gli elementi strutturali, gli elementi non strutturali, gli impianti.

In mancanza di espresse indicazioni in merito, il rispetto dei vari stati limite si considera conseguito:

- nei confronti di tutti gli stati limite di esercizio, qualora siano rispettate le verifiche relative al solo SLD;
- nei confronti di tutti gli stati limite ultimi, qualora siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive riportate nel seguito e siano soddisfatte le verifiche relative al solo SLV.

Fanno eccezione a quanto detto le costruzioni di classe d'uso III e IV, per gli elementi non strutturali e gli impianti delle quali è richiesto anche il rispetto delle verifiche di sicurezza relative allo SLO, quali precisate nei §§ 7.3.7.2 e 7.3.7.3.

Per contenere le incertezze e garantire un buon comportamento delle strutture sotto azioni sismiche, devono essere adottati provvedimenti specifici volti ad assicurare caratteristiche di duttilità agli elementi strutturali ed alla costruzione nel suo insieme.

Le strutture di fondazione devono resistere agli effetti risultanti della risposta del terreno e delle strutture sovrastanti, senza spostamenti permanenti incompatibili con lo stato limite di riferimento. Al riguardo, deve essere valutata la risposta sismica e la stabilità del sito secondo quanto indicato nel § 7.11.5.

### 7.2 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE

#### 7.2.1 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE

Le costruzioni devono essere dotate di sistemi strutturali che garantiscano rigidità e resistenza nei confronti delle due componenti ortogonali orizzontali delle azioni sismiche. La componente verticale deve essere considerata solo in presenza di elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, elementi precompressi (con l'esclusione dei solai di luce inferiore a 8 m), elementi a mensola di luce superiore a 4 m, strutture di tipo spingente, pilastri in falso, edifici con piani sospesi, ponti, costruzioni con isolamento nei casi specificati in § 7.10.5.3.2 e purché il sito nel quale la costruzione sorge non ricada in zona 3 o 4. Nei casi precisati in § 3.2.5.1 si deve inoltre tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico. Si deve tenere infine conto degli effetti torsionali che si accompagnano all'azione sismica. A tal fine gli orizzontamenti, ove presenti, devono essere dotati di rigidità e resistenza tali da metterli in grado di trasmettere le forze scambiate tra i diversi sistemi resistenti a sviluppo verticale.



Il sistema di fondazione deve essere dotato di elevata rigidità estensionale nel piano orizzontale e di adeguata rigidità flessionale. Deve essere adottata un'unica tipologia di fondazione per una data struttura in elevazione, a meno che questa non consista di unità indipendenti. In particolare, nella stessa struttura deve essere evitato l'uso contestuale di fondazioni su pali o miste con fondazioni superficiali, a meno che uno studio specifico non ne dimostri l'accettabilità o che si tratti di un ponte.

Le costruzioni soggette all'azione sismica, non dotate di appositi dispositivi dissipativi, devono essere progettate in accordo con i seguenti comportamenti strutturali:

- a) comportamento strutturale non-dissipativo;
- b) comportamento strutturale dissipativo.

Nel comportamento strutturale non dissipativo, cui ci si riferisce quando si progetta per gli stati limite di esercizio, gli effetti combinati delle azioni sismiche e delle altre azioni sono calcolati, indipendentemente dalla tipologia strutturale adottata, senza tener conto delle non linearità di comportamento (di materiale e geometriche) se non rilevanti.

Nel comportamento strutturale dissipativo, cui ci si riferisce quando si progetta per gli stati limite ultimi, gli effetti combinati delle azioni sismiche e delle altre azioni sono calcolati, in funzione della tipologia strutturale adottata, tenendo conto delle non linearità di comportamento (di materiale sempre, geometriche quando rilevanti e comunque sempre quando precisato).

Gli elementi strutturali delle fondazioni, che devono essere dimensionati sulla base delle sollecitazioni ad essi trasmesse dalla struttura sovrastante (v. § 7.2.5), devono avere comportamento non dissipativo, indipendentemente dal comportamento strutturale attribuito alla struttura su di esse gravante.

Nel caso la struttura abbia comportamento strutturale dissipativo, si distinguono due livelli di Capacità Dissipativa o Classi di Duttilità (CD):

- Classe di duttilità alta (CD «A»);
- Classe di duttilità bassa (CD «B»).

La differenza tra le due classi risiede nella entità delle plasticizzazioni cui ci si riconduce in fase di progettazione; per ambedue le classi, onde assicurare alla struttura un comportamento dissipativo e duttile evitando rotture fragili e la formazione di meccanismi instabili impreveduti, si fa ricorso ai procedimenti tipici della gerarchia delle resistenze.

Si localizzano dunque le dissipazioni di energia per isteresi in zone a tal fine individuate e progettate, dette «dissipative» o «critiche», effettuando il dimensionamento degli elementi non dissipativi nel rispetto del criterio di gerarchia delle resistenze; l'individuazione delle zone dissipative deve essere congruente con lo schema strutturale adottato.

Poiché il comportamento sismico della struttura è largamente dipendente dal comportamento delle sue zone critiche, esse debbono formarsi ove previsto e mantenere, in presenza di azioni cicliche, la capacità di trasmettere le necessarie sollecitazioni e di dissipare energia.

Tali fini possono ritenersi conseguiti qualora le parti non dissipative ed i collegamenti delle parti dissipative al resto della struttura possiedano, nei confronti delle zone dissipative, una sovrarresistenza sufficiente a consentire lo sviluppo in esse della plasticizzazione ciclica. La sovrarresistenza è valutata moltiplicando la resistenza nominale di calcolo delle zone dissipative per un opportuno coefficiente di sovrarresistenza  $\gamma_{Rd}$ , assunto pari, ove non diversamente specificato, ad 1,3 per CD «A» e ad 1,1 per CD «B».

I collegamenti realizzati con dispositivi di vincolo temporaneo, di cui al § 11.9, devono essere in grado di sostenere una forza ottenuta assumendo un coefficiente di sovrarresistenza  $\gamma_{Rd}$  sempre pari a 1,5, a meno che tali dispositivi non colleghino due strutture isolate, nel qual caso la forza di progetto è pari a quella ottenuta dall'analisi allo SLC.

Nel caso di collegamenti in semplice appoggio o di collegamenti di tipo scorrevole l'appoggio deve essere dimensionato per consentire uno scorrimento che tenga conto dello spostamento relativo tra le due parti della struttura collegate determinato in base alle azioni allo stato limite ultimo (v. § 7.3); si deve tenere conto anche dello spostamento relativo in condizioni sismiche tra le fondazioni delle due parti collegate, secondo quanto indicato nei §§ 3.2.5.1 e 3.2.5.2. Non è mai consentito fare affidamento

sull'attrito conseguente ai carichi gravitazionali per assicurare la trasmissione di forze orizzontali tra parti della struttura, salvo per dispositivi espressamente progettati per tale scopo.

I dettagli costruttivi delle zone critiche e delle connessioni tra queste zone e le restanti parti della struttura, nonché dei diversi elementi strutturali tra loro, devono ricevere una particolare attenzione ed essere esaurientemente specificati negli elaborati di progetto.

## 7.2.2 CARATTERISTICHE GENERALI DELLE COSTRUZIONI

### Regolarità

Le costruzioni devono avere, quanto più possibile, struttura iperstatica caratterizzata da regolarità in pianta e in altezza. Se necessario ciò può essere conseguito suddividendo la struttura, mediante giunti, in unità tra loro dinamicamente indipendenti.

Per quanto riguarda gli edifici, una costruzione è regolare in pianta se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- a) la configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidità;
- b) il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4;
- c) nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25% della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione;
- d) gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti.

Sempre riferendosi agli edifici, una costruzione è regolare in altezza se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- e) tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione;
- f) massa e rigidità rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25%, la rigidità non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidità si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base;
- g) nelle strutture intelaiate progettate in CD «B» il rapporto tra resistenza effettiva <sup>(9)</sup> e resistenza richiesta dal calcolo non è significativamente diverso per orizzontamenti diversi (il rapporto fra la resistenza effettiva e quella richiesta, calcolata ad un generico orizzontamento, non deve differire più del 20% dall'analogo rapporto determinato per un altro orizzontamento); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti;
- h) eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengono in modo graduale da un orizzontamento al successivo, rispettando i seguenti limiti: ad ogni orizzontamento il rientro non supera il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento, né il 20% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro piani per il quale non sono previste limitazioni di restringimento.

Per i ponti le condizioni di regolarità sono definite nel § 7.9.2.1.

### Distanza tra costruzioni contigue

La distanza tra costruzioni contigue deve essere tale da evitare fenomeni di martellamento e comunque non può essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi determinati per lo SLV, calcolati per ciascuna costruzione secondo il § 7.3.3 (analisi lineare) o il § 7.3.4 (analisi non lineare); in ogni caso la distanza tra due punti che si fronteggiano non può essere inferiore ad 1/100 della quota dei punti considerati misurata dal piano di fondazione, moltiplicata per  $a_g \cdot S / 0,5g \leq 1$ . Qualora non si eseguano calcoli specifici, lo spostamento massimo di una costruzione non isolata alla base, può essere stimato in 1/100 dell'altezza della costruzione moltiplicata per  $a_g \cdot S / 0,5g$ .

Particolare attenzione va posta al dimensionamento dei distacchi se le costruzioni hanno apparecchi di isolamento sismico tenendo in conto le indicazioni riportate nel § 7.10.4 e nel § 7.10.6.

Altezza massima dei nuovi edifici

Per le tipologie strutturali: costruzioni di legno e di muratura non armata che non accedono alle riserve anelastiche delle strutture, ricadenti in zona 1, è fissata una altezza massima pari a due piani dal piano di campagna, ovvero dal ciglio della strada. Il solaio di copertura del secondo piano non può essere calpestio di volume abitabile.

Per le altre zone l'altezza massima degli edifici deve essere opportunamente limitata, in funzione delle loro capacità deformative e dissipative e della classificazione sismica del territorio.

Per le altre tipologie strutturali (cemento armato, acciaio, ecc.) l'altezza massima è determinata unicamente dalle capacità resistenti e deformative della struttura.

Limitazione dell'altezza in funzione della larghezza stradale

I regolamenti e le norme di attuazione degli strumenti urbanistici possono introdurre limitazioni all'altezza degli edifici in funzione della larghezza stradale.

Per ciascun fronte dell'edificio verso strada, i regolamenti e le norme definiranno la distanza minima tra la proiezione in pianta del fronte stesso ed il ciglio opposto della strada. Si intende per strada l'area di uso pubblico aperta alla circolazione dei pedoni e dei veicoli, nonché lo spazio inedificabile non cintato aperto alla circolazione pedonale.

### 7.2.3 CRITERI DI PROGETTAZIONE DI ELEMENTI STRUTTURALI «SECONDARI» ED ELEMENTI NON STRUTTURALI

Alcuni elementi strutturali possono venire considerati «secondari». Sia la rigidezza che la resistenza di tali elementi vengono ignorate nell'analisi della risposta e tali elementi vengono progettati per resistere ai soli carichi verticali. Tali elementi tuttavia devono essere in grado di assorbire le deformazioni della struttura soggetta all'azione sismica di progetto, mantenendo la capacità portante nei confronti dei carichi verticali; pertanto, limitatamente al soddisfacimento di tale requisito, agli elementi «secondari» si applicano i particolari costruttivi definiti per gli elementi strutturali.

In nessun caso la scelta degli elementi da considerare secondari può determinare il passaggio da struttura «irregolare» a struttura «regolare», né il contributo alla rigidezza totale sotto azioni orizzontali degli elementi secondari può superare il 15% della analoga rigidezza degli elementi principali.

Con l'esclusione dei soli tamponamenti interni di spessore non superiore a 100 mm, gli elementi costruttivi senza funzione strutturale il cui danneggiamento può provocare danni a persone, devono essere verificati, insieme alle loro connessioni alla struttura, per l'azione sismica corrispondente a ciascuno degli stati limite considerati.

Qualora la distribuzione di tali elementi sia fortemente irregolare in pianta, gli effetti di tale irregolarità debbono essere valutati e tenuti in conto. Questo requisito si intende soddisfatto qualora si incrementi di un fattore 2 l'eccentricità accidentale di cui al § 7.2.6.

Qualora la distribuzione di tali elementi sia fortemente irregolare in altezza deve essere considerata la possibilità di forti concentrazioni di danno ai livelli caratterizzati da significativa riduzione del numero di tali elementi rispetto ai livelli adiacenti. Questo requisito si intende soddisfatto incrementando di un fattore 1,4 le azioni di calcolo per gli elementi verticali (pilastri e pareti) dei livelli con riduzione dei tamponamenti.

In ogni caso gli effetti degli elementi costruttivi senza funzione strutturale sulla risposta sismica dell'intera struttura vanno considerati nei modi e nei limiti ulteriormente descritti, per i diversi sistemi costruttivi, nei paragrafi successivi.

Gli effetti dell'azione sismica sugli elementi costruttivi senza funzione strutturale possono essere determinati applicando agli elementi detti una forza orizzontale  $F_a$  definita come segue:

$$F_a = (S_a W_a) / q_a \quad (7.2.1)$$

dove

$F_a$  è la forza sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento non strutturale nella direzione più sfavorevole;

$W_a$  è il peso dell'elemento;

$S_a$  è l'accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento strutturale subisce durante il sisma e corrisponde allo stato limite in esame (v. § 3.2.1);

$q_a$  è il fattore di struttura dell'elemento.

In assenza di specifiche determinazioni, per  $q_a$  si possono assumere i valori riportati in Tab. 7.2.1.

In mancanza di analisi più accurate  $S_a$  può essere calcolato nel seguente modo:

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot [3 \cdot (1 + Z / H) / 1 + (1 - T_a/T_1)^2 - 0,5] \quad (7.2.2)$$

dove:

$\alpha$  è il rapporto tra l'accelerazione massima del terreno  $a_g$  su sottosuolo tipo A da considerare nello stato limite in esame (v. § 3.2.1) e l'accelerazione di gravità  $g$ ;

$S$  è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche secondo quanto riportato nel § 3.2.3.2.1;

$T_a$  è il periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale;

$T_1$  è il periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata;

$Z$  è la quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione (v. § 3.2.2);

$H$  è l'altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione.

Per le strutture con isolamento sismico si assume sempre  $Z = 0$ .

Il valore del coefficiente sismico  $S_a$  non può essere assunto minore di  $\alpha S$ .

Tabella 7.2.1 - Valori di  $q_a$  per elementi non strutturale

Elemento non strutturale	$q_a$
Parapetti o decorazioni aggettanti	1,0
Insegne e pannelli pubblicitari	
Ciminiere, antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole senza controventi per più di metà della loro altezza	
Pareti interne ed esterne	
Tramezzature e facciate	2,0
Ciminiere, antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole non controventate per meno di metà della loro altezza o connesse alla struttura in corrispondenza o al di sopra del loro centro di massa	
Elementi di ancoraggio per armadi e librerie permanenti direttamente poggiati sul pavimento	
Elementi di ancoraggio per controsoffitti e corpi illuminanti	

#### 7.2.4 CRITERI DI PROGETTAZIONE DEGLI IMPIANTI

Ciascun elemento di un impianto che ecceda il 30% del carico permanente totale del solaio su cui è collocato o il 10% del carico permanente totale dell'intera struttura, non ricade nelle prescrizioni successive e richiede uno specifico studio.

Gli elementi strutturali che sostengono e collegano i diversi elementi funzionali costituenti l'impianto tra loro e alla struttura principale devono essere progettati seguendo le stesse regole adottate per gli elementi costruttivi senza funzione strutturale ed illustrate nel paragrafo precedente. L'effetto dell'azione sismica sull'impianto, in assenza di determinazioni più precise, può essere valutato considerando una forza ( $F_a$ ) applicata al baricentro di ciascuno degli elementi funzionali componenti l'impianto, calcolata utilizzando le equazioni (7.2.1) e (7.2.2).

Gli eventuali componenti fragili debbono essere progettati per avere resistenza doppia di quella degli eventuali elementi duttili ad essi contigui, ma non superiore a quella richiesta da un'analisi eseguita con fattore di struttura  $q$  pari ad 1.

Gli impianti non possono essere vincolati alla costruzione contando sull'effetto dell'attrito, bensì debbono essere collegati ad essa con dispositivi di vincolo rigidi o flessibili; gli impianti a dispositivi di vincolo flessibili sono quelli che hanno periodo di vibrazione  $T \geq 0,1s$ . Se si adottano dispositivi di vincolo flessibili i collegamenti di servizio dell'impianto debbono essere flessibili e non possono far parte del meccanismo di vincolo.

Deve essere limitato il rischio di fuoriuscite incontrollate di gas, particolarmente in prossimità di utenze elettriche e materiali infiammabili, anche mediante l'utilizzo di dispositivi di interruzione automatica della distribuzione del gas. I tubi per la fornitura del gas, al passaggio dal terreno alla costruzione, debbono essere progettati per sopportare senza rotture i massimi spostamenti relativi costruzione terreno dovuti all'azione sismica di progetto.

#### 7.2.5 REQUISITI STRUTTURALI DEGLI ELEMENTI DI FONDAZIONE

Le azioni trasmesse in fondazione derivano dall'analisi del comportamento dell'intera opera, in genere condotta esaminando la sola struttura in elevazione alla quale sono applicate le azioni statiche e sismiche.

Per le strutture progettate sia per CD «A» sia per CD «B» il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno devono essere eseguiti assumendo come azioni in fondazione le resistenze degli elementi strutturali soprastanti. Più precisamente, la forza assiale negli elementi strutturali verticali derivante dalla combinazione delle azioni di cui al § 3.2.4 deve essere associata al concomitante valore resistente del momento flettente e del taglio; si richiede tuttavia che tali azioni risultino non maggiori di quelle trasferite dagli elementi soprastanti, amplificate con un  $\gamma_{Rd}$  pari a 1,1 in CD «B» e 1,3 in CD «A», e comunque non maggiori di quelle derivanti da una analisi elastica della struttura in elevazione eseguita con un fattore di struttura  $q$  pari a 1.

Le fondazioni superficiali devono essere progettate per rimanere in campo elastico. Non sono quindi necessarie armature specifiche per ottenere un comportamento duttile.

Le travi di fondazione in c.a. devono avere armature longitudinali in percentuale non inferiore allo 0,2%, sia inferiormente che superiormente, per l'intera lunghezza.

I pali in calcestruzzo devono essere armati per tutta la lunghezza, con un'area non inferiore allo 0,3% di quella del calcestruzzo.

Nei casi in cui gli effetti dell'interazione cinematica terreno-struttura siano considerati rilevanti, sui pali deve essere assunta la condizione di sollecitazione più sfavorevole estesa a tutta la lunghezza del palo.

L'impiego di pali inclinati è da evitare. Nei casi in cui sia necessario farne uso, i pali devono essere dimensionati per sopportare con adeguato margine di sicurezza le sollecitazioni che derivano dall'analisi del complesso fondazione-terreno in condizioni sismiche.

E' da evitare la formazione di cerniere plastiche nei pali di fondazione. Qualora non fosse possibile escluderne la formazione, le corrispondenti sezioni devono essere progettate per un comportamento duttile e opportunamente confinate. L'armatura perimetrale di confinamento dei pali di fondazione, di diametro non inferiore a 8 mm, deve essere costituita da spirale continua per tutti i tratti interessati da potenziali cerniere plastiche. In tali tratti, assunti di dimensione almeno pari a 3 volte il diametro, e comunque per uno sviluppo, a partire dalla testa del palo, di almeno 10 diametri, l'armatura longitudinale deve avere area non inferiore all'1% di quella del calcestruzzo.

##### 7.2.5.1 Collegamenti orizzontali tra fondazioni

Si deve tenere conto della presenza di spostamenti relativi del terreno di fondazione sul piano orizzontale, calcolati come specificato nel § 3.2.5.2, e dei possibili effetti da essi indotti nella sovrastruttura.

Il requisito si ritiene soddisfatto se le strutture di fondazione sono collegate tra loro da un reticolo di travi, o da una piastra dimensionata in modo adeguato, in grado di assorbire le forze assiali conseguenti. In assenza di valutazioni più accurate, si possono conservativamente assumere le seguenti azioni assiali:

$\pm 0,3 N_{sd} a_{max}/g$  per il profilo stratigrafico di tipo B

$\pm 0,4 N_{sd} a_{max}/g$  per il profilo stratigrafico di tipo C

$\pm 0,6 N_{sd} a_{max}/g$  per il profilo stratigrafico di tipo D

dove  $N_{sd}$  è il valore medio delle forze verticali agenti sugli elementi collegati, e  $a_{max}$  è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale l'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata con la relazione:  $a_{max} = a_g \cdot S$  in cui  $S$  è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica ( $S_s$ ) e dell'amplificazione topografica ( $S_T$ ), di cui al § 3.2.3.2, e  $a_g$  è l'accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido.

Ai fini dell'applicazione delle precedenti relazioni, il profilo stratigrafico di tipo E è assimilato a quello di tipo C se i terreni posti sul substrato di riferimento sono mediamente addensati (terreni a grana grossa) o mediamente consistenti (terreni a grana fina) e a quello di tipo D se i terreni posti su substrato di riferimento sono scarsamente addensati (terreni a grana grossa) o scarsamente consistenti (terreni a grana fina).

Il collegamento tra le strutture di fondazione non è necessario per profili stratigrafici di tipo A e per siti ricadenti in zona 4.

Travi o piastre di piano possono essere assimilate a elementi di collegamento se realizzate ad una distanza minore o uguale a 1 m dall'intradosso degli elementi di fondazione superficiali o dalla testa dei pali.

#### 7.2.6 CRITERI DI MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E AZIONE SISMICA

Il modello della struttura deve essere tridimensionale e rappresentare in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidità e resistenza, con particolare attenzione alle situazioni nelle quali componenti orizzontali dell'azione sismica possono produrre forze d'inerzia verticali (travi di grande luce, sbalzi significativi, ecc.).

Nella definizione del modello alcuni elementi strutturali, considerati «secondari», e gli elementi non strutturali autoportanti (tamponature e tramezzi), possono essere rappresentati unicamente in termini di massa, considerando il loro contributo alla rigidità e alla resistenza del sistema strutturale solo qualora essi possiedano rigidità e resistenza tali da modificare significativamente il comportamento del modello.

Gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano, a condizione che siano realizzati in cemento armato, oppure in latero-cemento con soletta in c.a. di almeno 40 mm di spessore, o in struttura mista con soletta in cemento armato di almeno 50 mm di spessore collegata da connettori a taglio opportunamente dimensionati agli elementi strutturali in acciaio o in legno e purché le aperture presenti non ne riducano significativamente la rigidità.

Per rappresentare la rigidità degli elementi strutturali si possono adottare modelli lineari, che trascurano le non linearità di materiale e geometriche, e modelli non lineari, che le considerano; in ambo i casi si deve tener conto della fessurazione dei materiali fragili. In caso non siano effettuate analisi specifiche, la rigidità flessionale e a taglio di elementi in muratura, cemento armato, acciaio-calcestruzzo, può essere ridotta sino al 50% della rigidità dei corrispondenti elementi non fessurati, tenendo debitamente conto dell'influenza della sollecitazione assiale permanente.

Nel caso di comportamento non dissipativo si adottano unicamente i modelli lineari.

Nel caso di comportamento dissipativo si possono adottare sia modelli lineari sia modelli non lineari. Il legame costitutivo utilizzato per modellare il comportamento non lineare della struttura dovuto alla non linearità di materiale deve essere giustificato, anche in relazione alla corretta rappresentazione dell'energia dissipata nei cicli di isteresi.

Le azioni conseguenti al moto sismico sono modellate sia direttamente, attraverso forze statiche equivalenti o spettri di risposta, sia indirettamente, attraverso accelerogrammi.

Nella definizione dell'azione sismica sulla struttura, è possibile tenere conto della modifica del moto sismico indotta dall'interazione fondazione-terreno. A meno di analisi numeriche avanzate, la fondazione può essere schematizzata con vincoli visco-elastici, caratterizzati da opportuna impedenza dinamica. Questa schematizzazione può rendersi necessaria per strutture alte e snelle, nelle quali gli effetti del secondo ordine non sono trascurabili, e per strutture fondate su terreni molto deformabili ( $V_s < 100$  m/s). Conseguentemente, con i criteri di cui al § 7.11.2, nel calcolo dell'impedenza dinamica è necessario tener conto della dipendenza delle caratteristiche di rigidità e smorzamento dal livello deformativo.

Per le fondazioni miste, come specificato al § 6.4.3, l'interazione fra il terreno, i pali e la struttura di collegamento deve essere studiata con appropriate modellazioni, allo scopo di pervenire alla determinazione dell'aliquota dell'azione di progetto trasferita al terreno direttamente dalla struttura di collegamento e dell'aliquota trasmessa ai pali. Nei casi in cui l'interazione sia considerata non significativa o, comunque, si ometta la relativa analisi, le verifiche SLV e SLD, condotte quindi con riferimento ai soli pali, devono soddisfare quanto riportato al § 7.11.5.3.2. Nei casi in cui si consideri significativa tale interazione e si svolga la relativa analisi, le verifiche SLV e SLD, condotte con riferimento ai soli pali, devono soddisfare quanto riportato ai §§ 6.4.3.3 e 6.4.3.4, ove le azioni e le resistenze di progetto ivi menzionate sono da intendersi determinate secondo quanto specificato nel presente Cap. 7.

Per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, al centro di massa deve essere attribuita una eccentricità accidentale rispetto alla sua posizione quale deriva dal calcolo. Per i soli edifici ed in assenza di più accurate determinazioni l'eccentricità accidentale in ogni direzione non può essere considerata inferiore a 0,05 volte la dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica. Detta eccentricità è assunta costante, per entità e direzione, su tutti gli orizzontamenti.

### 7.3 METODI DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA

#### 7.3.1 ANALISI LINEARE O NON LINEARE

L'analisi delle strutture soggette ad azione sismica può essere lineare o non lineare.

##### Analisi lineare

L'analisi lineare può essere utilizzata per calcolare gli effetti delle azioni sismiche sia nel caso di sistemi dissipativi sia nel caso di sistemi non dissipativi.

Quando si utilizza l'analisi lineare per sistemi non dissipativi, come avviene per gli stati limite di esercizio, gli effetti delle azioni sismiche sono calcolati, quale che sia la modellazione per esse utilizzata, riferendosi allo spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura  $q$  unitario (§ 3.2.3.4). La resistenza delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata in accordo con le regole presentate nei capitoli precedenti, non essendo necessario soddisfare i requisiti di duttilità fissati nei paragrafi successivi.

Quando si utilizza l'analisi lineare per sistemi dissipativi, come avviene per gli stati limite ultimi, gli effetti delle azioni sismiche sono calcolati, quale che sia la modellazione per esse utilizzata, riferendosi allo spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura  $q$  maggiore dell'unità (§ 3.2.3.5). La resistenza delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata in accordo con le regole presentate nei capitoli precedenti, essendo necessario soddisfare i requisiti di duttilità fissati nei paragrafi successivi.

Il valore del fattore di struttura  $q$  da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e prende in conto le non linearità di materiale. Esso può essere calcolato tramite la seguente espressione:

$$q = q_0 \cdot K_R \quad (7.3.1)$$

dove:

$q_0$  è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto  $\alpha/\alpha_i$  tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione;

$K_R$  è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

Per le costruzioni regolari in pianta, qualora non si proceda ad un'analisi non lineare finalizzata alla valutazione del rapporto  $\alpha_u/\alpha_i$ , per esso possono essere adottati i valori indicati nei paragrafi successivi per le diverse tipologie costruttive.

Per le costruzioni non regolari in pianta, si possono adottare valori di  $\alpha_u/\alpha_i$  pari alla media tra 1,0 ed i valori di volta in volta forniti per le diverse tipologie costruttive.

La scelta del fattore di struttura deve essere adeguatamente giustificata. Il valore adottato deve dar luogo ad azioni di progetto agli stati limite ultimi coerenti con le azioni di progetto assunte per gli stati limite di esercizio.

Per la componente verticale dell'azione sismica il valore di  $q$  utilizzato, a meno di adeguate analisi giustificative, è  $q = 1,5$  per qualunque tipologia strutturale e di materiale, tranne che per i ponti per i quali è  $q = 1$ .

Le non linearità geometriche sono prese in conto, quando necessario, attraverso il fattore  $\theta$  appresso definito. In particolare, per le costruzioni civili ed industriali esse possono essere trascurate nel caso in cui ad ogni orizzontamento risulti:

$$\theta = P \cdot d_r / V \cdot h \leq 0,1 \quad (7.3.2)$$

dove:

$P$  è il carico verticale totale della parte di struttura sovrastante l'orizzontamento in esame;

$d_r$  è lo spostamento orizzontale medio d'interpiano, ovvero la differenza tra lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento considerato e lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento immediatamente sottostante;

$V$  è la forza orizzontale totale in corrispondenza dell'orizzontamento in esame;

$h$  è la distanza tra l'orizzontamento in esame e quello immediatamente sottostante.

Quando  $\theta$  è compreso tra 0,1 e 0,2 gli effetti delle non linearità geometriche possono essere presi in conto incrementando gli effetti dell'azione sismica orizzontale di un fattore pari a  $1 / (1 - \theta)$ ;  $\theta$  non può comunque superare il valore 0,3.

#### Analisi non lineare

L'analisi non lineare si utilizza per sistemi dissipativi e tiene conto delle non linearità di materiale e geometriche; queste ultime possono essere trascurate nei casi precedentemente precisati. I legami costitutivi utilizzati devono includere la perdita di resistenza e la resistenza residua, se significativi.

#### 7.3.2 ANALISI STATICA O DINAMICA

Oltre che in relazione al fatto che l'analisi sia lineare o non lineare, i metodi d'analisi sono articolati anche in relazione al fatto che l'equilibrio sia trattato staticamente o dinamicamente.

Il metodo d'analisi lineare di riferimento per determinare gli effetti dell'azione sismica, sia su sistemi dissipativi sia su sistemi non dissipativi, è l'analisi modale con spettro di risposta o «analisi lineare dinamica». In essa l'equilibrio è trattato dinamicamente e l'azione sismica è modellata direttamente attraverso lo spettro di progetto definito al § 3.2.3.4 (struttura non dissipativa) o al § 3.2.3.5 (struttura dissipativa). In alternativa all'analisi modale si può adottare una integrazione al passo, modellando l'azione sismica attraverso accelerogrammi, ma in tal caso la struttura deve essere non dissipativa.

Per le sole costruzioni la cui risposta sismica, in ogni direzione principale, non dipenda significativamente dai modi di vibrare superiori, è possibile utilizzare, sia su sistemi dissipativi sia su sistemi non dissipativi, il metodo delle forze laterali o «analisi lineare statica». In essa l'equilibrio è trattato staticamente, l'analisi della struttura è lineare, si modella l'azione sismica direttamente attraverso lo spettro di progetto definito al § 3.2.3.4 (struttura non dissipativa) o al § 3.2.3.5 (struttura dissipativa).

Infine, per determinare gli effetti dell'azione sismica su sistemi dissipativi, si possono effettuare analisi non lineari. In esse l'equilibrio è trattato staticamente («analisi non lineare statica») modellando l'azione sismica direttamente mediante forze statiche fatte crescere monotonamente o dinamicamente («analisi non lineare dinamica») modellando l'azione sismica indirettamente mediante accelerogrammi.



### 7.3.3 ANALISI LINEARE DINAMICA O STATICA

#### 7.3.3.1 Analisi lineare dinamica

L'analisi dinamica lineare consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale),
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati,
- nella combinazione di questi effetti.

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. E' opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi deve essere utilizzata una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo, quale quella indicata nell'espressione (7.3.3):

$$E = (\sum_i \sum_j \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j)^{1/2} \quad (7.3.3)$$

con:

$E_j$  valore dell'effetto relativo al modo  $j$ ;

$\rho_{ij}$  coefficiente di correlazione tra il modo  $i$  e il modo  $j$ , calcolato con formule di comprovata validità quale:

$$\rho_{ij} = 8\xi^2 \beta_{ij}^{3/2} / (1 + \beta_{ij}) [(1 - \beta_{ij})^2 + 4\xi^2 \beta_{ij}] \quad (7.3.4)$$

$\xi$  smorzamento viscoso dei modi  $i$  e  $j$ ;

$\beta_{ij}$  è il rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia  $i$ - $j$  di modi ( $\beta_{ij} = T_j/T_i$ ).

Per gli edifici, gli effetti della eccentricità accidentale del centro di massa possono essere determinati mediante l'applicazione di carichi statici costituiti da momenti torcenti di valore pari alla risultante orizzontale della forza agente al piano, determinata come in § 7.3.3.2, moltiplicata per l'eccentricità accidentale del baricentro delle masse rispetto alla sua posizione di calcolo, determinata come in § 7.2.6.

In alternativa, nel caso in cui la struttura sia non dissipativa, si può effettuare un'analisi con integrazione al passo, modellando l'azione sismica attraverso accelerogrammi, tenendo conto dell'eccentricità accidentale nel modo indicato al § 7.2.6.

#### 7.3.3.2 Analisi lineare statica

L'analisi statica lineare consiste nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze di inerzia indotte dall'azione sismica e può essere effettuata per costruzioni che rispettino i requisiti specifici riportati nei paragrafi successivi, a condizione che il periodo del modo di vibrare principale nella direzione in esame ( $T_1$ ) non superi  $2,5 T_C$  o  $T_D$  e che la costruzione sia regolare in altezza.

Per costruzioni civili o industriali che non superino i 40 m di altezza e la cui massa sia approssimativamente uniformemente distribuita lungo l'altezza,  $T_1$  può essere stimato, in assenza di calcoli più dettagliati, utilizzando la formula seguente:

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4} \quad (7.3.5)$$

dove:  $H$  è l'altezza della costruzione, in metri, dal piano di fondazione e  $C_1$  vale 0,085 per costruzioni con struttura a telaio in acciaio, 0,075 per costruzioni con struttura a telaio in calcestruzzo armato e 0,050 per costruzioni con qualsiasi altro tipo di struttura.

L'entità delle forze si ottiene dall'ordinata dello spettro di progetto corrispondente al periodo  $T_1$  e la loro distribuzione sulla struttura segue la forma del modo di vibrare principale nella direzione in esame, valutata in modo approssimato.

La forza da applicare a ciascuna massa della costruzione è data dalla formula seguente:

$$F_i = F_h \cdot z_i \cdot W_i / \sum_j z_j W_j \quad (7.3.6)$$

dove:

$$F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda / g$$

$F_i$  è la forza da applicare alla massa  $i$ -esima;

$W_i$  e  $W_j$  sono i pesi, rispettivamente, della massa  $i$  e della massa  $j$ ;

$z_i$  e  $z_j$  sono le quote, rispetto al piano di fondazione (v. § 3.2.3.1), delle masse  $i$  e  $j$ ;

$S_d(T_1)$  è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto definito al § 3.2.3.5;

$W$  è il peso complessivo della costruzione;

$\lambda$  è un coefficiente pari a 0,85 se la costruzione ha almeno tre orizzontamenti e se  $T_1 < 2T_c$ , pari a 1,0 in tutti gli altri casi;

$g$  è l'accelerazione di gravità.

Per gli edifici, se le rigidezze laterali e le masse sono distribuite simmetricamente in pianta, gli effetti torsionali accidentali di cui al § 7.2.6 possono essere considerati amplificando le sollecitazioni su ogni elemento resistente, calcolate con la distribuzione fornita dalla formula (7.3.6), attraverso il fattore ( $\delta$ ) risultante dalla seguente espressione:

$$\delta = 1 + 0,6 x / L_e \quad (7.3.7)$$

dove:

$x$  è la distanza dell'elemento resistente verticale dal baricentro geometrico di piano, misurata perpendicolarmente alla direzione dell'azione sismica considerata;

$L_e$  è la distanza tra i due elementi resistenti più lontani, misurata allo stesso modo.

### 7.3.3.3 Valutazione degli spostamenti

Gli spostamenti  $d_E$  della struttura sotto l'azione sismica di progetto allo SLV si ottengono moltiplicando per il fattore  $\mu_d$  i valori  $d_{Ee}$  ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o statica, secondo l'espressione seguente:

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee} \quad (7.3.8)$$

dove

$$\mu_d = q \text{ se } T_1 \geq T_c$$

$$\mu_d = 1 + (q - 1) \cdot T_c / T_1 \text{ se } T_1 < T_c \quad (7.3.9)$$

In ogni caso  $\mu_d \leq 5q - 4$

## 7.3.4 ANALISI NON LINEARE STATICA O DINAMICA

### 7.3.4.1 Analisi non lineare statica

L'analisi non lineare statica consiste nell'applicare alla struttura i carichi gravitazionali e, per la direzione considerata dell'azione sismica, un sistema di forze orizzontali distribuite, ad ogni livello della costruzione, proporzionalmente alle forze d'inerzia ed aventi

risultante (taglio alla base)  $F_b$ . Tali forze sono scalate in modo da far crescere monotonamente, sia in direzione positiva che negativa e fino al raggiungimento delle condizioni di collasso locale o globale, lo spostamento orizzontale  $d_c$  di un punto di controllo coincidente con il centro di massa dell'ultimo livello della costruzione (sono esclusi eventuali torrioni). Il diagramma  $F_b - d_c$  rappresenta la curva di capacità della struttura.

Questo tipo di analisi può essere utilizzato soltanto se ricorrono le condizioni di applicabilità nel seguito precisate per le distribuzioni principali (Gruppo 1); in tal caso esso si utilizza per gli scopi e nei casi seguenti:

- valutare i rapporti di sovrarresistenza  $\alpha_u/\alpha_1$  di cui ai §§ 7.4.3.2, 7.4.5.1, 7.5.2.2, 7.6.2.2, 7.7.3, 7.8.1.3 e 7.9.2.1;
- verificare l'effettiva distribuzione della domanda inelastica negli edifici progettati con il fattore di struttura  $q$ ;
- come metodo di progetto per gli edifici di nuova costruzione sostitutivo dei metodi di analisi lineari;
- come metodo per la valutazione della capacità di edifici esistenti.

Si devono considerare almeno due distribuzioni di forze d'inerzia, ricadenti l'una nelle distribuzioni principali (Gruppo 1) e l'altra nelle distribuzioni secondarie (Gruppo 2) appresso illustrate.

Gruppo 1 - Distribuzioni principali:

- distribuzione proporzionale alle forze statiche di cui al § 7.3.3.2, applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75% ed a condizione di utilizzare come seconda distribuzione la 2 a);
- distribuzione corrispondente ad una distribuzione di accelerazioni proporzionale alla forma del modo di vibrare, applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75%;
- distribuzione corrispondente alla distribuzione dei tagli di piano calcolati in un'analisi dinamica lineare, applicabile solo se il periodo fondamentale della struttura è superiore a  $T_c$ .

Gruppo 2 - Distribuzioni secondarie:

- a) distribuzione uniforme di forze, da intendersi come derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione;
- b) distribuzione adattiva, che cambia al crescere dello spostamento del punto di controllo in funzione della plasticizzazione della struttura.

L'analisi richiede che al sistema strutturale reale venga associato un sistema strutturale equivalente ad un grado di libertà.

#### 7.3.4.2 Analisi non lineare dinamica

L'analisi non lineare dinamica consiste nel calcolo della risposta sismica della struttura mediante integrazione delle equazioni del moto, utilizzando un modello non lineare della struttura e gli accelerogrammi definiti al § 3.2.3.6. Essa ha lo scopo di valutare il comportamento dinamico della struttura in campo non lineare, consentendo il confronto tra duttilità richiesta e duttilità disponibile, nonché di verificare l'integrità degli elementi strutturali nei confronti di possibili comportamenti fragili.

L'analisi dinamica non lineare deve essere confrontata con una analisi modale con spettro di risposta di progetto, al fine di controllare le differenze in termini di sollecitazioni globali alla base delle strutture.

Nel caso delle costruzioni con isolamento alla base l'analisi dinamica non lineare è obbligatoria quando il sistema d'isolamento non può essere rappresentato da un modello lineare equivalente, come stabilito nel § 7.10.5.2.

Gli effetti torsionali sul sistema d'isolamento sono valutati come precisato nel § 7.10.5.3.1, adottando valori delle rigidità equivalenti coerenti con gli spostamenti risultanti dall'analisi. In proposito ci si può riferire a documenti di comprovata validità.

#### 7.3.5 RISPOSTA ALLE DIVERSE COMPONENTI DELL'AZIONE SISMICA ED ALLA VARIABILITA' SPAZIALE DEL MOTO

Se la risposta viene valutata mediante analisi statica o dinamica in campo lineare, essa può essere calcolata separatamente per ciascuna delle tre componenti; la risposta a ciascuna componente, ove necessario (v. § 3.2.5.1), è combinata con gli effetti pseudo-statici indotti dagli spostamenti relativi prodotti dalla variabilità spaziale della componente stessa, utilizzando la radice quadrata della somma dei quadrati. Gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc.) sono combinati successivamente, applicando la seguente espressione:

$$1,00 \cdot E_x + 0,30 \cdot E_y + 0,30 \cdot E_z \quad (7.3.15)$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi. La componente verticale verrà tenuta in conto ove necessario (v. § 7.2.1).

Se la risposta viene valutata mediante analisi statica in campo non lineare, ciascuna delle due componenti orizzontali (insieme a quella verticale, ove necessario, e agli spostamenti relativi prodotti dalla variabilità spaziale del moto, ove necessario) è applicata separatamente. Come effetti massimi si assumono i valori più sfavorevoli così ottenuti.

Se la risposta viene valutata mediante analisi dinamica con integrazione al passo, in campo lineare o non lineare, le due componenti accelerometriche orizzontali (e quella verticale, ove necessario) sono applicate simultaneamente a formare un gruppo di accelerogrammi e gli effetti sulla struttura sono rappresentati dai valori medi degli effetti più sfavorevoli ottenuti dalle analisi, se si utilizzano almeno 7 diversi gruppi di accelerogrammi, dai valori più sfavorevoli degli effetti, in caso contrario. In nessun caso si possono adottare meno di tre gruppi di accelerogrammi.

Nel caso in cui sia necessario valutare gli effetti della variabilità spaziale del moto, l'analisi deve essere eseguita imponendo alla base della costruzione storie temporali del moto sismico differenziate ma coerenti tra loro e generate in accordo con lo spettro di risposta appropriato per ciascun supporto.

### 7.3.6 CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI

Le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi degli elementi strutturali, degli elementi non strutturali e degli impianti si effettuano in termini di resistenza e di duttilità.

#### 7.3.6.1 Verifiche degli elementi strutturali in termini di resistenza

Per tutti gli elementi strutturali, inclusi nodi e connessioni tra elementi, deve essere verificato che il valore di progetto di ciascuna sollecitazione ( $E_d$ ), calcolato in generale comprendendo gli effetti delle non linearità geometriche e le regole di gerarchia delle resistenze indicate per le diverse tecniche costruttive, sia inferiore al corrispondente valore della resistenza di progetto ( $R_d$ ).

In particolare gli orizzontamenti devono essere in grado di trasmettere le forze ottenute dall'analisi, aumentate del 30%.

La resistenza di progetto delle membrature e dei collegamenti è valutata in accordo con le regole presentate nei capitoli precedenti, integrate dalle regole di progettazione definite di volta in volta nei successivi paragrafi.

Se la resistenza dei materiali è giustificatamente ridotta (anche sulla base di apposite prove sperimentali) per tener conto del degrado per deformazioni cicliche, ai coefficienti parziali di sicurezza sui materiali  $\gamma_M$  si attribuiscono i valori precisati nel Cap. 4 per le situazioni eccezionali.

#### 7.3.6.2 Verifiche degli elementi strutturali in termini di duttilità e capacità di deformazione

Deve essere verificato che i singoli elementi strutturali e la struttura nel suo insieme possiedano una duttilità coerente con il fattore di struttura  $q$  adottato. Questa condizione si può ritenere soddisfatta applicando le regole di progetto specifiche e di gerarchia delle resistenze indicate per le diverse tipologie costruttive.

Alternativamente, e coerentemente con modello e metodo di analisi utilizzato, si deve verificare che la struttura possieda una capacità di spostamento superiore alla domanda.

#### 7.3.6.3 Verifiche degli elementi non strutturali e degli impianti

Per gli elementi costruttivi senza funzione strutturale debbono essere adottati magisteri atti ad evitare collassi fragili e prematuri e la possibile espulsione sotto l'azione della  $F_a$  (v. § 7.2.3) corrispondente allo SLV.

Per ciascuno degli impianti principali, gli elementi strutturali che sostengono e collegano i diversi elementi funzionali costituenti l'impianto tra loro ed alla struttura principale devono avere resistenza sufficiente a sostenere l'azione della  $F_a$  (v. § 7.2.4) corrispondente allo SLV.

### 7.3.7 CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Le verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio degli elementi strutturali, degli elementi non strutturali e degli impianti si effettuano rispettivamente in termini di resistenza, di contenimento del danno e di mantenimento della funzionalità.

#### 7.3.7.1 Verifiche degli elementi strutturali in termini di resistenza

Per costruzioni di Classe III e IV, se si vogliono limitare i danneggiamenti strutturali, per tutti gli elementi strutturali, inclusi nodi e connessioni tra elementi, deve essere verificato che il valore di progetto di ciascuna sollecitazione ( $E_d$ ) calcolato in presenza delle azioni sismiche corrispondenti allo SLD (v. § 3.2.1 e § 3.2.3.2) ed attribuendo ad  $\eta$  il valore di 2/3, sia inferiore al corrispondente valore della resistenza di progetto ( $R_d$ ), calcolato secondo le regole specifiche indicate per ciascun tipo strutturale nel Cap. 4 con riferimento alle situazioni eccezionali.

#### 7.3.7.2 Verifiche degli elementi strutturali in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso I e II si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca agli elementi costruttivi senza funzione strutturale danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali, qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti eccessivi interpiano, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLD (v. § 3.2.1 e § 3.2.3.2) siano inferiori ai limiti indicati nel seguito

a) per tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa

$$d_r < 0,005 h \quad (7.3.16)$$

b) per tamponamenti progettati in modo da non subire danni a seguito di spostamenti di interpiano  $d_{rp}$ , per effetto della loro deformabilità intrinseca ovvero dei collegamenti alla struttura:

$$d_r \leq d_{rp} \leq 0,01 h \quad (7.3.17)$$

e) per costruzioni con struttura portante in muratura ordinaria

$$d_r < 0,003 h \quad (7.3.18)$$

d) per costruzioni con struttura portante in muratura armata

$$d_r < 0,004 h \quad (7.3.19)$$

dove:

$d_r$  è lo spostamento interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti al solaio superiore ed inferiore, calcolati secondo i §§ 7.3.3 o 7.3.4,

$h$  è l'altezza del piano.

In caso di coesistenza di diversi tipi di tamponamenti o struttura portante nel medesimo piano della costruzione, deve essere assunto il limite di spostamento più restrittivo. Qualora gli spostamenti di interpiano siano superiori a 0,005 h (caso b) le verifiche della capacità di spostamento degli elementi non strutturali vanno estese a tutti i tamponamenti, alle tramezzature interne ed agli impianti.

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso III e IV si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca danni agli elementi costruttivi senza funzione strutturale tali da rendere temporaneamente non operativa la costruzione.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLO (v. § 3.2.1 e § 3.2.3.2) siano inferiori ai 2/3 dei limiti in precedenza indicati.

#### 7.3.7.3 Verifiche degli impianti in termini di mantenimento della funzionalità

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso III e IV, si deve verificare che gli spostamenti strutturali o le accelerazioni (a seconda che gli impianti siano più vulnerabili per effetto dei primi o delle seconde) prodotti dalle azioni relative allo SLO non siano tali da produrre interruzioni d'uso degli impianti stessi.

### 7.4 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO

#### 7.4.1 GENERALITA'

L'impostazione delle presenti norme, con le regole di progetto che da essa discendono, prevede che le costruzioni in cemento armato posseggano in ogni caso una adeguata capacità di dissipare energia in campo inelastico per azioni cicliche ripetute, senza che ciò comporti riduzioni significative della resistenza nei confronti delle azioni sia verticali che orizzontali.

#### 7.4.2 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

##### 7.4.2.1 Conglomerato

Non è ammesso l'uso di conglomerati di classe inferiore a C20/25.

##### 7.4.2.2 Acciaio

Per le strutture si deve utilizzare acciaio B450C di cui al § 11.3.2.1.

Si consente l'utilizzo di acciai di tipo B450A, con diametri compresi tra 5 e 10 mm, per le reti e i tralicci nonché per le staffe per strutture in CD "B"; negli altri casi se ne consente l'uso per l'armatura trasversale unicamente se è rispettata almeno una delle seguenti condizioni: elementi in cui è impedita la plasticizzazione mediante il rispetto del criterio di gerarchia delle resistenze, elementi secondari di cui al § 7.2.3, strutture poco dissipative con fattore di struttura  $q \leq 1,5$ .<sup>(14)</sup>

#### 7.4.3 TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI STRUTTURA

##### 7.4.3.1 Tipologie strutturali

Le strutture sismo-resistenti in cemento armato previste dalle presenti norme possono essere classificate nelle seguenti tipologie:

- strutture a telaio, nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a telai spaziali, aventi resistenza a taglio alla base  $\geq 65\%$  della resistenza a taglio totale;
- strutture a pareti, nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a pareti, singole o accoppiate, aventi resistenza a taglio alla base  $\geq 65\%$  della resistenza a taglio totale<sup>(10)</sup>;
- strutture miste telaio-pareti, nelle quali la resistenza alle azioni verticali è affidata prevalentemente ai telai, la resistenza alle azioni orizzontali è affidata in parte ai telai ed in parte alle pareti, singole o accoppiate; se più del 50% dell'azione orizzontale è assorbita dai telai si parla di strutture miste equivalenti a telai, altrimenti si parla di strutture miste equivalenti a pareti;
- strutture deformabili torsionalmente, composte da telai e/o pareti, la cui rigidezza torsionale non soddisfa ad ogni piano la condizione  $r/l_s > 0,8$ , nella quale:

$r^2$  = rapporto tra rigidezza torsionale e flessionale di piano

$l_s^2 = (L^2 + B^2)/12$  (L e B dimensioni in pianta del piano)

- strutture a pendolo inverso, nelle quali almeno il 50% della massa è nel terzo superiore dell'altezza della costruzione o nelle quali la dissipazione d'energia avviene alla base di un singolo elemento strutturale <sup>(11)</sup>.

Le strutture delle costruzioni in calcestruzzo possono essere classificate come appartenenti ad una tipologia in una direzione orizzontale ed ad un'altra tipologia nella direzione orizzontale ortogonale alla precedente.

Una struttura a pareti è da considerarsi come struttura a pareti estese debolmente armate se, nella direzione orizzontale d'interesse, essa ha un periodo fondamentale, calcolato nell'ipotesi di assenza di rotazioni alla base, non superiore a  $T_c$ , e comprende almeno due pareti con una dimensione orizzontale non inferiore al minimo tra 4,0 m ed i 2/3 della loro altezza, che nella situazione sismica portano insieme almeno il 20% del carico gravitazionale.

Se una struttura non è classificata come struttura a pareti estese debolmente armate, tutte le sue pareti devono essere progettate come duttili.

#### 7.4.3.2 Fattori di struttura

Il fattore di struttura da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica orizzontale è calcolato come riportato nel § 7.3.1.

I massimi valori di  $q_0$  relativi alle diverse tipologie ed alle due classi di duttilità considerate (CD «A» e CD «B») sono contenuti nella tabella seguente.

Tabella 7.4.1 - Valori di  $q_0$

Tipologia	$q_0$	
	CD «B»	CD «A»
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste	$3,0 \alpha_w / \alpha_1$	$4,5 \alpha_w / \alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate	3,0	$4,0 \alpha_w / \alpha_1$
Strutture deformabili torsionalmente	2,0	3,0
Strutture a pendolo inverso	1,5	2,0

Le strutture a pareti estese debolmente armate devono essere progettate in CD «B». Strutture aventi i telai resistenti all'azione sismica composti, anche in una sola delle direzioni principali, con travi a spessore devono essere progettate in CD «B» a meno che tali travi non si possano considerare elementi strutturali «secondari».

Per strutture regolari in pianta, possono essere adottati i seguenti valori di  $\alpha_w / \alpha_1$ :

- a) Strutture a telaio o miste equivalenti a telai
- strutture a telaio di un piano  $\alpha_w / \alpha_1 = 1,1$
  - strutture a telaio con più piani ed una sola campata  $\alpha_w / \alpha_1 = 1,2$
  - strutture a telaio con più piani e più campate  $\alpha_w / \alpha_1 = 1,3$
- b) Strutture a pareti o miste equivalenti a pareti
- strutture con solo due pareti non accoppiate per direzione orizzontale  $\alpha_w / \alpha_1 = 1,0$
  - altre strutture a pareti non accoppiate  $\alpha_w / \alpha_1 = 1,1$
  - strutture a pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti  $\alpha_w / \alpha_1 = 1,2$

Per prevenire il collasso delle strutture a seguito della rottura delle pareti, i valori di  $q_0$  devono essere ridotti mediante il fattore  $k_w$

$k_w = 1,00$  per strutture a telaio e miste equivalenti a telai

$k_w = 0,5 \leq (1 + \alpha_0) / 3 \leq 1$  per strutture a pareti, miste equivalenti a pareti, torsionalmente deformabili

dove  $\alpha_0$  è il valore assunto in prevalenza dal rapporto tra altezze e larghezze delle pareti. Nel caso in cui gli  $\alpha_0$  delle pareti non differiscano significativamente tra di loro, il valore di  $\alpha_0$  per l'insieme delle pareti può essere calcolato assumendo come altezza la somma delle altezze delle singole pareti e come larghezza la somma delle larghezze.

Per tipologie strutturali diverse da quelle sopra definite, ove si intenda adottare un valore  $q > 1,5$  il valore adottato deve essere adeguatamente giustificato dal progettista.

#### 7.4.4 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Per le strutture di fondazione vale quanto indicato nel § 7.2.5.

Per gli elementi strutturali secondari delle strutture in elevazione vale quanto indicato nel § 7.2.3.

Le indicazioni successive si applicano solo agli elementi strutturali principali delle strutture in elevazione. Per essi si effettuano verifiche di resistenza, nei modi indicati nei §§ 7.3.6.1 e 7.3.7.1, e verifiche di duttilità, in accordo con il § 7.3.6.2. Qualora non si proceda ad un'analisi non lineare, le verifiche di duttilità si possono effettuare controllando che la duttilità di curvatura  $\mu_{\varphi}$  nelle zone critiche risulti

$$\mu_{\varphi} \geq 2q_0 - 1 \text{ per } T_1 \geq T_c$$

$$\mu_{\varphi} \geq 1 + 2(q_0 - 1) T_c/T_1 \text{ per } T_1 < T_c \text{ (7.4.1)}$$

dove  $T_1$  è il periodo proprio fondamentale della struttura.

La duttilità di curvatura  $\mu_{\varphi}$  può essere calcolata come rapporto tra la curvatura cui corrisponde una riduzione del 15% della massima resistenza a flessione ovvero il raggiungimento delle deformazioni ultime del calcestruzzo  $\epsilon_{cu}$  o dell'acciaio  $\epsilon_{uk}$  e la curvatura al limite di snervamento e deve risultare almeno 1,5 volte la duttilità di curvatura calcolata con le espressioni (7.4.1).

##### 7.4.4.1 Travi

###### 7.4.4.1.1 Sollecitazioni di calcolo

I momenti flettenti di calcolo, da utilizzare per il dimensionamento o verifica delle travi, sono quelli ottenuti dall'analisi globale della struttura per le combinazioni di carico di cui al § 3.2.4.

Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, le sollecitazioni di taglio di calcolo  $V_{Ed}$  si ottengono sommando il contributo dovuto ai carichi gravitazionali agenti sulla trave, considerata incernierata agli estremi, alle sollecitazioni di taglio corrispondenti alla formazione delle cerniere plastiche nella trave e prodotte dai momenti resistenti  $M_{b,Rd,1,2}$  delle due sezioni di plasticizzazione (generalmente quelle di estremità) determinati come indicato in § 4.1.2.1.2, amplificati del fattore di sovrarresistenza  $\gamma_{Rd}$  assunto pari, rispettivamente, ad 1,20 per strutture in CD «A», ad 1,00 per strutture in CD «B» (v. Fig. 7.4.1).

Per ciascuna direzione e ciascun verso di applicazione delle azioni sismiche, si considerano due valori di sollecitazione di taglio, massimo e minimo, ipotizzando rispettivamente la presenza e l'assenza dei carichi variabili e momenti resistenti  $M_{b,Rd,1,2}$ , da assumere in ogni caso di verso concorde sulla trave.

Nei casi in cui le cerniere plastiche non si formino nella trave ma negli elementi che la sostengono, le sollecitazioni di taglio sono calcolate sulla base della resistenza di questi ultimi.

I momenti resistenti sono da calcolare sulla base delle armature flessionali effettivamente presenti, compreso il contributo di quelle poste all'interno della larghezza collaborante di eventuali solette piene, se ancorate al di fuori della campata in esame.

La larghezza collaborante è da assumersi uguale alla larghezza del pilastro  $b_c$  (v. Fig. 7.4.2a) su cui la trave confluisce più:

- due volte l'altezza della soletta da ciascun lato, nel caso di travi confluenti in pilastri interni (v. Fig. 7.4.2b);
- due o quattro volte l'altezza della soletta da ciascun lato in cui è presente una trave trasversale di altezza simile, nel caso di travi confluenti rispettivamente in pilastri esterni o interni (v. Fig. 7.4.2c e 7.4.2d).

Scarica il file

Figura 7.4.1 - Larghezza collaborante delle travi

###### 7.4.4.1.2 Verifiche di resistenza



## 7.4.4.1.2.1 Flessione

In ogni sezione il momento resistente, calcolato come indicato nel § 4.1.2.1.2, deve risultare superiore o uguale al momento flettente di calcolo, determinato come indicato nel § 7.4.4.1.1.

## 7.4.4.1.2.2 Taglio

Per le strutture in CD «B», la resistenza a taglio nei confronti delle sollecitazioni determinate come indicato nel § 7.4.4.1.1 è calcolata come indicato nel § 4.1.2.1.3.

Per le strutture in CD «A», vale quanto segue:

- la resistenza a taglio si calcola come indicato in § 4.2.1.3 assumendo nelle zone critiche  $\text{ctg}\theta = 1$ .

Se nelle zone critiche il rapporto tra il taglio minimo e quello massimo risulta inferiore a -0,5, e se il maggiore tra i valori assoluti dei due tagli supera il valore:

$$V_{Rd1} = \left( 2 - \frac{V_{Ed,\min}}{V_{Ed,\max}} \right) \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \quad (7.4.2)$$

dove  $b_w$  è la larghezza dell'anima della trave e  $d$  è l'altezza utile della sua sezione, allora nel piano verticale di inflessione della trave devono essere disposti due ordini di armature diagonali, l'uno inclinato di  $+45^\circ$  e l'altro di  $-45^\circ$  rispetto all'asse della trave.

La resistenza deve essere affidata per metà alle staffe e per metà ai due ordini di armature inclinate, per le quali deve risultare

$$V_{Ed,\max} \leq A_s \cdot f_{yd} / \sqrt{2} \quad (7.4.3)$$

dove  $A_s$  è l'area di ciascuno dei due ordini di armature inclinate.

## 7.4.4.2 Pilastri

## 7.4.4.2.1 Sollecitazioni di calcolo

Per ciascuna direzione e ciascun verso di applicazione delle azioni sismiche, si devono proteggere i pilastri dalla plasticizzazione prematura adottando opportuni momenti flettenti di calcolo; tale condizione si consegue qualora, per ogni nodo trave-pilastro ed ogni direzione e verso dell'azione sismica, la resistenza complessiva dei pilastri sia maggiore della resistenza complessiva delle travi amplificata del coefficiente  $\gamma_{Rd}$ , in accordo con la formula:

$$\sum M_{C,Rd} \geq \gamma_{Rd} \cdot \sum M_{b,Rd} \quad (7.4.4)$$

dove:

$\gamma_{Rd} = 1,30$  per le strutture in CD «A» e  $\gamma_{Rd} = 1,10$  per le strutture in CD «B»,

$M_{C,Rd}$  è il momento resistente del generico pilastro convergente nel nodo, calcolato per i livelli di sollecitazione assiale presenti nelle combinazioni sismiche delle azioni;

$M_{b,Rd}$  è il momento resistente della generica trave convergente nel nodo.

Nel caso in cui si sia adottato il modello elastico incrudente di fig. 4.1.2 a, i momenti  $M_{C,Rd}$  e  $M_{b,Rd}$  si determinano come specificato nel § 4.1.2.1.2, assumendo la deformazione massima dell'acciaio  $\epsilon_s = 1\%$ .

Nella (7.4.4) si assume il nodo in equilibrio ed i momenti, sia nei pilastri che nelle travi, tra loro concordi. Nel caso in cui i momenti nel pilastro al di sopra ed al di sotto del nodo siano tra loro discordi, al denominatore della formula (7.4.4) va posto il solo valore maggiore, il minore va sommato ai momenti di plasticizzazione delle travi.

Per la sezione di base dei pilastri del piano terreno si adotta come momento di calcolo il maggiore tra il momento risultante dall'analisi ed il momento  $M_{C,Rd}$  della sezione di sommità del pilastro.

Il suddetto criterio di gerarchia delle resistenze non si applica alle sezioni di sommità dei pilastri dell'ultimo piano.

Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, le sollecitazioni di taglio da utilizzare per le verifiche ed il dimensionamento delle armature si ottengono dalla condizione di equilibrio del pilastro soggetto all'azione dei momenti resistenti nelle sezioni di estremità superiore  $M_{C,Rd}^s$  ed inferiore  $M_{C,Rd}^i$  secondo l'espressione:

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \cdot M_{C,Rd}^s + M_{C,Rd}^i / l_p \quad (7.4.5)$$

nella quale  $l_p$  è la lunghezza del pilastro. Nel caso in cui i tamponamenti non si estendano per l'intera altezza dei pilastri adiacenti, le sollecitazioni di taglio da considerare per la parte del pilastro priva di tamponamento sono calcolati utilizzando la relazione (7.4.5), dove l'altezza  $l_p$  è assunta pari alla estensione della parte di pilastro priva di tamponamento.

#### 7.4.4.2 Verifiche di resistenza

##### 7.4.4.2.1 Presso-flessione

Per le strutture in CD «B» ed in CD «A» la sollecitazione di compressione non deve eccedere, rispettivamente, il 65% ed il 55% della resistenza massima a compressione della sezione di solo calcestruzzo.

La verifica a presso-flessione deviata può essere condotta in maniera semplificata effettuando, per ciascuna direzione di applicazione del sisma, una verifica a presso-flessione retta nella quale le sollecitazioni vengono determinate come indicato nel § 7.4.4.2.1 e la resistenza, calcolata come indicato nel § 4.1.2.1.2, viene ridotta del 30%.

##### 7.4.4.2.2 Taglio

La resistenza delle sezioni dei pilastri a taglio, da confrontare con le rispettive sollecitazioni determinate come indicato nel § 7.4.4.2.1, è calcolata come indicato nel § 4.1.2.1.3.

#### 7.4.4.3 Nodi trave-pilastro

Si definisce nodo la zona del pilastro che si incrocia con le travi ad esso concorrenti.

La resistenza del nodo deve essere tale da assicurare che non pervenga alla rottura prima delle zone della trave e del pilastro ad esso adiacenti. Sono da evitare, per quanto possibile, eccentricità tra l'asse della trave e l'asse del pilastro concorrenti in un nodo.

Si distinguono due tipi di nodi:

- nodi interamente confinati, così definiti quando in ognuna delle quattro facce verticali si innesta una trave. Il confinamento si considera realizzato quando, su ogni faccia del nodo, la sezione della trave copre per almeno i 3/4 la larghezza del pilastro e, su entrambe le coppie di facce opposte del nodo, le sezioni delle travi si ricoprono per almeno i 3/4 dell'altezza;
- nodi non interamente confinati: tutti i nodi non appartenenti alla categoria precedente.

Il taglio agente in direzione orizzontale in un nodo deve essere calcolato tenendo conto delle sollecitazioni più gravose che, per effetto dell'azione sismica, si possono verificare negli elementi che vi confluiscono. In assenza di più accurate valutazioni, la forza di taglio agente nel nucleo di calcestruzzo del nodo può essere calcolata, per ciascuna direzione dell'azione sismica, come:

$$V_{jbd} = \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} - V_C \text{ per nodi interni (7.4.6)}$$

$$V_{jbd} = \gamma_{Rd} \cdot A_{s1} \cdot f_{yd} - V_C \text{ per nodi esterni (7.4.7)}$$

in cui  $\gamma_{Rd} = 1,20$ ,  $A_{s1}$  ed  $A_{s2}$  sono rispettivamente l'area dell'armatura superiore ed inferiore della trave e  $V_C$  è la forza di taglio nel pilastro al di sopra del nodo, derivante dall'analisi in condizioni sismiche.

#### 7.4.4.3.1 Verifiche di resistenza

La verifica di resistenza del nodo deve essere effettuata per le sole strutture in CD «A».

La compressione diagonale indotta dal meccanismo a traliccio non deve eccedere la resistenza a compressione del calcestruzzo. In assenza di modelli più accurati, il requisito può ritenersi soddisfatto se:

$$V_{jnd} \leq \eta \cdot f_{cd} \cdot b_j \cdot h_{jc} \cdot \sqrt{1 - \frac{V_d}{\eta}} \quad (7.4.8)$$

in cui

$\eta = \alpha_j (1 - f_{ck} / 250)$  con  $f_{ck}$  espresso in MPa (7.4.9)

ed  $\alpha_j$  è un coefficiente che vale 0,6 per nodi interni e 0,48 per nodi esterni,  $V_d$  è la forza assiale nel pilastro al di sopra del nodo normalizzata rispetto alla resistenza a compressione della sezione di solo calcestruzzo,  $h_{jc}$  è la distanza tra le giaciture più esterne di armature del pilastro,  $b_j$  è la larghezza effettiva del nodo. Quest'ultima è assunta pari alla minore tra:

- la maggiore tra le larghezze della sezione del pilastro e della sezione della trave;
- la minore tra le larghezze della sezione del pilastro e della sezione della trave, ambedue aumentate di metà altezza della sezione del pilastro.

Per evitare che la massima trazione diagonale del calcestruzzo ecceda la  $f_{ctd}$  deve essere previsto un adeguato confinamento. In assenza di modelli più accurati, si possono disporre nel nodo staffe orizzontali di diametro non inferiore a 6 mm, in modo che:

$$A_{sh} \cdot f_{ywd} / b_j \cdot h_{jw} \geq [V_{jnd} / (b_j \cdot h_{jc})]^2 / f_{ctd} + V_d \cdot f_{cd} - f_{ctd} \quad (7.4.10)$$

in cui i simboli già utilizzati hanno il significato in precedenza illustrato,  $A_{sh}$  è l'area totale della sezione delle staffe e  $h_{jw}$  è la distanza tra le giaciture di armature superiori e inferiori della trave.

In alternativa, l'integrità del nodo a seguito della fessurazione diagonale può essere garantita integralmente dalle staffe orizzontali se

$$A_{sh} \cdot f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} \cdot (A_{s1} + A_{s2}) \cdot f_{yd} \cdot (1 - 0,8v_d) \text{ per nodi interni} \quad (7.4.11)$$

$$A_{sh} \cdot f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} \cdot A_{s2} \cdot f_{yd} \cdot (1 - 0,8v_d) \text{ per nodi esterni} \quad (7.4.12)$$

dove  $A_{s1}$  ed  $A_{s2}$  hanno il significato visto in precedenza,  $\gamma_{Rd}$  vale 1,20,  $v_d$  è la forza assiale normalizzata agente al di sopra del nodo, per i nodi interni, al di sotto del nodo, per i nodi esterni.

#### 7.4.4.4 Diaframmi orizzontali

##### 7.4.4.4.1 Verifiche di resistenza

Vale quanto enunciato nel § 7.3.6.1.

##### 7.4.4.5 Pareti

###### 7.4.4.5.1 Sollecitazioni di calcolo

In mancanza di analisi più accurate, le sollecitazioni di calcolo nelle pareti possono essere determinate mediante la seguente procedura semplificata.

Il diagramma dei momenti flettenti lungo l'altezza della parete è ottenuto per traslazione verso l'alto dell'involuppo del diagramma dei momenti derivante dall'analisi. L'involuppo può essere assunto lineare, se la struttura non presenta significative discontinuità in

termini di massa, rigidezza e resistenza lungo l'altezza. La traslazione deve essere in accordo con l'inclinazione degli elementi compressi nel meccanismo resistente a taglio e può essere assunta pari ad  $h_{cr}$  (altezza della zona inelastica di base).

L'altezza  $h_{cr}$  è data dal più grande dei seguenti valori: l'altezza della sezione di base della parete ( $l_w$ ), un sesto dell'altezza della parete ( $h_w$ ); l'altezza critica da assumere non deve essere maggiore dell'altezza del piano terra, nel caso di edifici con numero di piani non superiore a 6, maggiore di due volte l'altezza del piano terra, per edifici con oltre 6 piani, e comunque non maggiore di due volte l'altezza della sezione di base.

Per strutture sia in CD «B» che in CD «A» si deve tener conto del possibile incremento delle forze di taglio a seguito della formazione della cerniera plastica alla base della parete.

Per le strutture in CD «B» questo requisito si ritiene soddisfatto se si incrementa del 50% il taglio derivante dall'analisi. Per pareti estese debolmente armate il taglio ad ogni piano può essere ottenuto amplificando il taglio derivante dall'analisi del fattore  $(q+1)/2$ . Nelle strutture miste, il taglio nelle pareti non debolmente armate deve tener conto delle sollecitazioni dovute ai modi di vibrare superiori. A tal fine, il taglio derivante dall'analisi può essere sostituito dal diagramma d'involuppo riportato in Fig. 7.4.1, nella quale  $h_w$  è l'altezza della parete, A è il taglio alla base incrementato, B non deve essere inferiore a  $0,5A$ .

Scarica il file

Figura 7.4.2 - Diagramma di involuppo delle forze di taglio nelle pareti di strutture miste

Per le strutture in CD «A» il taglio deve essere incrementato del fattore

$$1,5 \leq q \cdot \sqrt{\left(\frac{\gamma_{Rd}}{q} \cdot \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}\right)^2 + 0,1 \left(\frac{S_e(T_C)}{S_e(T_1)}\right)} \leq q \quad \text{per pareti snelle} \quad (7.4.13)$$

$$\gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \leq q \quad \text{per pareti tozze} \quad (7.4.14)$$

intendendo per snelle le pareti con un rapporto tra altezza e larghezza superiore a 2, ponendo  $\gamma_{Rd} = 1,2$  ed indicando con  $M_{Ed}$  ed  $M_{Rd}$  i momenti flettenti rispettivamente di calcolo e resistente alla base della parete, con  $T_1$  periodo fondamentale di vibrazione dell'edificio nella direzione dell'azione sismica, con  $S_e(T)$  l'ordinata dello spettro di risposta elastico.

Se il fattore di struttura  $q$  è superiore a 2, si deve tener conto delle forze assiale dinamica aggiuntiva che si genera nelle pareti per effetto dell'apertura e chiusura di fessure orizzontali e del sollevamento dal suolo. In assenza di più accurate analisi essa può essere assunta pari al  $\pm 50\%$  della forza assiale dovuta ai carichi verticali in condizioni sismiche.

#### 7.4.4.5.2 Verifiche di resistenza

Nel caso di pareti semplici, la verifica di resistenza si effettua con riferimento al rettangolo di base. Nel caso di pareti di forma composta, la verifica va fatta considerando la parte di sezione costituita dalle anime parallele o approssimativamente parallele alla direzione principale sismica ed attribuendo alle ali dimensioni date dal minimo fra: effettiva larghezza dell'ala, metà della distanza fra anime adiacenti, 25% dell'altezza complessiva della parete  $h_w$ .

##### 7.4.4.5.2.1 Presso-flessione

Per tutte le pareti, la forza normale di compressione non deve eccedere rispettivamente il 40% in CD «B» e il 35% in CD «A» della resistenza massima a compressione della sezione di solo calcestruzzo.

Le verifiche devono essere condotte nel modo indicato per i pilastri nel § 7.4.4.2.2 tenendo conto, nella determinazione della resistenza, di tutte le armature longitudinali presenti nella parete.

Per le pareti estese debolmente armate occorre limitare le tensioni di compressione nel calcestruzzo per prevenire l'instabilità fuori dal piano, secondo quanto indicato nel § 4.1.2.1.7.2 per i pilastri singoli.

##### 7.4.4.5.2.2 Taglio

Per le strutture in CD «B» le verifiche devono essere condotte nel modo indicato per i pilastri nel § 7.4.4.2.2 e devono considerare anche la possibile rottura per scorrimento.

Per le strutture in CD «A» nelle verifiche si deve considerare la possibile rottura a taglio compressione del calcestruzzo dell'anima, la possibile rottura a taglio trazione delle armature dell'anima, la possibile rottura per scorrimento nelle zone critiche.

#### Verifica a taglio compressione del calcestruzzo dell'anima

La determinazione della resistenza è condotta in accordo con il § 4.1.2.1.3, assumendo un braccio delle forze interne  $z$  pari all'80% dell'altezza della sezione ed un'inclinazione delle diagonali compresse pari a  $45^\circ$ . Nelle zone critiche tale resistenza va moltiplicata per un fattore riduttivo 0,4.

#### Verifica a taglio trazione dell'armatura dell'anima

Il calcolo dell'armatura d'anima deve tener conto del rapporto di taglio  $\alpha_s = M_{Ed}/(V_{Ed} \cdot l_w)$  in cui  $l_w$  è l'altezza della sezione. Per la verifica va considerato, ad ogni piano, il massimo valore di  $\alpha_s$ .

Se  $\alpha_s \geq 2$ , la determinazione della resistenza è condotta in accordo con il § 4.1.2.1.3, assumendo un braccio delle forze interne  $z$  pari all'80% dell'altezza della sezione ed un'inclinazione delle diagonali compresse pari a  $45^\circ$ . Altrimenti si utilizzano le seguenti espressioni:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} + 0,75 \cdot \rho_h \cdot f_{yd,h} \cdot b_w \cdot \alpha_s \cdot l_w \quad (7.4.15)$$

$$\rho_h \cdot f_{yd,h} \cdot b_{wo} \cdot z \leq \rho_v \cdot f_{yd,v} \cdot b_w \cdot z + \min N_{Ed} \quad (7.4.16)$$

in cui  $\rho_h$  e  $\rho_v$  sono i rapporti tra l'area della sezione dell'armatura orizzontale o verticale, rispettivamente, e l'area della relativa sezione di calcestruzzo,  $f_{yd,h}$  e  $f_{yd,v}$  sono i valori di progetto della resistenza delle armature orizzontali e verticali,  $b_w$  è lo spessore dell'anima,  $N_{Ed}$  è la forza assiale di progetto (positiva se di compressione),  $V_{Rd,c}$  è la resistenza a taglio degli elementi non armati, determinata in accordo con il § 4.1.2.1.3.1, da assumersi nulla nelle zone critiche quando  $N_{Ed}$  è di trazione.

#### Verifica a scorrimento nelle zone critiche

Sui possibili piani di scorrimento (per esempio le riprese di getto o i giunti costruttivi) posti all'interno delle zone critiche deve risultare

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,S} \quad (7.4.17)$$

dove  $V_{Rd,S}$  è il valore di progetto della resistenza a taglio nei confronti dello scorrimento

$$V_{Rd,S} = V_{dd} + V_{id} + V_{fd} \quad (7.4.18)$$

nella quale  $V_{dd}$ ,  $V_{id}$  e  $V_{fd}$  rappresentano, rispettivamente, il contributo dell'effetto «spinotto» delle armature verticali, il contributo delle armature inclinate presenti alla base, il contributo della resistenza per attrito, e sono dati dalle espressioni:

$$V_{dd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1,3 \cdot \sum A_{sj} \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} \\ 0,25 \cdot f_{yd} \cdot \sum A_{sj} \end{array} \right. \quad (7.4.19)$$

$$V_{id} = f_{yd} \cdot \sum A_{si} \cdot \cos \phi_i \quad (7.4.20)$$

$$V_{fd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \mu_f \cdot \left[ \left( \sum A_{sj} \cdot f_{yd} + N_{Ed} \right) \cdot \xi + M_{Ed}/z \right] \\ 0,5\eta \cdot f_{cd} \cdot \xi \cdot l_w \cdot b_{wo} \end{array} \right. \quad (7.4.21)$$

dove  $\eta$  è dato dall'espressione (7.4.9) (in cui  $\alpha_j = 0,60$ ),  $\mu_f$  è il coefficiente d'attrito calcestruzzo-calcestruzzo sotto azioni cicliche (può essere assunto pari a 0,60),  $\sum A_{sj}$  la somma delle aree delle barre verticali intersecanti il piano contenente la potenziale superficie di scorrimento,  $\xi$  l'altezza della parte compressa della sezione normalizzata all'altezza della sezione,  $A_{sj}$  l'area di ciascuna armatura inclinata che attraversa il piano detto formando con esso un angolo  $\phi_i$ .

Per le pareti tozze deve risultare  $V_{id} > V_{Ed}/2$ .

La presenza di armature inclinare comporta un incremento della resistenza a flessione alla base della parete che deve essere considerato quando si determina il taglio di calcolo  $V_{Ed}$ .

#### 7.4.4.6 Travi di accoppiamento dei sistemi a pareti

La verifica delle travi di accoppiamento è da eseguire con i procedimenti contenuti nel § 7.4.4.1 se è soddisfatta almeno una delle due condizioni seguenti:

- il rapporto tra luce netta e altezza è uguale o superiore a 3;
- la sollecitazione di taglio di calcolo risulta:

$$V_{Ed} \leq f_{ctd} \cdot b \cdot d \quad (7.4.22)$$

essendo  $b$  la larghezza e  $d$  l'altezza utile della sezione.

Se le condizioni precedenti non sono soddisfatte la sollecitazione di taglio deve essere assorbita da due ordini di armature diagonali, opportunamente staffate, disposte ad X sulla trave che si ancorano nelle pareti adiacenti, con sezione pari, per ciascuna diagonale, ad  $A_s$ , tale da soddisfare la relazione:

$$V_{Ed} \leq 2 A_s f_{yd} \cdot \sin \Phi \quad (7.4.23)$$

essendo  $\Phi$  l'angolo minimo tra ciascuna delle due diagonali e l'asse orizzontale.

Travi aventi altezza pari allo spessore del solaio non sono da considerare efficaci ai fini dell'accoppiamento.

#### 7.4.5 COSTRUZIONI CON STRUTTURA PREFABBRICATA

La prefabbricazione di parti di una struttura progettata per rispondere alle prescrizioni relative agli edifici in cemento armato richiede la dimostrazione che il collegamento in opera delle parti è tale da conferire il previsto livello di monoliticità in termini di resistenza, rigidezza e duttilità.

Le prescrizioni di cui al presente § 7.4.5 sono aggiuntive rispetto a quelle contenute nei capitoli precedenti, per quanto applicabili e non esplicitamente modificate.

##### 7.4.5.1 Tipologie strutturali e fattori di struttura

Le presenti norme prendono in considerazione le seguenti tipologie di sistemi strutturali, già definite nel § 7.4.3.1:

- strutture a telaio;
- strutture a pareti;
- strutture miste telaio-pareti.

In aggiunta si considerano anche le seguenti categorie:

- strutture a pannelli;
- strutture monolitiche a cella;
- strutture a pilastri isostatici (strutture monopiano, con elementi di copertura sostenuti da appoggi fissi gravanti su pilastri isostatici).

I valori massimi di  $q_0$  per queste ultime categorie sono contenuti nella tabella seguente:

Tabella 7.4.II - Valori di  $q_0$  per strutture prefabbricate

Tipologia	$q_0$	
	CD «B»	CD «A»
Struttura a pannelli	3,0	$4,0 \alpha_u / \alpha_1$
Strutture monolitiche a cella	2,0	3,0
Strutture a pilastri isostatici	2,5	3,5

Altre tipologie possono essere utilizzate giustificando i fattori di struttura adottati e impiegando regole di dettaglio tali da garantire i requisiti generali di sicurezza di cui alle presenti norme.

Nelle strutture prefabbricate il meccanismo di dissipazione energetica è associato prevalentemente alle rotazioni plastiche nelle zone critiche. In aggiunta, la dissipazione può avvenire attraverso meccanismi plastici a taglio nelle connessioni, purché le forze di richiamo non diminuiscano significativamente al susseguirsi dei cicli dell'azione sismica e si evitino fenomeni d'instabilità. Nella scelta del fattore di struttura complessivo  $q$  possono essere considerate le capacità di dissipazione per meccanismi a taglio, specialmente nei sistemi a pareti prefabbricate, tenendo conto dei valori di duttilità locali a scorrimento  $\mu_s$ .

Il fattore  $q$  deve essere ridotto del 50% nel caso in cui i collegamenti non rispettino le indicazioni riportate nel § 7.4.5.2 e non può assumere un valore maggiore di 1,5 per strutture che non rispettino le indicazioni riportate nel § 7.4.5.3.

#### 7.4.5.2 Collegamenti

Negli elementi prefabbricati e nei loro collegamenti si deve tener conto del possibile degrado a seguito delle deformazioni cicliche in campo plastico. Quando necessario, la resistenza di progetto dei collegamenti prefabbricati valutata per carichi non ciclici deve essere opportunamente ridotta per le verifiche sotto azioni sismiche.

I collegamenti tra gli elementi prefabbricati condizionano in modo sostanziale il comportamento statico dell'organismo strutturale e la sua risposta sotto azioni sismiche.

Per gli edifici prefabbricati a pannelli portanti l'idoneità dei collegamenti tra i pannelli con giunti gettati o saldati deve essere adeguatamente dimostrata mediante le prove sperimentali di idoneità.

I collegamenti tra elementi monodimensionali (trave-pilastro) devono garantire la congruenza degli spostamenti verticali e orizzontali, ed il trasferimento delle sollecitazioni deve essere assicurato da dispositivi meccanici. A questo vincolo può accoppiarsi, all'altro estremo della trave, un vincolo scorrevole. L'ampiezza del piano di scorrimento deve risultare, con ampio margine, maggiore dello spostamento dovuto alla azione sismica.

In caso di collegamenti tra elementi prefabbricati di natura non monolitica, che influenzino in modo sostanziale il comportamento statico dell'organismo strutturale, e quindi anche la sua risposta sotto azioni sismiche, sono possibili le tre situazioni seguenti, a ciascuna delle quali deve corrispondere un opportuno criterio di dimensionamento:

- collegamenti situati al di fuori delle previste zone critiche, che quindi non influiscono sulle capacità dissipative della struttura;
- collegamenti situati nelle zone critiche alle estremità degli elementi prefabbricati, ma sovradimensionati in modo tale da spostare la plasticizzazione in zone attigue situate all'interno degli elementi;
- collegamenti situati nelle zone critiche alle estremità degli elementi prefabbricati, dotati delle necessarie caratteristiche in termini di duttilità e di quantità di energia dissipabile.

Per strutture a pilastri isostatici, il collegamento tra pilastro ed elemento orizzontale deve essere di tipo fisso (rigido o elastico). Le travi prefabbricate in semplice appoggio devono essere strutturalmente connesse ai pilastri o alle pareti (di supporto). Le connessioni devono assicurare la trasmissione delle forze orizzontali nella situazione sismica di progetto senza fare affidamento sull'attrito. Ciò vale anche per le connessioni tra gli elementi secondari dell'impalcato e le travi portanti.

In tutti i casi, i collegamenti devono essere in grado di assorbire gli spostamenti relativi e di trasferire le forze risultanti dall'analisi, con adeguati margini di sicurezza.

##### 7.4.5.2.1 Indicazioni progettuali

## Strutture intelaiate

## Collegamenti tipo a)

Il collegamento deve essere posizionato ad una distanza dalla estremità dell'elemento, trave o pilastro, dove si ha la zona critica, pari almeno alla lunghezza del tratto ove è prevista armatura trasversale di contenimento, ai sensi del § 7.4.4.1.2 e del § 7.4.4.2.2, aumentata di una volta l'altezza utile della sezione.

La resistenza del collegamento deve essere non inferiore alla sollecitazione locale di calcolo. Per il momento si assume il maggiore tra il valore derivante dall'analisi ed il valore ricavato, con la gerarchia delle resistenze, dai momenti resistenti delle zone critiche adiacenti moltiplicati per il fattore di sovrarresistenza  $\gamma_{Rd}$ . Il taglio di calcolo è determinato con le regole della gerarchia delle resistenze di cui al § 7.4.4. Si utilizza un fattore di sovrarresistenza  $\gamma_{Rd} = 1,10$  per strutture in CD «B», un fattore di sovrarresistenza  $\gamma_{Rd} = 1,20$  per strutture in CD «A».

## Collegamenti tipo b)

Le parti degli elementi adiacenti alle unioni devono essere dimensionate con gli stessi procedimenti previsti nel § 7.4.4 per le strutture monolitiche, in funzione della classe di duttilità adottata, e dotate dei relativi dettagli di armatura che ne assicurino la prevista duttilità. Si utilizza un fattore di sovrarresistenza  $\gamma_{Rd} = 1,20$  per strutture in CD «B», un fattore di sovrarresistenza  $\gamma_{Rd} = 1,35$  per strutture in CD «A».

Le armature longitudinali delle connessioni devono essere completamente ancorate prima delle sezioni terminali delle zone critiche. Le armature delle zone critiche devono essere completamente ancorate fuori delle connessioni.

Per strutture in CD «A» non è ammessa la giunzione dei pilastri all'interno dei nodi e delle zone critiche.

## Collegamenti tipo c)

Previa dimostrazione analitica che il funzionamento del collegamento è equivalente a quello di uno interamente realizzato in opera e che soddisfa le prescrizioni di cui al § 7.4.4, la struttura è assimilabile ad una di tipo monolitico.

L'idoneità di giunzioni atte a realizzare il meccanismo plastico previsto per le strutture a telaio ed a soddisfare le richieste globali e locali di duttilità ciclica nella misura corrispondente alle CD «A» e «B» può essere desunta da normative di comprovata validità oppure da prove sperimentali in scala reale che includano almeno tre cicli completi di deformazione di ampiezza corrispondente al fattore di struttura  $q$ , effettuate su sotto-insiemi strutturali significativi.

## Strutture a pilastri isostatici

I collegamenti di tipo fisso devono possedere una resistenza a taglio pari alla minore delle due quantità seguenti:

a) la forza orizzontale necessaria per indurre nella sezione di base del pilastro un momento flettente pari al momento resistente ultimo, moltiplicata per un fattore  $\gamma_{Rd} = 1,35$  per strutture in CD «A», e  $\gamma_{Rd} = 1,20$  per strutture in CD «B»;

b) la forza di taglio derivante dall'analisi con una azione sismica valutata con  $q = 1$ .

I collegamenti di tipo scorrevole devono essere dimensionati per consentire uno scorrimento pari a:

$$\Delta = (d_e^2 + d_r^2)^{1/2} \quad (7.4.24)$$

nella quale:

$d_e$  è lo spostamento relativo dovuto all'azione sismica tra le due parti della struttura collegate dall'apparecchio scorrevole, calcolato come indicato al § 7.3.3 ed assumendo che le due parti collegate oscillino in opposizione di fase

$d_r$  è lo spostamento relativo in condizioni sismiche tra le fondazioni delle due parti collegate (i e j, v. § 3.2.5.2).

## 7.4.5.2.2 Valutazione della resistenza



La resistenza delle connessioni tra elementi prefabbricati deve essere valutata con gli stessi coefficienti parziali di sicurezza applicabili alle situazioni non sismiche, come indicato nei §§ 4.1.2.1.1, 4.2.3.1.1, 4.2.3.1.4 o 4.2.7.2.2 secondo quanto di competenza.

Nella valutazione della resistenza allo scorrimento si deve trascurare l'attrito dovuto agli sforzi esterni di compressione.

Gli elementi di acciaio connessi agli elementi di calcestruzzo possono essere considerati nel contributo alla resistenza sismica se capaci di resistere a deformazioni cicliche per il livello atteso di duttilità.

#### 7.4.5.3 Elementi strutturali

Per gli elementi strutturali si applicano le regole progettuali degli elementi non prefabbricati.

##### Pilastrì

Sono permesse connessioni pilastro-pilastro all'interno delle zone critiche solo per strutture in CD «B».

Per strutture a pilastri isostatici le colonne devono essere fissate in fondazione con vincoli d'incastro.

##### Pareti di pannelli prefabbricati

Deve essere evitato il degrado della resistenza delle connessioni. Tale requisito si ritiene soddisfatto se tutte le connessioni verticali sono ruvide o provviste di connettori a taglio e verificate a taglio.

Nella verifica delle connessioni orizzontali la forza assiale di trazione deve essere portata da un'armatura longitudinale verticale disposta nella zona tesa del pannello e ancorata completamente nel corpo dei pannelli sopra- e sottostanti. Per le connessioni che sono solo parzialmente tese sotto le azioni sismiche, la verifica di resistenza a taglio deve essere fatta considerando esclusivamente la zona compressa; in questo caso come valore della forza assiale si deve considerare il valore della risultante di compressione su questa zona.

##### Diaframmi

Il comportamento a diaframma è reso più efficace se le connessioni sono solo su appositi supporti. Un'appropriata cappa di cemento armato gettato in opera può migliorare significativamente la rigidezza dei diaframmi.

Le forze di trazione devono essere portate da apposite armature disposte lungo il perimetro del diaframma e nelle connessioni interne con gli altri elementi prefabbricati. Se si prevede una cappa di cemento armato gettato in opera, dette armature possono essere posizionate nella cappa stessa.

Le forze di taglio lungo le connessioni piastra-piastra o piastra-trave devono essere moltiplicate per un fattore maggiorativo pari a 1,30.

Gli elementi di sostegno, sia al di sotto che al di sopra del diaframma, devono essere adeguatamente connessi ad esso; a tal fine non si considerano le forze di attrito dovute alle forze di compressione esterne.

#### 7.4.6 DETTAGLI COSTRUTTIVI

Le indicazioni fornite nel seguito in merito ai dettagli costruttivi si applicano sia alle strutture in c.a. gettate in opera che alle strutture in c.a. prefabbricate. I dettagli costruttivi sono articolati in termini di:

- limitazioni geometriche

- limitazioni di armatura

##### 7.4.6.1 Limitazioni geometriche

###### 7.4.6.1.1 Travi

La larghezza  $b$  della trave deve essere  $\geq 20$  cm e, per le travi basse comunemente denominate «a spessore», deve essere non maggiore della larghezza del pilastro, aumentata da ogni lato di metà dell'altezza della sezione trasversale della trave stessa, risultando comunque non maggiore di due volte  $b_c$ , essendo  $b_c$  la larghezza del pilastro ortogonale all'asse della trave.

Il rapporto  $b/h$  tra larghezza e altezza della trave deve essere  $\geq 0,25$ .

Non deve esserci eccentricità tra l'asse delle travi che sostengono pilastri in falso e l'asse dei pilastri che le sostengono. Esse devono avere almeno due supporti, costituiti da pilastri o pareti. Le pareti non possono appoggiarsi in falso su travi o solette.

Le zone critiche si estendono, per CD «B» e CD «A», per una lunghezza pari rispettivamente a 1 e 1,5 volte l'altezza della sezione della trave, misurata a partire dalla faccia del nodo trave-pilastro o da entrambi i lati a partire dalla sezione di prima plasticizzazione. Per travi che sostengono un pilastro in falso, si assume una lunghezza pari a 2 volte l'altezza della sezione misurata da entrambe le facce del pilastro.

#### 7.4.6.1.2 Pilastri

La dimensione minima della sezione trasversale non deve essere inferiore a 250 mm.

Se  $\theta$ , quale definito nel § 7.3.1, risulta  $> 0,1$ , l'altezza della sezione non deve essere inferiore ad un decimo della maggiore tra le distanze tra il punto in cui si annulla il momento flettente e le estremità del pilastro.

In assenza di analisi più accurate si può assumere che la lunghezza della zona critica sia la maggiore tra: l'altezza della sezione,  $1/6$  dell'altezza libera del pilastro, 45 cm, l'altezza libera del pilastro se questa è inferiore a 3 volte l'altezza della sezione.

#### 7.4.6.1.3 Nodi trave-pilastro

Sono da evitare per quanto possibile eccentricità tra l'asse della trave e l'asse del pilastro concorrenti in un nodo. Nel caso che tale eccentricità superi  $1/4$  della larghezza del pilastro la trasmissione degli sforzi deve essere assicurata da armature adeguatamente dimensionate allo scopo.

#### 7.4.6.1.4 Pareti

Lo spessore delle pareti deve essere non inferiore al valore massimo tra 150 mm (200 mm nel caso in cui nelle travi di collegamento siano da prevedersi, ai sensi del § 7.4.4.6, armature inclinate), e  $1/20$  dell'altezza libera di interpiano.

Possono derogare da tale limite, su motivata indicazione del progettista, le strutture a funzionamento scatolare ad un solo piano non destinate ad uso abitativo.

Devono essere evitate aperture distribuite irregolarmente, a meno che la loro presenza non venga specificamente considerata nell'analisi, nel dimensionamento e nella disposizione delle armature.

In assenza di analisi più accurate si può assumere che l'altezza delle zone critiche sia la maggiore tra: la larghezza della parete e  $1/6$  della sua altezza.

### 7.4.6.2 Limitazioni di armatura

#### 7.4.6.2.1 Travi

##### Armature longitudinali

Almeno due barre di diametro non inferiore a 14 mm devono essere presenti superiormente e inferiormente per tutta la lunghezza della trave.

In ogni sezione della trave, salvo giustificazioni che dimostrino che le modalità di collasso della sezione sono coerenti con la classe di duttilità adottata, il rapporto geometrico  $\rho$  relativo all'armatura tesa, indipendentemente dal fatto che l'armatura tesa sia quella al lembo superiore della sezione  $A_s$  o quella al lembo inferiore della sezione  $A_i$ , deve essere compreso entro i seguenti limiti:

$$1,4 / f_{yk} < \rho < \rho_{comp} + 3,5 / f_{yk} \quad (7.4.25)$$

dove:

$\rho$  è il rapporto geometrico relativo all'armatura tesa pari ad  $A_s/(b \cdot h)$  oppure ad  $A_y/(b \cdot h)$ ;

$\rho_{comp}$  è il rapporto geometrico relativo all'armatura compressa;

$f_{yk}$  è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio (in MPa).

Nelle zone critiche della trave, inoltre, deve essere  $\rho_{comp} \geq 1/2 \rho$  e comunque  $\geq 0,25 \rho$ .

L'armatura superiore, disposta per il momento negativo alle estremità delle travi, deve essere contenuta, per almeno il 75%, entro la larghezza dell'anima e comunque, per le sezioni a T o ad L, entro una fascia di soletta pari rispettivamente alla larghezza del pilastro, od alla larghezza del pilastro aumentata di 2 volte lo spessore della soletta da ciascun lato del pilastro, a seconda che nel nodo manchi o sia presente una trave ortogonale. Almeno  $1/4$  della suddetta armatura deve essere mantenuta per tutta la lunghezza della trave.

Le armature longitudinali delle travi, sia superiori che inferiori, devono attraversare, di regola, i nodi senza ancorarsi o giuntarsi per sovrapposizione in essi. Quando ciò non risulti possibile, sono da rispettare le seguenti prescrizioni:

- le barre vanno ancorate oltre la faccia opposta a quella di intersezione con il nodo, oppure rivoltate verticalmente in corrispondenza di tale faccia, a contenimento del nodo;

- la lunghezza di ancoraggio delle armature tese va calcolata in modo da sviluppare una tensione nelle barre pari a  $1,25 f_{yk}$ , e misurata a partire da una distanza pari a 6 diametri dalla faccia del pilastro verso l'interno.

La parte dell'armatura longitudinale della trave che si ancora oltre il nodo non può terminare all'interno di una zona critica, ma deve ancorarsi oltre di essa.

La parte dell'armatura longitudinale della trave che si ancora nel nodo, deve essere collocata all'interno delle staffe del pilastro. Per prevenire lo sfilamento di queste armature il diametro delle barre non inclinate deve essere  $\leq \alpha_{btL}$  volte l'altezza della sezione del pilastro, essendo

$$\alpha_{btL} = \begin{cases} \frac{7,5 \cdot f_{ctm} \cdot (1 + 0,8V_d)}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd} \cdot (1 + 0,75k_D \cdot \rho_{comp} / \rho)} & \text{per nodi interni} \\ \frac{7,5 \cdot f_{ctm} \cdot (1 + 0,8V_d)}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} & \text{per nodi esterni} \end{cases} \quad (7.4.26)$$

dove:  $V_d$  è la forza assiale di progetto normalizzata;

$k_D$  vale 1 o  $2/3$ , rispettivamente per CD «A» e per CD «B»;

$\gamma_{Rd}$  vale 1,2 o 1, rispettivamente per CD «A» e per CD «B».

Se per nodi esterni non è possibile soddisfare tale limitazione, si può prolungare la trave oltre il pilastro, si possono usare piastre saldate alla fine delle barre, si possono piegare le barre per una lunghezza minima pari a 10 volte il loro diametro disponendo un'apposita armatura trasversale dietro la piegatura.

Armature trasversali

Nelle zone critiche devono essere previste staffe di contenimento. La prima staffa di contenimento deve distare non più di 5 cm dalla sezione a filo pilastro; le successive devono essere disposte ad un passo non superiore alla minore tra le grandezze seguenti:

- un quarto dell'altezza utile della sezione trasversale;

- 175 mm e 225 mm, rispettivamente per CD «A» e CD «B»;
- 6 volte e 8 volte il diametro minimo delle barre longitudinali considerate ai fini delle verifiche, rispettivamente per CD «A» e CD «B»;
- 24 volte il diametro delle armature trasversali.

Per staffa di contenimento si intende una staffa rettangolare, circolare o a spirale, di diametro minimo 6 mm, con ganci a 135° prolungati per almeno 10 diametri alle due estremità. I ganci devono essere assicurati alle barre longitudinali.

#### 7.4.6.2.2 Pilastri

Nel caso in cui i tamponamenti non si estendano per l'intera altezza dei pilastri adiacenti, l'armatura risultante deve essere estesa per una distanza pari alla profondità del pilastro oltre la zona priva di tamponamento. Nel caso in cui l'altezza della zona priva di tamponamento fosse inferiore a 1,5 volte la profondità del pilastro, debbono essere utilizzate armature bi-diagonali.

Nel caso precedente, qualora il tamponamento sia presente su un solo lato di un pilastro, l'armatura trasversale da disporre alle estremità del pilastro ai sensi del § 7.4.5.3. deve essere estesa all'intera altezza del pilastro.

##### Armature longitudinali

Per tutta la lunghezza del pilastro l'interasse tra le barre non deve essere superiore a 25 cm.

Nella sezione corrente del pilastro, la percentuale geometrica  $\rho$  di armatura longitudinale, con rapporto tra l'area dell'armatura longitudinale e l'area della sezione del pilastro, deve essere compresa entro i seguenti limiti:

$$1\% \leq \rho \leq 4\% \quad (7.4.27)$$

Se sotto l'azione del sisma la forza assiale su un pilastro è di trazione, la lunghezza di ancoraggio delle barre longitudinali deve essere incrementata del 50%.

##### Armature trasversali

Nelle zone critiche devono essere rispettate le condizioni seguenti: le barre disposte sugli angoli della sezione devono essere contenute dalle staffe; almeno una barra ogni due, di quelle disposte sui lati, deve essere trattenuta da staffe interne o da legature; le barre non fissate devono trovarsi a meno di 15 cm e 20 cm da una barra fissata, rispettivamente per CD «A» e CD «B».

Il diametro delle staffe di contenimento e legature deve essere non inferiore a 6 mm ed il loro passo deve essere non superiore alla più piccola delle quantità seguenti:

- 1/3 e 1/2 del lato minore della sezione trasversale, rispettivamente per CD «A» e CD «B»;
- 125 mm e 175 mm, rispettivamente per CD «A» e CD «B»;
- 6 e 8 volte il diametro delle barre longitudinali che collegano, rispettivamente per CD «A» e CD «B».

Si devono disporre staffe in un quantitativo minimo non inferiore a

$$\frac{A_{st}}{s} \geq \begin{cases} 0,08 \frac{f_{ct} \cdot b_{st}}{f_{yd}} & \text{per CD "A" al di fuori della zona critica e per CD "B"} \\ 0,12 \frac{f_{ct} \cdot b_{st}}{f_{yd}} & \text{per CD "A"} \end{cases} \quad (7.4.28)$$

in cui  $A_{st}$  è l'area complessiva dei bracci delle staffe,  $b_{st}$  è la distanza tra i bracci più esterni delle staffe ed  $s$  è il passo delle staffe.

#### 7.4.6.2.3 Nodi trave-pilastro

Indipendentemente da quanto richiesto dalla verifica nel § 7.4.4.3.1, lungo le armature longitudinali del pilastro che attraversano i nodi non confinati devono essere disposte staffe di contenimento in quantità almeno pari alla maggiore prevista nelle zone del pilastro inferiore e superiore adiacenti al nodo. Questa regola può non essere osservata nel caso di nodi interamente confinati.

Per i nodi non confinati, appartenenti a strutture sia in CD «A» che in CD «B», le staffe orizzontali presenti lungo l'altezza del nodo devono verificare la seguente condizione:

$$n_{st} \cdot A_{st} / i \cdot b_j \geq 0,05 f_{ck} / f_{yk} \quad (7.4.29)$$

nella quale  $n_{st}$  ed  $A_{st}$  sono rispettivamente il numero di bracci e l'area della sezione trasversale della barra della singola staffa orizzontale,  $i$  è l'interasse delle staffe, e  $b_j$  è la larghezza utile del nodo determinata come segue:

- se la trave ha una larghezza  $b_w$  superiore a quella del pilastro  $b_c$ , allora  $b_j$  è il valore minimo fra  $b_w$  e  $b_c + h_c/2$ , essendo  $h_c$  la dimensione della sezione della colonna parallela alla trave;

- se la trave ha una larghezza  $b_w$  inferiore a quella del pilastro  $b_c$ , allora  $b_j$  è il valore minimo fra  $b_c$  e  $b_w + h_c/2$ .

#### 7.4.6.2.4 Pareti

Le armature, sia orizzontali che verticali, devono avere diametro non superiore ad 1/10 dello spessore della parete, devono essere disposte su entrambe le facce della parete, ad un passo non superiore a 30 cm, devono essere collegate con legature, in ragione di almeno nove ogni metro quadrato.

Nella zona critica si individuano alle estremità della parete due zone confinate aventi per lati lo spessore della parete e una lunghezza «confinata»  $l_c$  pari al 20% della lunghezza in pianta 1 della parete stessa e comunque non inferiore a 1,5 volte lo spessore della parete. In tale zona il rapporto geometrico  $\rho$  dell'armatura totale verticale, riferito all'area confinata, deve essere compreso entro i seguenti limiti:

$$1\% \leq \rho \leq 4\% \quad (7.4.30)$$

Nelle zone confinate l'armatura trasversale deve essere costituita da barre di diametro non inferiore a 6 mm, disposti in modo da fermare una barra verticale ogni due con un passo non superiore a 8 volte il diametro della barra o a 10 cm. Le barre non fissate devono trovarsi a meno di 15 cm da una barra fissata.

Le armature inclinate che attraversano potenziali superfici di scorrimento devono essere efficacemente ancorate al di sopra e al di sotto della superficie di scorrimento ed attraversare tutte le sezioni della parete poste al di sopra di essa e distanti da essa meno della minore tra 1/2 altezza e 1/2 larghezza della parete.

Nella rimanente parte della parete, in pianta ed in altezza, vanno seguite le regole delle condizioni non sismiche, con un'armatura minima orizzontale e verticale pari allo 0,2%, per controllare la fessurazione da taglio.

#### 7.4.6.2.5 Travi di accoppiamento

Nel caso di armatura ad X, ciascuno dei due fasci di armatura deve essere racchiuso da armatura a spirale o da staffe di contenimento con passo non superiore a 100 mm.

In questo caso, in aggiunta all'armatura diagonale deve essere disposta nella trave armatura di diametro almeno 10 mm distribuita a passo 10 cm in direzione sia longitudinale che trasversale ed armatura corrente di 2 barre da 16 mm ai bordi superiore ed inferiore.

Gli ancoraggi delle armature nelle pareti devono essere del 50% più lunghi di quanto previsto per il dimensionamento in condizioni non sismiche.

### 7.5 COSTRUZIONI D'ACCIAIO

La resistenza delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata in accordo con le regole presentate nella vigente normativa, integrate dalle regole di progettazione e di dettaglio fornite dal § 7.5.4 al § 7.5.6.

Nel caso di comportamento strutturale non dissipativo la resistenza delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata in accordo con le regole di cui al § 4.2 delle presenti norme, non essendo necessario soddisfare i requisiti di duttilità.

Nel caso di comportamento strutturale dissipativo le strutture devono essere progettate in maniera tale che le zone dissipative si sviluppino ove la plasticizzazione o l'instabilità locale o altri fenomeni di degrado dovuti al comportamento isteretico non influenzano la stabilità globale della struttura.

Nelle zone dissipative, al fine di assicurare che le stesse si formino in accordo con quanto previsto in progetto, la possibilità che il reale limite di snervamento dell'acciaio sia maggiore del nominale deve essere tenuta in conto attraverso un opportuno coefficiente di sovrarresistenza del materiale  $\gamma_{Rd}$ , definito al § 7.5.1.

Le parti non dissipative delle strutture dissipative ed i collegamenti tra le parti dissipative ed il resto della struttura devono possedere una sovrarresistenza sufficiente a consentire lo sviluppo della plasticizzazione ciclica delle parti dissipative.

### 7.5.1 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

L'acciaio strutturale deve essere conforme ai requisiti del § 11.3.4.9.

Il coefficiente di sovrarresistenza del materiale,  $\gamma_{Rd}$ , è definito come il rapporto fra il valore medio  $f_{y,m}$  della tensione di snervamento e il valore caratteristico  $f_{yk}$  nominale. In assenza di valutazioni specifiche si possono assumere i valori indicati nella Tab. 7.5.1;

Tabella 7.5.1 - Fattori di sovrarresistenza  $\gamma_{Rd}$

Acciaio	$\gamma_{Rd} = f_{y,m} / f_{yk}$
S 235	1,20
S 275	1,15
S 355	1,10
S 420	1,10
S 460	1,10

Se la tensione di snervamento  $f_{yk}$  dell'acciaio delle zone non dissipative e delle connessioni è superiore alla  $f_{y,max}$  dell'acciaio delle zone dissipative, è possibile assumere  $\gamma_{Rd} = 1,00$ .

### 7.5.2 TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI STRUTTURA

#### 7.5.2.1 Tipologie strutturali

Le strutture sismo-resistenti in acciaio possono essere distinte, in accordo con il loro comportamento, nelle seguenti tipologie strutturali:

a) strutture intelaiate: composte da telai che resistono alle forze orizzontali con un comportamento prevalentemente flessionale. In queste strutture le zone dissipative sono principalmente collocate alle estremità delle travi in prossimità dei collegamenti trave-colonna, dove si possono formare le cerniere plastiche e l'energia viene dissipata per mezzo della flessione ciclica plastica;

b) strutture con controventi concentrici: nei quali le forze orizzontali sono assorbite principalmente da membrature soggette a forze assiali. In queste strutture le zone dissipative sono principalmente collocate nelle diagonali tese. Pertanto possono essere considerati in questa tipologia solo quei controventi per cui lo snervamento delle diagonali tese precede il raggiungimento della resistenza delle aste strettamente necessarie ad equilibrare i carichi esterni. I controventi reticolari concentrici possono essere distinti nelle seguenti tre categorie (Fig. 7.5.1):

b1) controventi con diagonale tesa attiva, in cui la resistenza alle forze orizzontali e le capacità dissipative sono affidate alle aste diagonali soggette a trazione;

b2) controventi a V, in cui le forze orizzontali devono essere assorbite considerando sia le diagonali tese che quelle compresse. Il punto d'intersezione di queste diagonali giace su di una membratura orizzontale che deve essere continua;

b3) controventi a K, in cui il punto d'intersezione delle diagonali giace su una colonna. Questa categoria non deve essere considerata dissipativa in quanto il meccanismo di collasso coinvolge la colonna;

c) strutture con controventi eccentrici: nei quali le forze orizzontali sono principalmente assorbite da membrature caricate assialmente, ma la presenza di eccentricità di schema permette la dissipazione di energia nei traversi per mezzo del comportamento ciclico a flessione e/o taglio. I controventi eccentrici possono essere classificati come dissipativi quando la plasticizzazione dei traversi dovuta alla flessione e/o al taglio precede il raggiungimento della resistenza ultima delle altre parti strutturali;

d) strutture a mensola o a pendolo inverso: costituite da membrature pressoinflesse in cui le zone dissipative sono collocate alla base;

e) strutture intelaiate con controventi concentrici: nelle quali le azioni orizzontali sono assorbite sia da telai che da controventi agenti nel medesimo piano;

f) strutture intelaiate con tamponature: costituite da tamponature in muratura o calcestruzzo non collegate ma in contatto con le strutture intelaiate.

Scarica il file

#### Figura 7.5.I. - Tipologie strutturali

Per le strutture in acciaio in cui le forze orizzontali sono assorbite da nuclei o pareti di controvento in cemento armato si rimanda al § 7.4.

Tipologie strutturali diverse da quelle sopraelencate possono essere utilizzate sulla base di criteri di progettazione non difformi da quelli considerati nella presente norma, a condizione che forniscano un grado di sicurezza non inferiore.

#### 7.5.2.2 Fattori di struttura

Per ciascuna tipologia strutturale il valore massimo di riferimento per  $q_0$  è indicato in Tab. 7.5.II.

Tabella 7.5.II - Limiti superiori dei valori di  $q_0$  per le diverse tipologie strutturali e le diverse classi di duttilità

TIPOLOGIA STRUTTURALE	$q_0$	
	CD «B»	CD «A»
a) Strutture intelaiate	4	$5\alpha_w/\alpha_1$
c) Strutture con controventi eccentrici	4	4
b1) Controventi concentrici a diagonale tesa attiva	4	4
b2) Controventi concentrici a V	2	2,5
d) Strutture a mensola o a pendolo inverso	2	$2\alpha_w/\alpha_1$
e) Strutture intelaiate con controventi concentrici	4	$4\alpha_w/\alpha_1$
f) Strutture intelaiate con tamponature in muratura	2	2

Tali valori di  $q_0$  sono da intendersi validi a patto che vengano rispettate le regole di progettazione e di dettaglio fornite dal § 7.5.4 al § 7.5.6.

In particolare, essi richiedono collegamenti progettati con un margine di sovrarresistenza tale da consentire il completo sfruttamento delle risorse di duttilità locale delle membrature collegate. Tale requisito si può ritenere soddisfatto se sono rispettate le regole di progettazione di cui al § 7.5.4.4.

Per le strutture regolari in pianta possono essere adottati i seguenti valori di  $\alpha_w/\alpha_1$ :

- edifici a un piano	$\alpha_w/\alpha_1 = 1,1$
- edifici a telaio a più piani, con una sola campata	$\alpha_w/\alpha_1 = 1,2$
- edifici a telaio con più piani e più campate	$\alpha_w/\alpha_1 = 1,3$
- edifici con controventi eccentrici a più piani	$\alpha_w/\alpha_1 = 1,2$
- edifici con strutture a mensola o a pendolo inverso	$\alpha_w/\alpha_1 = 1,0$

#### 7.5.3 REGOLE DI PROGETTO GENERALI PER ELEMENTI STRUTTURALI DISSIPATIVI

Le regole di progetto seguenti si applicano alle parti delle strutture sismo-resistenti progettate per avere un comportamento strutturale dissipati vo. Le zone dissipati ve devono avere un'adeguata duttilità ed una sufficiente resistenza, determinata come precisato nel § 4.2.2.2.

#### 7.5.3.1 Parti compresse e/o inflesse delle zone dissipative

Si deve garantire una duttilità locale sufficiente degli elementi che dissipano energia in compressione e/o flessione limitando il rapporto larghezza-spessore  $b/t$  secondo le classi di sezioni trasversali specificate nel § 4.2.2.1. delle presenti norme.

In funzione della classe di duttilità e del fattore di struttura  $q_0$  usato in fase di progetto, le prescrizioni relative alle classi di sezioni trasversali di elementi in acciaio che dissipano energia, sono quelle indicate in Tab. 7.5.III.

Tabella 7.5.III - Classe della sezione trasversale di elementi dissipativi in funzione della classe di duttilità e di  $q_0$

Classe di duttilità	Valore di riferimento del fattore di struttura $q_0$	Classe di sezione trasversale richiesta
CD «B»	$2 < q_0 \leq 4$	Classe 1 o 2
CD «A»	$q_0 > 4$	Classe 1

#### 7.5.3.2 Parti tese delle zone dissipative

Nel caso di membrature tese con collegamenti bullonati, la resistenza plastica di progetto deve risultare inferiore alla resistenza ultima di progetto della sezione netta in corrispondenza dei fori per i dispositivi di collegamento. Pertanto si deve verificare che:

$$A_{res} / A \geq 1,1 \cdot \gamma_{M2} / \gamma_{M0} \cdot f_{yk} / f_{tk} \quad (7.5.1)$$

essendo  $A$  l'area lorda e  $A_{res}$  l'area resistente costituita dall'area netta in corrispondenza dei fori integrata da un'eventuale area di rinforzo e i fattori parziali  $\gamma_{M0}$  e  $\gamma_{M2}$  sono definiti nella Tab. 4.2.V del § 4.2.3.1.1 delle presenti norme.

#### 7.5.3.3 Collegamenti in zone dissipative

I collegamenti in zone dissipative devono avere sufficiente sovrarresistenza per consentire la plasticizzazione delle parti collegate. Si ritiene che tale requisito di sovrarresistenza sia soddisfatto nel caso di saldature a completa penetrazione.

Nel caso di collegamenti con saldature a cordoni d'angolo e nel caso di collegamenti bullonati il seguente requisito deve essere soddisfatto:

$$R_{j,d} \geq \gamma_{Rd} \cdot 1,1 \cdot R_{pl,Rd} = R_{U,Rd} \quad (7.5.2)$$

dove:

$R_{j,d}$  è la resistenza di progetto del collegamento;

$R_{pl,Rd}$  è la resistenza plastica di progetto della membratura collegata (da valutarsi secondo le indicazioni del § 4.2);

$R_{U,Rd}$  è il limite superiore della resistenza plastica della membratura collegata.

#### 7.5.4 REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE INTELAIATE

Al fine di conseguire un comportamento duttile, i telai devono essere progettati in modo che le cerniere plastiche si formino nelle travi piuttosto che nelle colonne.

Questo requisito non è richiesto per le sezioni delle colonne alla base ed alla sommità dei telai multipiano e per tutte le sezioni degli edifici monopiano.

##### 7.5.4.1 Travi



Nelle sezioni in cui è attesa la formazione delle cerniere plastiche devono essere verificate le seguenti relazioni:

$$M_{Ed}/M_{pl,Rd} \leq 1 \quad (7.5.3)$$

$$N_{Ed}/N_{pl,Rd} \leq 0,15 \quad (7.5.4)$$

$$(V_{Ed,G} + V_{Ed,M})/V_{pl,Rd} \leq 0,50 \quad (7.5.5)$$

dove:

$M_{Ed}$ ,  $N_{Ed}$  e  $V_{Ed}$  sono i valori di progetto del momento flettente, della sollecitazione assiale e del taglio;

$M_{pl,Rd}$ ,  $N_{pl,Rd}$  e  $V_{pl,Rd}$  sono i valori delle resistenze plastiche di progetto, flessionale, assiale e tagliante determinate secondo criteri di cui al § 4.2.4.1.2;

$V_{Ed,G}$  è la sollecitazione di taglio di progetto dovuta alle azioni non-sismiche;

$V_{Ed,M}$  è la forza di taglio dovuta all'applicazione di momenti plastici equiversi  $M_{pl,Rd}$  nelle sezioni in cui è attesa la formazione delle cerniere plastiche.

In assenza di ritegni trasversali, le travi devono avere resistenza sufficiente nei confronti dell'instabilità flessionale e flessotorsionale, determinata come in § 4.2.4.1.3 ed assumendo la formazione della cerniera plastica nella sezione più sollecitata in condizioni sismiche.

#### 7.5.4.2 Colonne

Le colonne devono essere verificate in compressione considerando la più sfavorevole combinazione di sollecitazioni assiali e flessionali.

Le sollecitazioni di progetto sono determinate come:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{Rd} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \quad (7.5.6)$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1\gamma_{Rd} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E} \quad (7.5.7)$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1\gamma_{Rd} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E} \quad (7.5.8)$$

in cui

$N_{Ed,G}$ ,  $M_{Ed,G}$ ,  $V_{Ed,G}$  sono le sollecitazioni di compressione, flessione e taglio dovute alle azioni non sismiche;

$N_{Ed,E}$ ,  $M_{Ed,E}$ ,  $V_{Ed,E}$  sono le sollecitazioni dovute alle azioni non sismiche;

$\gamma_{Rd}$  è il fattore di sovreresistenza;

$\Omega$  è il minimo valore tra gli  $\Omega_i = M_{pl,Rd,i}/M_{Ed,i}$  di tutte le travi in cui si attende la formazione di cerniere plastiche, essendo  $M_{Ed,i}$  il momento flettente di progetto della  $i$ -esima trave in condizioni sismiche e  $M_{pl,Rd,i}$  il corrispondente momento plastico.

Nelle colonne in cui si attende la formazione di cerniere plastiche, le sollecitazioni devono essere calcolate nell'ipotesi che nelle cerniere plastiche il momento flettente sia pari a  $M_{pl,Rd}$ .

Il taglio di progetto deve rispettare la seguente limitazione:

$$V_{Ed}/V_{pl,Rd} \leq 0,50 \quad (7.5.9)$$

I pannelli nodali dei collegamenti trave-colonna devono essere progettati in modo tale da escludere la loro plasticizzazione e instabilizzazione a taglio. Tale requisito si può ritenere soddisfatto quando:

$$V_{vp,Ed}/\min(V_{vp,Rd}, V_{vb,Rd}) < 1 \quad (7.5.10)$$

essendo  $V_{vp,Ed}$ ,  $V_{vp,Rd}$  e  $V_{vb,Rd}$  rispettivamente la forza di progetto e la resistenza a taglio per plasticizzazione e la resistenza a taglio per instabilità del pannello, queste ultime valutate come in §§ 4.2.4.1.2 e 4.2.4.1.3.

#### 7.5.4.3 Gerarchia delle resistenze trave-colonna

Per assicurare lo sviluppo del meccanismo globale dissipativo è necessario rispettare la seguente gerarchia delle resistenze tra la trave e la colonna dove, oltre ad aver rispettato tutte le regole di dettaglio previste nella presente norma, si assicuri per ogni nodo trave-colonna del telaio che

$$\sum M_{C,pl,Rd} \geq \gamma_{RD} \cdot \sum M_{b,pl,Rd} \quad (7.5.11)$$

dove  $\gamma_{RD} = 1,3$  per strutture in classe CD «A» e  $1,1$  per CD «B»,  $M_{C,pl,Rd}$  è il momento resistente della colonna calcolato per i livelli di sollecitazione assiale presenti nella colonna nelle combinazioni sismiche delle azioni ed  $M_{b,pl,Rd}$  è il momento resistente delle travi che convergono nel nodo trave-colonna.

#### 7.5.4.4 Collegamenti trave-colonna

I collegamenti trave-colonna devono essere progettati in modo da possedere una adeguata sovraresistenza per consentire la formazione delle cerniere plastiche alle estremità delle travi secondo le indicazioni di cui al § 7.5.3.3. In particolare, il momento flettente resistente del collegamento,  $M_{j,Rd}$ , trave-colonna deve soddisfare la seguente relazione

$$M_{j,Rd} \geq 1,1 \cdot \gamma_{Rd} \cdot M_{b,pl,Rd} \quad (7.5.12)$$

dove  $M_{b,pl,Rd}$  è il momento resistente della trave collegata e  $\gamma_{Rd}$  è il coefficiente di sovra-resistenza indicato nella tabella 7.5.1.

#### 7.5.4.5 Pannelli nodali

Nei nodi trave-colonna, i pannelli d'anima delle colonne devono possedere una resistenza sufficiente e consentire lo sviluppo del meccanismo dissipativo della struttura a telaio, e cioè la plasticizzazione delle sezioni delle travi convergenti nel nodo trave-colonna.

La forza di taglio agente sul pannello d'anima del nodo trave-colonna deve essere determinata assumendo la completa plasticizzazione delle travi in esso convergenti secondo lo schema e le modalità previste in fase di progetto.

#### 7.5.4.6 Collegamenti colonna-fondazione

Il collegamento colonna-fondazione deve essere progettato in modo tale da risultare sovra-resistente rispetto alla colonna ad esso collegata.

In particolare, il momento resistente plastico del collegamento deve rispettare la seguente disuguaglianza

$$M_{C,Rd} \geq 1,1 \cdot \gamma_{Rd} \cdot M_{c,pl,Rd} \quad (7.5.13)$$

dove  $M_{c,pl,Rd}$  è il momento resistente plastico di progetto della colonna, calcolato per lo sforzo normale di progetto  $N_{Ed}$  che fornisce la condizione più gravosa per il collegamento di base. Il coefficiente  $\gamma_{Rd}$  è fornito nel § 7.5.1.

### 7.5.5 REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE CON CONTROVENTI CONCENTRICI

Le strutture con controventi concentrici devono essere progettate in modo che la plasticizzazione delle diagonali tese preceda la rottura delle connessioni e l'instabilizzazione di travi e colonne.

Le diagonali hanno essenzialmente funzione portante nei confronti delle azioni sismiche e, a tal fine, tranne che per i controventi a V, devono essere considerate le sole diagonali tese.

Le membrature di controvento devono appartenere alla prima o alla seconda classe di cui al § 4.2.2.1. Qualora esse siano costituite da sezioni circolari cave, il rapporto tra il diametro esterno  $d$  e lo spessore  $t$  deve soddisfare la limitazione  $d/t \leq 36$ . Nel caso in cui le aste di controvento siano costituite da profili tubolari a sezione rettangolare, i rapporti larghezza-spessore delle parti che costituiscono la sezione non devono eccedere 18, a meno che le pareti del tubo non siano irrigidite.

La risposta carico-spostamento laterale deve risultare sostanzialmente indipendente dal verso dell'azione sismica.

Per edifici con più di due piani, la snellezza adimensionale delle diagonali deve rispettare le seguenti condizioni

$1.3 \leq \lambda \leq 2$  in telai con controventi ad X;

$\lambda \leq 2$  in telai con controventi a V.

Per garantire un comportamento dissipativo omogeneo delle diagonali all'interno della struttura, i coefficiente di sovra-resistenza  $\Omega_i = N_{pl,Rd,i}/N_{Ed,i}$  calcolati per tutti gli elementi di controvento, devono differire tra il massimo ed il minimo di non più del 25%.

Travi e colonne considerate soggette prevalentemente a sforzi assiali in condizioni di sviluppo del meccanismo dissipativo previsto per tale tipo di struttura devono rispettare la condizione

$$N_{Ed}/N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \leq 1 \quad (7.5.14)$$

in cui  $N_{Ed}$  è valutata con l'espressione 7.5.6 e  $N_{pl,Rd}$  è la resistenza nei confronti dell'instabilità, calcolata come in § 4.2.3.1.6, § 4.3.3.1.3 tenendo conto dell'interazione con il momento flettente  $M_{Ed}$  valutato con l'espressione 7.5.7. Nei telai con controventi a V le travi devono resistere agli effetti delle azioni di natura non sismica senza considerare il supporto dato dalle diagonali e alle forze verticali squilibrate che si sviluppano per effetto delle azioni sismiche a seguito della plasticizzazione delle diagonali tese e dell'instabilizzazione delle diagonali compresse. Per determinare questo effetto si può considerare una forza pari a  $N_{pl,Rd}$  nelle diagonali tese e a  $\gamma_{pb} \cdot N_{pl,Rd}$  nelle diagonali compresse, essendo  $\gamma_{pb} = 0,30$  il fattore che permette di stimare la resistenza residua dopo l'instabilizzazione. I collegamenti delle diagonali alle altre parti strutturali devono garantire il rispetto del requisito di sovra-resistenza di cui al § 7.5.3.3.

#### 7.5.5.1 Resistenza dei collegamenti

I collegamenti delle diagonali di controvento alle altre parti strutturali devono essere progettati secondo quanto esposto in § 7.5.3.3.

#### 7.5.6 REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE CON CONTROVENTI ECCENTRICI

I controventi eccentrici dividono le travi dei telai in due o più parti. Ad una di queste parti, chiamata «elemento di connessione» o «link», è affidato il compito di dissipare l'energia sismica attraverso deformazioni plastiche cicliche taglianti e/o flessionali.

Gli elementi di connessione vengono denominati «corti» quando la plasticizzazione avviene per taglio, «lunghi» quando la plasticizzazione avviene per flessione e «intermedi» quando la plasticizzazione è un effetto combinato di taglio e flessione. In relazione alla lunghezza «e» dell'elemento di connessione, si adotta la classificazione seguente:

$$\text{«corti»}: e \leq 0,8 (1 + \alpha) M_{l,Rd} / V_{l,Rd} \quad (7.5.15a)$$

$$\text{«intermedi»}: 0,8 (1 + \alpha) M_{l,Rd} / V_{l,Rd} < e < 1,5 (1 + \alpha) M_{l,Rd} / V_{l,Rd} \quad (7.5.15b)$$

$$\text{«lunghi»}: e \geq 1,5 (1 + \alpha) M_{l,Rd} / V_{l,Rd} \quad (7.5.15c)$$

dove  $M_{l,Rd}$  e  $V_{l,Rd}$  sono, rispettivamente, la resistenza flessionale e la resistenza a taglio di progetto dell'elemento di connessione,  $\alpha$  è il rapporto tra il minore ed il maggiore dei momenti flettenti attesi alle due estremità dell'elemento di connessione <sup>(12)</sup>. Per le sezioni ad I il momento resistente,  $M_{l,Rd}$ , ed il taglio resistente,  $V_{l,Rd}$ , dell'elemento di connessione sono definiti in assenza di sollecitazione assiale, rispettivamente, dalle formule:

$$M_{l,Rd} = f_y \cdot b \cdot t_f \cdot (h-t_f) \quad (7.5.16)$$

$$V_{l,Rd} = f_y / \sqrt{3} \cdot t_w \cdot (h-t_f) \quad (7.5.17)$$

Quando il valore della sollecitazione assiale di calcolo  $N_{Ed}$  presente nell'elemento di connessione supera il 15% della resistenza plastica a sollecitazione assiale della sezione dell'elemento,  $N_{pl,Rd}$ , va tenuta opportunamente in conto la riduzione della resistenza plastica a taglio,  $V_{i,Rd}$ , e flessione,  $M_{i,Rd}$ , dell'elemento di connessione.

L'angolo di rotazione rigida  $\theta_p$  tra l'elemento di connessione e l'elemento contiguo non deve eccedere i seguenti valori:

«corti»:  $\theta_p \leq 0,08\text{rad}$  (7.5.18a)

«lunghi»:  $\theta_p \leq 0,02\text{rad}$  (7.5.18b)

Per gli elementi di connessione «intermedi» si interpola linearmente tra questi valori.

La resistenza ultima degli elementi di connessione ( $M_u$ ,  $V_u$ ), a causa di diversi effetti, quali l'incrudimento, la partecipazione della soletta dell'impalcato e l'aleatorietà della tensione di snervamento, è maggiore di  $M$  e  $V$ . Sulla base dei risultati sperimentali disponibili, la sovrarresistenza può essere calcolata mediante le seguenti relazioni:

«corti»:  $M_u = 0,75 \cdot e \cdot V_{i,Rd}$

$V_u = 1,5 \cdot V_{i,Rd}$  (7.5.19a)

«lunghi»:  $M_u = 1,5 M_{i,Rd}$

$V_u = 2 \cdot M_{i,Rd} / e$  (7.5.19b)

Tali relazioni riguardano gli elementi di connessione «corti» e «lunghi», rispettivamente; nel caso degli elementi di connessione «intermedi» la resistenza ultima può essere determinata per interpolazione.

Per garantire un comportamento dissipativo omogeneo degli elementi di collegamento all'interno della struttura, i coefficienti di sovra-resistenza  $\Omega_i$  calcolati per tutti gli elementi di collegamento, devono differire tra il massimo ed il minimo di non più del 25%. I coefficienti  $\Omega_i$  degli elementi «link» sono definiti secondo le formule seguenti

«lunghi» ed «intermedi»:  $\Omega_i = 1,5 M_{i,Rd,i}/M_{Ed,i}$  (7.5.20a)

«corti»:  $\Omega_i = 1,5 \cdot V_{i,Rd,i}/V_{Ed,i}$  (7.5.20a)

dove  $M_{i,Rd}$  e  $V_{i,Rd}$  sono momento e taglio resistenti dell'elemento di collegamento,  $M_{Ed,i}$  e  $V_{Ed,i}$  sono le sollecitazioni di calcolo ottenute dalla combinazione sismica. Le membrature che non contengono gli elementi di connessione devono essere verificate come indicato in § 7.5.5, in cui  $\Omega_i$  è il minimo tra tutti gli  $\Omega_i = 1,5 \cdot M_{i,Rd,i}/M_{Ed,i}$  relativi agli elementi di connessione «lunghi» ed il minimo fra tutti gli  $\Omega_i = 1,5 \cdot V_{i,Rd,i}/V_{Ed,i}$  relativi agli elementi di connessione «corti».

Il comportamento degli elementi di connessione lunghi è dominato dalla plasticizzazione per flessione. Le modalità di collasso tipiche di tali elementi di connessione sono rappresentate dalla instabilità locale della piattabanda compressa e dalla instabilità flessor-torsionale. In tal caso gli irrigidimenti devono distare  $1,5 b_f$  dalla estremità degli elementi di connessione.

In tutti i casi, gli irrigidimenti d'anima devono essere disposti da ambo i lati in corrispondenza delle estremità delle diagonali. Con riferimento al dettaglio costruttivo degli irrigidimenti, nel caso di «elementi di connessione corti» e travi di modesta altezza (600 mm) è sufficiente che gli irrigidimenti siano disposti da un solo lato dell'anima, impegnando almeno i 3/4 della altezza dell'anima. Tali irrigidimenti devono avere spessore non inferiore a  $t_w$ , e comunque non inferiore a 10 mm, e larghezza pari a  $(b_f/2) - t_w$ .

Nel caso degli elementi di connessione lunghi e degli elementi di connessione intermedi, gli irrigidimenti hanno lo scopo di ritardare l'instabilità locale e, pertanto, devono impegnare l'intera altezza dell'anima.

Le saldature che collegano il generico elemento di irrigidimento all'anima devono essere progettate per sopportare una sollecitazione pari a  $A_{st} f_y$ , essendo  $A_{st}$  l'area dell'elemento di irrigidimento; le saldature che lo collegano alle piattabande devono essere progettate per sopportare una sollecitazione pari a  $A_{st} f_y / 4$ .

#### 7.5.6.1 Resistenza dei collegamenti

Si applica quanto esposto in § 7.5.3.3, intendendo con il termine  $R_{pl,Rd}$  la resistenza plastica sviluppata dall'elemento di connessione.

## 7.6 COSTRUZIONI COMPOSTE DI ACCIAIO-CALCESTRUZZO

Gli edifici con struttura sismo-resistente composta acciaio-calcestruzzo devono essere progettati assumendo uno dei seguenti comportamenti strutturali:

- a) comportamento strutturale dissipativo con meccanismi di dissipazione in componenti e membrature composte acciaio-calcestruzzo;
- b) comportamento strutturale dissipativo con meccanismi di dissipazione in componenti e membrature in solo acciaio strutturale;
- c) comportamento strutturale non-dissipativo.

L'assunzione del comportamento strutturale tipo b) è subordinata all'adozione di misure specifiche atte a prevenire l'attivazione dei componenti in calcestruzzo sulla resistenza delle zone dissipative. In questi casi, il progetto della struttura va condotto con riferimento ai metodi di cui al § 4.3 delle presenti norme, per le combinazioni di carico non sismiche, e con riferimento ai paragrafi successivi del presente capitolo per le combinazioni di carico comprendenti gli effetti sismici.

Ai fini dei criteri di dimensionamento si applicano le indicazioni del § 7.2.1.

### 7.6.1 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

#### 7.6.1.1 Calcestruzzo

Non è ammesso l'impiego di calcestruzzo di classe inferiore a C20/25.

Nella progettazione, nel campo di applicazione delle presenti norme, non è consentito l'impiego di calcestruzzi di classe superiore alla C40/50.

#### 7.6.1.2 Acciaio per c.a.

L'acciaio per c.a. deve essere del tipo B450C, di cui al § 11.3.2.1 delle presenti norme; l'uso dell'acciaio B450A è consentito nei soli casi previsti nel § 7.4.2.2.

#### 7.6.1.3 Acciaio strutturale

L'acciaio strutturale deve corrispondere alle qualità di cui al § 7.5 e al § 11.3.4 delle presenti norme.

### 7.6.2 TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI STRUTTURA

#### 7.6.2.1 Tipologie strutturali

Le costruzioni composte acciaio-calcestruzzo possono essere realizzate con riferimento alle tipologie strutturali seguenti, il cui funzionamento è descritto nel § 7.5.2:

- a) strutture intelaiate;
- b) strutture con controventi concentrici realizzati in acciaio strutturale;
- c) strutture con controventi eccentrici nelle quali gli elementi di connessione, attraverso la plasticizzazione dei quali avviene la dissipazione, devono essere realizzati in solo acciaio strutturale;
- d) strutture a mensola o a pendolo inverso;
- e) strutture intelaiate controventate.

Per strutture con pareti o nuclei in c.a., nelle quali la resistenza all'azione sismica è affidata alle parti in cemento armato, si rimanda al § 7.4. Le pareti possono essere accoppiate mediante travi in acciaio o composte.

#### 7.6.2.2 Fattori di struttura

Si applicano le prescrizioni di cui al § 7.5.6 per quanto riguarda il valore di riferimento  $q_0$  del fattore di struttura, a condizione che siano rispettate le prescrizioni e le regole esposte nel presente capitolo.

#### 7.6.3 RIGIDEZZA DELLA SEZIONE TRASVERSALE COMPOSTA

La rigidezza elastica della sezione nella quale il calcestruzzo è sollecitato da sforzi di compressione va valutata utilizzando un coefficiente di omogeneizzazione  $n = E_a/E_{cm} = 7$ , essendo  $E_{cm}$  il modulo di elasticità secante del calcestruzzo.

Il calcolo del momento di inerzia non fessurato,  $I_1$ , delle sezioni composte in cui il calcestruzzo è soggetto a compressione, va valutato omogeneizzando il calcestruzzo della soletta compreso nella larghezza efficace, determinata come al § 7.6.5.1.1.

Nei casi in cui il calcestruzzo è soggetto a sforzi di trazione, la rigidezza della sezione composta dipende dal momento di inerzia della sezione fessurata  $I_2$ , calcolato assumendo fessurato il calcestruzzo ed attive le sole componenti metalliche della sezione, profilo strutturale ed armatura collocata nella larghezza efficace.

#### 7.6.4 CRITERI DI PROGETTO E DETTAGLI PER STRUTTURE DISSIPATIVE

##### 7.6.4.1 Criteri di progetto per strutture dissipative

Il progetto delle strutture composte acciaio-calcestruzzo di tipo dissipativo deve garantire una risposta globale stabile anche in presenza di fenomeni locali di plasticizzazione, instabilità o altri connessi al comportamento isteretico della struttura. A tale scopo occorre dotare le zone dissipative di adeguata resistenza e duttilità.

Nel caso di comportamento tipo b) di cui al § 7.6, la resistenza va valutata per le parti in carpenteria metallica secondo quanto indicato nel § 7.5. In tutti i casi in cui la zona dissipativa è di tipo composto, la resistenza va calcolata facendo riferimento alle regole specifiche riportate nel presente documento ed a metodologie di comprovata affidabilità.

La duttilità va invece conseguita facendo ricorso ad appositi ed efficaci dettagli costruttivi.

La capacità di dissipazione può essere attribuita solamente alle membrature; pertanto i collegamenti e tutte le componenti non dissipative della struttura devono essere dotati di adeguata sovrarresistenza.

##### 7.6.4.2 Resistenza plastica delle zone dissipative

La progettazione sismica delle strutture composte acciaio-calcestruzzo è basata sulla valutazione del limite inferiore ( $E_{pl,Rd}$ ) e del limite superiore ( $E_{U,Rd}$ ) della resistenza plastica.

Il limite inferiore della resistenza delle zone dissipative ( $E_{pl,Rd}$ ) va impiegato nell'ambito delle verifiche di progetto degli elementi dissipativi, per cui deve risultare  $E_{Sd} < E_{pl,Rd}$ , essendo  $E_{Sd}$  il valore della caratteristica della sollecitazione relativa alla combinazione di carico sismica.

Il limite superiore della resistenza delle zone dissipative ( $E_{U,Rd}$ ) va impiegato per le verifiche di gerarchia delle resistenze necessarie per lo sviluppo dei meccanismi di collasso prescelti. Tale valore tiene conto degli effetti della sovrarresistenza analogamente a quanto previsto nelle strutture in acciaio:  $E_{U,Rd} = 1,1 \gamma_{Rd} E_{pl,Rd}$ , con  $\gamma_{Rd}$  definito nel § 7.5.1.

##### 7.6.4.3 Collegamenti composti nelle zone dissipative

I fenomeni di plasticizzazione durante l'evento sismico devono aver luogo esclusivamente nei componenti in acciaio strutturale per cui si deve garantire l'integrità dei componenti in calcestruzzo soggetto a compressione.

Lo snervamento delle barre di armatura della soletta può essere ammesso solamente quando le travi composte soddisfano le prescrizioni di cui al § 7.6.5.2 circa la profondità dell'asse neutro adimensionalizzato a rottura (Tab. 7.6.IV).

Per il progetto dei collegamenti deve risultare:

$$R_{j,d} \geq R_{U,Rd} \quad (7.6.1)$$

dove:  $R_{j,d}$  è la resistenza di progetto del collegamento;

$R_{U,Rd}$  è il limite superiore della resistenza plastica della membratura collegata, valutato come indicato al precedente § 7.6.4.2.

Nelle zone di intersezione tra trave e colonna vanno disposte apposite armature metalliche nella soletta in calcestruzzo per governare effetti locali di diffusione delle tensioni. La progettazione delle armature longitudinali nel calcestruzzo delle zone nodali deve essere effettuata con modelli che soddisfino l'equilibrio.

Nei nodi trave-colonna caratterizzati da profili rivestiti completamente o parzialmente di calcestruzzo, la resistenza a taglio del pannello può essere calcolata come la somma dei contributi del calcestruzzo e del pannello in acciaio. In particolare, se l'altezza della sezione della trave non differisce da quella del pilastro di più del 40% la resistenza a taglio si ottiene sommando i due contributi resistenti forniti, rispettivamente, dall'acciaio e dal calcestruzzo

$$V_{wp,Rd} = 0,8 \cdot (V_{wp,s,Rd} + V_{wp,c,Rd}) \quad (7.6.2)$$

dove  $V_{wp,s,Rd}$  è il contributo resistente del pannello d'anima in acciaio calcolato secondo i metodi indicati nel § 4.2,  $V_{wp,c,Rd}$  è il contributo resistente a taglio fornito dal calcestruzzo che deve essere determinato utilizzando appropriati modelli resistenti a puntone tipici delle strutture in calcestruzzo. Lo sforzo di taglio di progetto  $V_{wp,Sd}$ , con cui confrontare la resistenza di progetto  $V_{wp,Rd}$ , è calcolato considerando le forze su di esso applicate e tenendo in conto lo sviluppo delle resistenze plastiche degli elementi «dissipativi» in esso convergenti, quali le travi composte.

#### 7.6.5 REGOLE SPECIFICHE PER LE MEMBRATURE

Nelle zone dissipative il rapporto tra la larghezza e lo spessore dei pannelli d'anima e delle ali deve rispettare i seguenti limiti:

- per le zone dissipative in solo acciaio (non rivestite in calcestruzzo) valgono le indicazioni di cui al precedente § 7.5.6;
- per le zone dissipative rivestite in calcestruzzo i valori dei rapporti larghezza-spessore per le facce dei profilati metallici impiegati devono rispettare le limitazioni di cui alla Tab. 7.6.1

Tabella 7.6.1 - Valori limite della snellezza per i profilati metallici

Valore di riferimento del fattore di struttura $q_0$	$1,5 \div 2 \leq q_0 \leq 4$	$q_0 > 4$
Sezione ad H o I parzialmente o totalmente rivestita di calcestruzzo: limiti per le sporgenze delle ali c/ft:	14 €	9 €
Sezione rettangolare cava riempita di calcestruzzo: h/t limite	38 €	24 €
Sezione circolare cava riempita di calcestruzzo: d/t limite	85 € <sup>2</sup>	80 € <sup>2</sup>

Nella Tab. 7.6.1 è

$$\epsilon = (235/f_{yk})^{0,5}$$

c/t è il rapporto tra la larghezza e lo spessore della parte in aggetto dell'ala definita nella Fig. 7.6.1

d/t ed h/t sono i rapporti tra massima dimensione esterna e spessore.

Nel progetto di tutti i tipi di colonne composte si può tener conto della resistenza della sola sezione in acciaio o della combinazione di quella dell'acciaio e del calcestruzzo. La dimensione minima, base o altezza per le sezioni rettangolari o diametro per le sezioni circolari, delle colonne completamente rivestite di calcestruzzo deve essere non inferiore a 250 mm.

Scarica il file

Figura 7.6.1 - Rapporti dimensionali

Le colonne non devono essere progettate per dissipare energia, con l'esclusione delle zone al piede della struttura in specifiche tipologie strutturali. Per compensare le incertezze connesse all'effettiva risposta dell'organismo strutturale alle azioni sismiche, è necessario predisporre armatura trasversale per il confinamento delle zone critiche.

Quando è necessario sfruttare interamente la resistenza plastica di una colonna composta per soddisfare la gerarchia delle resistenze o le verifiche di resistenza, si deve garantire la completa interazione tra la componente in acciaio e quella in calcestruzzo.

In tutti i casi in cui è insufficiente il trasferimento degli sforzi tangenziali per aderenza ed attrito, è richiesto l'uso di connettori a taglio per il trasferimento mediante interazione meccanica e il ripristino dell'azione composta, calcolati secondo quanto indicato in § 4.3.

#### 7.6.5.1 Travi con soletta collaborante

Nelle travi con soletta collaborante il grado di connessione  $N/N_f$ , definito al § 4.6.5.2.1, deve risultare non inferiore a 0,8 e la resistenza complessiva dei connettori a taglio nella zona in cui il calcestruzzo della soletta è teso non deve essere inferiore alla resistenza plastica delle armature longitudinali.

La resistenza di calcolo dei connettori a piolo si ottiene, a partire da quella indicata al § 4.6.5.4, applicando un fattore di riduzione 0,75.

Nelle zone dissipative soggette a momento positivo va controllato il rapporto  $x/d$  dato da:

$$x/d < \epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} + \epsilon_a) \quad (7.6.3)$$

nella quale:

- $x$  è la profondità dell'asse neutro a rottura,
- $d$  è l'altezza totale della sezione composta;
- $\epsilon_{cu}$  è la deformazione a rottura del calcestruzzo valutata tenendo conto degli effetti di degrado ciclico del materiale;
- $\epsilon_a$  è la deformazione totale al lembo teso del profilo metallico.

Il suddetto requisito di duttilità può ritenersi soddisfatto quando il rapporto  $x/d$  soddisfa i limiti riportati in Tab. 7.6.II.

Tabella 7.6.II - Valori limite del rapporto  $x/d$  per le travi composte, al variare del fattore  $q_0$

$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$1,5 < q_0 \leq 4$	$q_0 > 4$
	$(x/d)_{limite}$	$(x/d)_{limite}$
235	0,36	0,27
275	0,32	0,24
355	0,27	0,20

#### 7.6.5.1.1 Definizione della larghezza efficace delle travi composte

La determinazione delle caratteristiche geometriche della sezione composta va effettuata considerando un'appropriata larghezza collaborante della soletta e delle relative armature longitudinali.

La larghezza collaborante  $b_{eff}$  si determina con le modalità indicate nel § 4.3.2.3 e si ottiene come somma delle due aliquote  $b_{e1}$  e  $b_{e2}$  ai due lati dell'asse della trave e della larghezza  $b_c$  impegnata direttamente dai connettori.

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} + b_c \quad (7.6.4)$$

Ciascuna aliquota  $b_{e1}$ ,  $b_{e2}$  va calcolata sulla base delle indicazioni contenute nelle Tab. 7.6.III e 7.6.IV e non deve superare, rispettivamente, la metà dell'interasse tra le travi o l'intera distanza del bordo libero della soletta dall'asse della trave adiacente.



Nelle tabelle che seguono, con riferimento alla diversa collocazione delle membrature nell'ambito del telaio, sono riportati i valori della larghezza efficace parziale  $b_{ei}$  da utilizzare nella analisi elastica della struttura (momento d'inerzia/rigidezza flessionale) - Tab. 7.6.III - e per il calcolo dei momenti plastici - Tab. 7.6.IV.

I termini utilizzati sono definiti nella Fig. 7.6.2. Nella Tab. 7.6.IV con  $b_{magg}$  viene individuata la larghezza di eventuali piastre addizionali saldate alle piattabande delle colonne con lo scopo di aumentare la capacità portante del calcestruzzo in prossimità dell'area nodale; qualora queste non siano installate, tale parametro coincide con la larghezza  $b_c$  della colonna.

#### 7.6.5.2 Membrature composte parzialmente rivestite di calcestruzzo

L'adozione di specifici dettagli d'armatura trasversale, come quelli riportati in Fig. 7.6.1, può ritardare l'insorgere dei fenomeni di instabilità locale nelle zone dissipative. I limiti riportati in Tab. 7.6.I per le piattabande possono essere incrementati se tali barre sono caratterizzate da un interasse longitudinale,  $s_1$ , minore della lunghezza netta,  $c$ , della piattabanda,  $s_1/c < 1,0$ . In particolare:

- per  $s_1/c \leq 0,5$ , i limiti di Tab. 7.6.I possono essere moltiplicati per un coefficiente 1,50;
- per  $0,5 < s_1/c < 1,0$  si può interpolare linearmente tra i coefficienti 1,50 e 1,00.

Deve essere inoltre garantito un copriferro netto di almeno 20 mm e non superiore a 40 mm.

I valori minimi dell'interasse delle staffe necessario per poter assicurare all'elemento composto un buon comportamento sotto azioni sismiche sono ricavati dalle limitazioni presentate in § 7.6.5.3

Tabella 7.6.III - Definizione della larghezza efficace parziale per il calcolo della rigidezza flessionale

	Membratura trasversale	Larghezza efficace parziale $b_{ei}$
Nodo/Colonna interni	Presente o non presente	Per M <sup>-</sup> : 0,05 L
Nodo/Colonna esterni	Presente	Per M <sup>+</sup> : 0,0375 L
Nodo/Colonna esterni	Non presente/Armatura non ancorata	Per M <sup>-</sup> : 0 Per M <sup>+</sup> : 0,025 L

Tabella 7.6.IV - Definizione della larghezza efficace parziale per il calcolo del momento plastico

Segno del momento flettente	Posizione	Membratura trasversale	Larghezza efficace parziale $b_{ei}$
Negativo, M <sup>-</sup>	Colonna interna	Armatura sismica incrociata	0,10 L
Negativo, M <sup>-</sup>	Colonna esterna	Armature ancorate alle travi di facciata o al cordolo di estremità	0,10 L
Negativo, M <sup>-</sup>	Colonna esterna	Armature non ancorate alle travi di facciata o al cordolo di estremità	0
Positivo, M <sup>+</sup>	Colonna interna	Armatura sismica incrociata	0,075 L
Positivo, M <sup>+</sup>	Colonna esterna	Trave in acciaio trasversale dotata di connettori; Soletta disposta in modo da raggiungere o superare il filo esterno della colonna disposta in asse forte	0,075 L
Positivo, M <sup>+</sup>	Colonna esterna	Trave trasversale assente o priva di connettori; Soletta disposta in modo da raggiungere o superare il filo esterno della colonna disposta in asse forte	$b_{magg}/2 + 0,7 h_c/2$
Positivo, M <sup>+</sup>	Colonna esterna	Disposizioni differenti	$b_{magg}/2 \leq 0,05 L$

Scarica il file

Figura 7.6.2 - Definizione degli elementi in una struttura intelaiata

#### 7.6.5.3 Colonne composte completamente rivestite di calcestruzzo

Nelle strutture intelaiate le zone critiche delle colonne sono entrambe le estremità dei tratti di lunghezza libera delle colonne, e nei sistemi di controventi eccentrici le porzioni di colonna adiacenti agli elementi di connessione. Per la loro lunghezza si rimanda al § 7.4.6.1.2.

La dimensione minima, base o altezza per le sezioni rettangolari o diametro per le sezioni circolari, delle colonne completamente rivestite di calcestruzzo deve essere non inferiore a 250 mm.

La presenza di armatura trasversale nelle zone dissipative interviene sui fenomeni di instabilità locale del profilo metallico quando disposta secondo un interasse  $s$  minore della larghezza  $c$  della piattabanda del profilo. In particolare, possono essere seguite le indicazioni fornite in § 7.6.5.2 che permettono di modificare i valori limite della snellezza delle piattabande dei profilati metallici.

Nelle zone prossime agli elementi dissipativi, in genere in sommità ed alla base dei pilastri, deve essere disposta un'armatura trasversale, in grado di produrre un efficace effetto di confinamento sul calcestruzzo, con un interasse che non deve eccedere il minimo dei seguenti valori: metà della dimensione minima del nucleo di calcestruzzo contenuto nelle staffe, 175 mm oppure 8 volte il diametro minimo dell'armatura longitudinale disposta lungo la colonna. Tale interasse nei pilastri del livello più basso è da assumere pari al minimo dei seguenti valori: metà della dimensione minima del nucleo di calcestruzzo contenuto nelle staffe, 150 mm oppure 6 volte il diametro minimo dell'armatura longitudinale disposta lungo la colonna.

Il diametro minimo delle armature trasversali non deve essere inferiore a 6 mm e comunque pari al massimo dei seguenti valori: 6 mm e a 0,35 volte il diametro massimo minimo delle armature longitudinali moltiplicato per  $(f_{ydf}/f_{ydw})^{0,5}$  essendo  $f_{ydf}$  e  $f_{ydw}$  le tensioni di progetto della piattabanda e dell'armatura.

#### 7.6.5.4 Colonne composte riempite di calcestruzzo.

I profilati metallici devono rispettare i rapporti dimensionali riportati in Tabella 7.6.I. La resistenza a taglio nelle zone dissipative può essere valutata facendo riferimento alla sola sezione di acciaio o sulla base di quella in cemento armato. In quest'ultimo caso il rivestimento in acciaio può essere utilizzato come armatura a taglio.

### 7.6.6 REGOLE SPECIFICHE PER STRUTTURE INTELAIATE

#### 7.6.6.1 Analisi strutturale

L'analisi strutturale è basata sul principio dell'omogeneizzazione che per le sezioni composte è riassunto al § 7.6.3. Nelle travi composte, la rigidità flessionale va assunta dipendente dal regime di sollecitazione; in particolare, l'analisi strutturale va condotta suddividendo le travi in due zone, fessurata e non fessurata, caratterizzate da differente rigidità flessionale,  $EI_1$  in presenza di calcestruzzo soggetto a compressione,  $EI_2$  in presenza di calcestruzzo soggetto a sforzi di trazione.

In alternativa è possibile assumere un momento d'inerzia equivalente costante lungo l'intera trave,  $I_{eq}$ , dato dalla relazione:

$$I_{eq} = 0.6 I_1 + 0.4 I_2. \quad (7.6.5)$$

La rigidità flessionale delle colonne composte può essere assunta pari a:

$$(EI)_C = 0.9 (EI_a + r E_{cm} I_c + E I_s) \quad (7.6.6)$$

nella quale  $E$  e  $E_{cm}$  sono i moduli di elasticità dell'acciaio e del calcestruzzo;  $I_a$ ,  $I_c$  e  $I_s$  sono i momenti di inerzia della sezione in acciaio, del calcestruzzo e delle armature, rispettivamente. Il coefficiente di riduzione  $r$  dipende dal tipo di sezione trasversale, ma può essere generalmente assunto pari a 0.5.

#### 7.6.6.2 Regole di dettaglio per travi e colonne

Le travi devono essere verificate per instabilità flessionale e flesso-torsionale in accordo con il § 4.6.4.5 assumendo la formazione di un momento plastico negativo ad una estremità dell'elemento.

I tralicci composti non possono essere usati come elementi dissipativi.

Per le travi si applicano le formule di verifica di cui al § 7.5.4.1 della presente norma.

Ai fini della verifica delle colonne si applicano le regole di cui al § 7.5.4.2 della presente norma.

#### 7.6.6.3 Collegamenti trave-colonna

I collegamenti trave-colonna devono essere progettati secondo le indicazioni contenute al § 7.5.4.3.

#### 7.6.6.4 Gerarchia trave-colonna

Per assicurare lo sviluppo delle cerniere plastiche secondo la configurazione prevista occorre definire un meccanismo dissipativo che assicuri una richiesta locale di duttilità compatibile con gli elementi strutturali coinvolti, eliminando perciò meccanismi di piano soffice. Tale requisito si considera soddisfatto se, dopo aver rispettato tutte le regole di dettaglio previste nella presente norma, si assicuri per ogni nodo trave-colonna del telaio che

$$\sum M_{C,pl,Rd} \geq \gamma_{Rd} \cdot \sum M_{b,pl,Rd} \quad (7.6.7)$$

dove  $\gamma_{Rd} = 1,30$  per le strutture in CD «A» e  $1,10$  per le strutture in CD «B», con le regole applicative e il significato dei simboli dati in § 7.5.4.3,  $M_{C,pl,Rd}$  è il momento resistente della colonna calcolato per i livelli di sollecitazione assiale presenti nella colonna nelle combinazioni sismiche delle azioni ed  $M_{b,pl,Rd}$  è il momento resistente delle travi che convergono nel nodo trave-colonna.

#### 7.6.6.5 Collegamenti colonna-fondazione

I collegamenti colonna-fondazione devono essere progettati secondo le indicazioni contenute al § 7.5.4.6.

### 7.6.7 REGOLE SPECIFICHE PER STRUTTURE CON CONTROVENTI CONCENTRICI

I telai composti con controventi concentrici devono essere progettati in modo da innescare la plasticizzazione nei soli controventi tesi, prima della rottura delle connessioni e prima della plasticizzazione o instabilità delle colonne e delle travi.

A tal fine occorre rispettare le regole di progetto e di dettaglio di cui al § 7.5.5.

### 7.6.8 REGOLE SPECIFICHE PER STRUTTURE CON CONTROVENTI ECCENTRICI

I telai composti con controventi eccentrici devono essere progettati in modo tale che la dissipazione di energia sia localizzata nei link e abbia luogo per plasticizzazione a taglio e/o a flessione dello stesso.

Le colonne, le travi e i controventi possono essere sia in acciaio che composti acciaio-calcestruzzo.

I collegamenti e tutte le parti delle membrature e dei controventi esterni ai link a taglio devono essere mantenuti in campo elastico sotto la massima azione che può essere generata dalla plasticizzazione e dall'incrudimento in campo ciclico del link.

Il controllo del meccanismo di collasso va eseguito con riferimento al § 7.5.6.

## 7.7 COSTRUZIONI DI LEGNO

Per le costruzioni in legno, si definiscono i seguenti termini:

- duttilità statica: si intende il rapporto tra lo spostamento ultimo e lo spostamento al limite del comportamento elastico, valutati con prove quasi-statiche in accordo alle pertinenti normative sui metodi di prova per le strutture di legno;

- nodi semi-rigidi: giunzioni con deformabilità significativa, tale da dovere essere presa in considerazione nelle analisi strutturali, e da valutarsi secondo le pertinenti normative di calcolo;
- nodi rigidi: giunzioni con deformabilità trascurabile, ai fini del comportamento strutturale, da valutarsi secondo le pertinenti normative di calcolo;
- unioni con mezzi di unione a gambo cilindrico: unioni con mezzi meccanici di unione a gambo cilindrico (chiodi, viti, spinotti, bulloni, ecc.), sollecitati perpendicolarmente al loro asse;
- nodi di carpenteria: collegamenti nei quali le azioni sono trasferite per mezzo di zone di contatto, e senza l'utilizzo di mezzi di unione meccanici; esempio di giunzioni di questo tipo sono: l'incastro a dente semplice, il giunto tenone-mortasa, il giunto a mezzo legno, ed altri tipi frequentemente utilizzati nelle costruzioni tradizionali.

#### 7.7.1 ASPETTI CONCETTUALI DELLA PROGETTAZIONE

Gli edifici sismoresistenti in legno devono essere progettati con una concezione strutturale in accordo ad uno dei seguenti comportamenti:

- a) comportamento strutturale dissipativo;
- b) comportamento strutturale scarsamente dissipativo.

Le strutture progettate secondo il comportamento a) devono appartenere alla CD «A» o «B», nel rispetto dei requisiti di cui al § 7.7.3 in relazione a: tipologia strutturale, tipologia di connessione e duttilità della connessione.

Le zone dissipative debbono essere localizzate nei collegamenti; le membrature lignee debbono essere considerate a comportamento elastico, a meno che non vengano adottati per gli elementi strutturali provvedimenti tali da soddisfare i requisiti di duttilità di cui al § 7.7.3.

Le proprietà dissipative devono essere valutate sulla base di comprovata documentazione tecnico-scientifica, basata su sperimentazione dei singoli collegamenti o dell'intera struttura o su parte di essa, in accordo con normative di comprovata validità.

Per le strutture progettate secondo il comportamento b), gli effetti devono essere calcolati mediante un'analisi elastica globale, assumendo un fattore di struttura  $q$  non superiore ad 1,5.

#### 7.7.2 MATERIALI E PROPRIETA' DELLE ZONE DISSIPATIVE

Si applica, per quanto riguarda il legno, quanto previsto al § 4.4; con riferimento alle altre parti strutturali, si applica quanto contenuto al Cap. 4 per gli altri materiali.

Qualora si faccia affidamento a comportamenti strutturali dissipativi (CD «A» o «B»), in mancanza di più precise valutazioni teoriche e sperimentali, si devono applicare le regole seguenti:

- a) nelle zone considerate dissipative possono essere utilizzati solamente materiali e mezzi di unione che garantiscono un adeguato comportamento di tipo oligociclico;
- b) le unioni incollate devono essere considerate in generale come non dissipative;
- c) i nodi di carpenteria possono essere utilizzati solamente quando questi possono garantire una sufficiente dissipazione energetica, senza presentare rischi di rottura fragile per taglio o per trazione ortogonale alla fibratura, e con la presenza di dispositivi atti ad evitarne la sconnessione.

Quanto richiesto nel precedente capoverso (a) può considerarsi soddisfatto se viene rispettato quanto riportato nel successivo § 7.7.3.

Per l'utilizzo nelle pareti di taglio e nei diaframmi orizzontali, i pannelli strutturali di rivestimento devono rispettare le seguenti condizioni:

- a) i pannelli di particelle hanno una massa volumica non inferiore a  $650 \text{ kg/m}^3$  e spessore non inferiore a 13 mm;
- b) i pannelli di compensato presentano spessore non inferiore a 9 mm.

L'acciaio utilizzato per i mezzi di unione meccanici deve soddisfare i seguenti requisiti:

- a) l'acciaio utilizzato deve essere compatibile con le prescrizioni riportate nella normativa di riferimento (europea o nazionale) per le strutture in acciaio;
- b) le caratteristiche di duttilità delle connessioni tra gli elementi di rivestimento strutturale e gli elementi intelaiati di legno per le classi di duttilità A o B (si veda il successivo § 7.7.3) devono essere verificate mediante prove sperimentali per controllare il soddisfacimento di quanto richiesto nel successivo § 7.7.3.

### 7.7.3 TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI STRUTTURA

In funzione del loro comportamento duttile e della capacità di dissipazione di energia sotto carichi ciclici, gli edifici a struttura di legno devono essere assegnati alla CD «A» o «B». Tutte le strutture che non rispettano le condizioni richieste per le CD «A» o «B» si debbono considerare come strutture aventi una scarsa capacità di dissipazione energetica, alle quali si assegna un fattore di struttura  $q \leq 1,5$ .

Nella Tab. 7.7.1 sono riportati, per ciascuna classe, alcuni esempi di strutture e i valori massimi  $q_0$  del fattore di struttura da adottarsi in mancanza di altre specifiche valutazioni. Nel caso in cui il controventamento della struttura sia affidato a materiali diversi (calcestruzzo armato, acciaio), si deve fare riferimento ai pertinenti paragrafi del presente documento.

Tabella 7.7.1 - Tipologie strutturali e fattori di struttura massimi  $q_0$  per le classi di duttilità

Classe		$q_0$	Esempi di strutture
A	Strutture aventi una alta capacità di dissipazione energetica	3,0	Pannelli di parete chiodati con diaframmi incollati, collegati mediante chiodi e bulloni; strutture reticolari con giunti chiodati
		4,0	Portali iperstatici con mezzi di unione a gambo cilindrico, spinotti e bulloni (con le precisazioni contenute nei seguenti capoversi del § 7.7.3)
		5,0	Pannelli di parete chiodati con diaframmi chiodati, collegati mediante chiodi e bulloni
B	Strutture aventi una bassa capacità di dissipazione energetica	2,0	Pannelli di parete incollati con diaframmi incollati, collegati mediante chiodi e bulloni; strutture reticolari con collegamenti a mezzo di bulloni o spinotti; strutture cosiddette miste, ovvero con intelaiatura (sismo-resistente) in legno e tamponature non portanti
		2,5	Portali isostatici con giunti con mezzi di unione a gambo cilindrico, spinotti e bulloni (con le precisazioni contenute nei seguenti capoversi del § 7.7.3)
			Portali iperstatici con mezzi di unione a gambo cilindrico, spinotti e bulloni (con le precisazioni contenute nei seguenti capoversi del § 7.7.3)

Strutture isostatiche in genere, archi a due cerniere, travi reticolari con connettori, in mancanza di specifiche valutazioni, sono da considerare come strutture aventi una scarsa capacità di dissipazione energetica, alle quali si deve dunque assegnare un fattore di struttura  $q_0$  non superiore a 1,5.

Si assume sempre  $q = q_0 \times K_R \geq 1,5$ , attribuendo a  $K_R$  i valori indicati nel § 7.3.1.

Al fine di garantire valori del fattore di struttura  $q$  superiori ad 1,5, le zone considerate dissipative devono essere in grado di deformarsi plasticamente per almeno tre cicli a inversione completa, con un rapporto di duttilità statica pari a 4 per le strutture in CD «B» e pari a 6 per le strutture in CD «A», senza che si verifichi una riduzione della loro resistenza maggiore del 20%.

Le disposizioni di cui al precedente capoverso nonché ai precedenti 7.7.2 a) e 7.7.2 b) possono considerarsi soddisfatte nelle zone dissipative di ogni tipologia strutturale se si verifica quanto segue:

a) i collegamenti legno-legno o legno-acciaio sono realizzati con perni o con chiodi presentanti diametro  $d$  non maggiore di 12 mm ed uno spessore delle membrature lignee collegate non minore di  $10d$ ;

b) nelle pareti e nei diaframmi con telaio in legno, il materiale di rivestimento strutturale è di legno o di materiale da esso derivato, con uno spessore minimo pari a  $4d$  e con diametro  $d$  dei chiodi non superiore a 3,1 mm.

Qualora tutte le precedenti prescrizioni non siano soddisfatte, ma sia almeno assicurato lo spessore minimo degli elementi collegati pari, rispettivamente, a  $8d$  per il caso a) e a  $3d$  per il caso b), si devono utilizzare valori ridotti del coefficiente  $q_0$  con i valori massimi presentati in Tab. 7.7.II.

Tabella 7.7.II - Tipologie strutturali e valori ridotti del fattore di struttura massimo  $q_0$

Tipologie strutturali	$q_0$
Portali iperstatici con mezzi di unione a gambo cilindrico (perni, bulloni)	2,5
Pannelli di parete chiodati con diaframmi chiodati	4,0

Per strutture con proprietà differenti ed indipendenti rispetto alle due direzioni orizzontali ortogonali di verifica sismica, si possono utilizzare valori differenti del fattore di struttura  $q_0$  per la valutazione degli effetti dell'azione sismica per ognuna delle due direzioni.

#### 7.7.4 ANALISI STRUTTURALE

Nell'analisi della struttura si deve tener conto, di regola, della deformabilità dei collegamenti.

Si devono utilizzare i valori di modulo elastico per «azioni istantanee», ricavati a partire dai valori medi di modulo elastico degli elementi resistenti.

Gli impalcati devono essere in generale assunti con la loro deformabilità; possono essere assunti come rigidi nel modello strutturale, senza necessità di ulteriori verifiche se:

a) sono state rispettate le disposizioni costruttive date nel successivo § 7.7.5.3 per gli impalcati o, in alternativa se pertinente, § 7.7.7.2;

b) eventuali aperture presenti non influenzano significativamente la rigidezza globale di lastra nel proprio piano.

#### 7.7.5 DISPOSIZIONI COSTRUTTIVE

##### 7.7.5.1 Generalità

Le disposizioni costruttive date nei successivi § 7.7.5.2 e 7.7.5.3 si applicano alle parti di struttura resistenti alla sollecitazione sismica, progettate in accordo con il principio di comportamento dissipativo (CD «A» e «B»).

Le strutture con zone dissipative devono essere progettate in modo che tali zone siano localizzate principalmente in quei punti della struttura dove eventuali plasticizzazioni, instabilità locali o altri fenomeni dovuti al comportamento isteretico non compromettano la stabilità globale della struttura.

##### 7.7.5.2 Disposizioni costruttive per i collegamenti

Le membrature compresse ed i loro collegamenti (come per esempio i giunti di carpenteria), per cui possa essere prevedibile il collasso a causa dell'inversione di segno della sollecitazione, devono essere progettati in modo tale che non si verifichino separazioni, dislocazioni, disassamenti.

Perni e bulloni devono essere serrati e correttamente inseriti nei loro alloggiamenti (nel rispetto delle tolleranze previste).

##### 7.7.5.3 Disposizioni costruttive per gli impalcati

Per quanto riguarda gli impalcati, si applica in generale quanto previsto al § 4.4, con le variazioni seguenti:

- a) eventuali fattori di incremento della capacità portante dei mezzi di unione ai bordi dei rivestimenti strutturali e dell'incremento dell'interasse dei chiodi lungo i bordi discontinui dei pannelli non devono essere utilizzati;
- b) la distribuzione delle forze di taglio negli impalcati deve essere valutata tenendo conto della disposizione effettiva in pianta degli elementi di controvento verticali;
- c) i vincoli nel piano orizzontale tra impalcato e pareti portanti verticali devono essere di tipo bilatero.

Tutti i bordi dei rivestimenti strutturali devono essere collegati agli elementi del telaio: i rivestimenti strutturali che non terminano su elementi del telaio devono essere sostenuti e collegati da appositi elementi di bloccaggio taglio-resistenti. Dispositivi con funzione analoga devono essere inoltre disposti nei diaframmi orizzontali posti al di sopra di elementi verticali di controvento (ad esempio le pareti).

La continuità delle travi deve essere assicurata, specialmente in corrispondenza delle zone di impalcato che risultano perturbate dalla presenza di aperture.

Quando gli impalcati sono considerati, ai fini dell'analisi strutturale, come rigidi nel loro piano, in corrispondenza delle zone nelle quali si attua il trasferimento delle forze orizzontali agli elementi verticali (per esempio le pareti di controvento) si deve assicurare il mantenimento della direzione di tessitura delle travi di impalcato.

#### 7.7.6 VERIFICHE DI SICUREZZA

I valori di resistenza degli elementi di legno fanno riferimento a carichi di tipo «istantaneo», nelle condizioni di servizio assunte per la struttura.

Al fine di garantire lo sviluppo del comportamento ciclico dissipativo in corrispondenza delle zone assunte come dissipative, tutti gli altri elementi strutturali e/o connessioni devono essere progettati con adeguati valori di sovrarresistenza. Tale requisito di sovrarresistenza si applica, in particolare, a:

- a) collegamenti di elementi tesi o qualsiasi collegamento alle strutture di fondazione;
- b) collegamenti tra diaframmi orizzontali ed elementi verticali di controvento.

I giunti di carpenteria non presentano rischi di rottura fragile se la verifica per tensioni tangenziali, condotta in accordo con il § 4.4, è soddisfatta utilizzando un ulteriore coefficiente parziale di sicurezza pari a 1,3.

#### 7.7.7 REGOLE DI DETTAGLIO

##### 7.7.7.1 Disposizioni costruttive per i collegamenti

Perni e bulloni di diametro  $d$  superiore a 16 mm non devono essere utilizzati nei collegamenti legno-legno e legno-acciaio, eccezion fatta quando essi siano utilizzati come elementi di chiusura dei connettori e tali, quindi, da non influenzare la resistenza a taglio.

Il collegamento realizzato mediante spinotti o chiodi a gambo liscio non deve essere utilizzato senza accorgimenti aggiuntivi volti ad evitare l'apertura del giunto.

Nel caso di tensioni perpendicolari alla fibratura, si devono osservare disposizioni aggiuntive al fine di evitare l'innescio di fratture parallele alla fibratura (splitting).

##### 7.7.7.2 Disposizioni costruttive per gli impalcati

In assenza di elementi di controvento trasversali intermedi lungo la trave, il rapporto altezza/spessore per una trave a sezione rettangolare deve rispettare la condizione  $h/b \leq 4$ .

In siti caratterizzati da un valore  $a_g \cdot S \geq 0,2 \cdot g$ , particolare attenzione deve essere posta alla spaziatura degli elementi di fissaggio in zone di discontinuità.

## 7.8 COSTRUZIONI DI MURATURA

### 7.8.1 REGOLE GENERALI

#### 7.8.1.1 Premessa

Le costruzioni in muratura devono essere realizzate nel rispetto di quanto contenuto nelle presenti Norme Tecniche ai §§ 4.5 e 11.10.

In particolare ai predetti paragrafi deve farsi riferimento per ciò che concerne le caratteristiche fisiche, meccaniche e geometriche degli elementi resistenti naturali ed artificiali, nonché per i relativi controlli di produzione e di accettazione in cantiere.

Il presente paragrafo divide le strutture di muratura in due tipi fondamentali: muratura ordinaria e muratura armata. Al riguardo si precisa che, per quanto attiene all'acciaio d'armatura, vale tutto quanto specificato dalle presenti Norme Tecniche relativamente alle costruzioni in calcestruzzo armato.

Ai fini delle verifiche di sicurezza, è in ogni caso obbligatorio l'utilizzo del «metodo semiprobabilistico agli stati limite», salvo quanto previsto al § 2.7 e al § 7.8.1.9.

Il coefficiente parziale di sicurezza da utilizzare per il progetto sismico di strutture in muratura è pari a 2.

#### 7.8.1.2 Materiali

Gli elementi da utilizzare per costruzioni in muratura portante debbono essere tali da evitare rotture eccessivamente fragili. A tal fine gli elementi debbono possedere i requisiti indicati nel § 4.5.2 con le seguenti ulteriori indicazioni:

- percentuale volumetrica degli eventuali vuoti non superiore al 45% del volume totale del blocco;
- eventuali setti disposti parallelamente al piano del muro continui e rettilinei; le uniche interruzioni ammesse sono quelle in corrispondenza dei fori di presa o per l'alloggiamento delle armature;
- resistenza caratteristica a rottura nella direzione portante ( $f_{bk}$ ), calcolata sull'area al lordo delle forature, non inferiore a 5 MPa;
- resistenza caratteristica a rottura nella direzione perpendicolare a quella portante ossia nel piano di sviluppo della parete ( $f_{bk}$ ), calcolata nello stesso modo, non inferiore a 1,5 MPa.

La malta di allettamento per la muratura ordinaria deve avere resistenza media non inferiore a 5 MPa e i giunti verticali debbono essere riempiti con malta. L'utilizzo di materiali o tipologie murarie aventi caratteristiche diverse rispetto a quanto sopra specificato deve essere autorizzato preventivamente dal Servizio Tecnico Centrale, su parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Sono ammesse murature realizzate con elementi artificiali o elementi in pietra squadrata.

E' consentito utilizzare la muratura di pietra non squadrata o la muratura listata solo nei siti ricadenti in zona 4.

#### 7.8.1.3 Modalità costruttive e fattori di struttura

In funzione del tipo di tecnica costruttiva utilizzata, la costruzione può essere considerata in muratura ordinaria o in muratura armata. I valori massimi  $q_0$  del fattore di struttura con cui individuare lo spettro di progetto (v. § 3.2.3.5) da utilizzare nelle analisi lineari, sono indicati in Tab. 7.8.I.

Tabella 7.8.I - Valori di  $q_0$  per le diverse tipologie strutturali

TIPOLOGIA STRUTTURALE	$q_0$
Costruzioni in muratura ordinaria	$2,0 \alpha_u / \alpha_1$
Costruzioni in muratura armata	$2,5 \alpha_u / \alpha_1$
Costruzioni in muratura armata progettati secondo GR	$3,0 \alpha_u / \alpha_1$



Nel caso della muratura armata, valori compresi tra  $2,0 \alpha_u/\alpha_1$  e  $2,5 \alpha_u/\alpha_1$  possono essere applicati in funzione del sistema costruttivo prescelto, senza verificare quale sia il meccanismo di collasso della costruzione. Il valore  $3,0 \alpha_u/\alpha_1$  può essere utilizzato solo applicando i principi di gerarchia delle resistenze (GR) descritti al § 7.8.1.7.

Si assume sempre  $q = q_0 \times K_R$ , attribuendo a  $K_R$  i valori indicati nel § 7.3.1.

I coefficienti  $\alpha_1$  e  $\alpha_u$  sono definiti come segue:

$\alpha_1$  è il moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, il primo pannello murario raggiunge la sua resistenza ultima (a taglio o a pressoflessione).

$\alpha_u$  è il 90% del moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, la costruzione raggiunge la massima forza resistente.

Il valore di  $\alpha_u/\alpha_1$  può essere calcolato per mezzo di un'analisi statica non lineare (§ 7.3.4.1) e non può in ogni caso essere assunto superiore a 2,5.

Qualora non si proceda ad una analisi non lineare, possono essere adottati i seguenti valori di  $\alpha_u/\alpha_1$ .

- costruzioni in muratura ordinaria ad un piano	$\alpha_u/\alpha_1 = 1,4$
- costruzioni in muratura ordinaria a due o più piani	$\alpha_u/\alpha_1 = 1,8$
- costruzioni in muratura armata ad un piano	$\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$
- costruzioni in muratura armata a due o più piani	$\alpha_u/\alpha_1 = 1,5$
- costruzioni in muratura armata progettate con la gerarchia delle resistenze	$\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$

#### 7.8.1.4 Criteri di progetto e requisiti geometrici

Le piante delle costruzioni debbono essere quanto più possibile compatte e simmetriche rispetto ai due assi ortogonali. Le pareti strutturali, al lordo delle aperture, debbono avere continuità in elevazione fino alla fondazione, evitando pareti in falso. Le strutture costituenti orizzontamenti e coperture non devono essere spingenti. Eventuali spinte orizzontali, valutate tenendo in conto l'azione sismica, devono essere assorbite per mezzo di idonei elementi strutturali.

I solai devono assolvere funzione di ripartizione delle azioni orizzontali tra le pareti strutturali, pertanto devono essere ben collegati ai muri e garantire un adeguato funzionamento a diaframma. La distanza massima tra due solai successivi non deve essere superiore a 5 m.

La geometria delle pareti resistenti al sisma deve rispettare i requisiti indicati nella Tab. 7.8.II, in cui  $t$  indica lo spessore della parete al netto dell'intonaco,  $h_0$  l'altezza di libera inflessione della parete come definito al § 4.5.6.2,  $h'$  l'altezza massima delle aperture adiacenti alla parete,  $l$  la lunghezza della parete.

Tabella 7.8.II - Requisiti geometrici delle pareti resistenti al sisma

Tipologie costruttive	$t_{\min}$	$(\lambda = h_0/t)_{\max}$	$(l/h')_{\min}$
Muratura ordinaria, realizzata con elementi in pietra squadrata	300 mm	10	0,5
Muratura ordinaria, realizzata con elementi artificiali	240 mm	12	0,4
Muratura armata, realizzata con elementi artificiali	240 mm	15	Qualsiasi
Muratura ordinaria, realizzata con elementi in pietra squadrata, in siti ricadenti in zona 3 e 4	240 mm	12	0,3
Muratura realizzata con elementi artificiali semipieni, in siti ricadenti in zona 4	200 mm	20	0,3
Muratura realizzata con elementi artificiali pieni, in siti ricadenti in zona 4	150 mm	20	0,3

#### 7.8.1.5 Metodi di analisi

##### 7.8.1.5.1 Generalità

I metodi di analisi di cui al § 7.3 debbono essere applicati con le seguenti precisazioni e restrizioni.

#### 7.8.1.5.2 Analisi lineare statica

E' applicabile nei casi previsti al § 7.3.3.2, anche nel caso di costruzioni irregolari in altezza, purché si ponga  $\lambda = 1,0$ .

Le rigidezze degli elementi murari debbono essere calcolate considerando sia il contributo flessionale sia quello tagliante. L'utilizzo di rigidezze fessurate è da preferirsi; in assenza di valutazioni più accurate le rigidezze fessurate possono essere assunte pari alla metà di quelle non fessurate.

Nell'ipotesi di infinita rigidezza nel piano dei solai, il modello può essere costituito dai soli elementi murari continui dalle fondazioni alla sommità, collegati ai soli fini traslazionali alle quote dei solai.

In alternativa, gli elementi di accoppiamento fra pareti diverse, quali travi o cordoli in cemento armato e travi in muratura (qualora efficacemente ammorsate alle pareti), possono essere considerati nel modello, a condizione che le verifiche di sicurezza vengano effettuate anche su tali elementi. Per gli elementi di accoppiamento in muratura si seguono i criteri di verifica di cui ai §§ 7.8.1.6, 7.8.2.2 e 7.8.3.2. Possono essere considerate nel modello travi di accoppiamento in muratura ordinaria solo se sorrette da un cordolo di piano o da un architrave resistente a flessione efficacemente ammorsato alle estremità. Per elementi di accoppiamento in cemento armato si seguono i criteri di cui al § 7.4.4.6, considerando efficaci per l'accoppiamento elementi aventi altezza almeno pari allo spessore del solaio. In presenza di elementi di accoppiamento l'analisi può essere effettuata utilizzando modelli a telaio, in cui le parti di intersezione tra elementi verticali e orizzontali possono essere considerate infinitamente rigide.

In caso di solai rigidi, la distribuzione del taglio nei diversi pannelli di uno stesso piano risultante dall'analisi lineare può essere modificata, a condizione che l'equilibrio globale di piano sia rispettato (il modulo e la posizione della forza risultante di piano restino invariati) e a condizione che il valore assoluto della variazione del taglio in ciascun pannello,  $\Delta V$ , soddisfi la relazione  $\Delta V \leq \max\{0,25|V|, 0,1|V_{\text{piano}}|\}$

dove  $V$  è il taglio nel pannello e  $V_{\text{piano}}$  è il taglio totale al piano nella direzione parallela al pannello.

Nel caso di solai deformabili la ridistribuzione può essere effettuata solamente tra pannelli complanari collegati da cordoli o incatenamenti ovvero appartenenti alla stessa parete. In tal caso, nel calcolo dei limiti per la ridistribuzione,  $V_{\text{piano}}$  è da intendersi come la somma dei tagli nei pannelli complanari ovvero appartenenti alla stessa parete.

Le verifiche fuori piano possono essere effettuate separatamente, e possono essere adottate le forze equivalenti indicate al § 7.2.3 per gli elementi non strutturali, assumendo  $q_a = 3$ . Più precisamente l'azione sismica ortogonale alla parete può essere rappresentata da una forza orizzontale distribuita, pari a  $S_a \gamma / q_a$  volte il peso della parete nonché da forze orizzontali concentrate pari a  $S_a \gamma / q_a$  volte il peso trasmesso dagli orizzontamenti che si appoggiano sulla parete, qualora queste forze non siano efficacemente trasmesse a muri trasversali disposti parallelamente alla direzione del sisma. Per le pareti resistenti al sisma, che rispettano i limiti di Tab. 7.8.II, si può assumere che il periodo  $T_a$  indicato al § 7.2.3 sia pari a 0. Per pareti con caratteristiche diverse la verifica fuori piano va comunque condotta valutando, anche in forma approssimata,  $T_a$ .

#### 7.8.1.5.3 Analisi dinamica modale

E' applicabile in tutti i casi, con le limitazioni di cui al § 7.3.3.1. Quanto indicato per modellazione e possibilità di ridistribuzione nel caso di analisi statica lineare vale anche in questo caso.

Le verifiche fuori piano possono essere effettuate separatamente, adottando le forze equivalenti indicate al punto precedente per l'analisi statica lineare.

#### 7.8.1.5.4 Analisi statica non lineare

L'analisi statica non lineare è applicabile agli edifici in muratura anche nei casi in cui la massa partecipante del primo modo di vibrare sia inferiore al 75% della massa totale ma comunque superiore al 60%.

Il modello geometrico della struttura può essere conforme a quanto indicato nel caso di analisi statica lineare ovvero essere ottenuto utilizzando modelli più sofisticati purché idonei e adeguatamente documentati.

I pannelli murari possono essere caratterizzati da un comportamento bilineare elastico perfettamente plastico, con resistenza equivalente al limite elastico e spostamenti al limite elastico e ultimo definiti per mezzo della risposta flessionale o a taglio di cui ai §§ 7.8.2.2 e 7.8.3.2. Gli elementi lineari in c.a. (cordoli, travi di accoppiamento) possono essere caratterizzati da un comportamento bilineare elastico perfettamente plastico, con resistenza equivalente al limite elastico e spostamenti al limite elastico e ultimo definiti per mezzo della risposta flessionale o a taglio.

#### 7.8.1.5.5 Analisi dinamica non lineare

Si applica integralmente il § 7.3.4.2 facendo uso di modelli meccanici non lineari di comprovata e documentata efficacia nel riprodurre il comportamento dinamico e ciclico della muratura.

#### 7.8.1.6 Verifiche di sicurezza

In caso di analisi lineare, al fine della verifica di sicurezza nei confronti dello stato limite ultimo, la resistenza di ogni elemento strutturale resistente al sisma deve risultare maggiore della sollecitazione agente per ciascuna delle seguenti modalità di collasso: pressoflessione, taglio nel piano della parete, pressoflessione fuori piano. Debbono essere comunque soggette a verifica a pressoflessione fuori del piano tutte le pareti aventi funzione strutturale, in particolare quelle portanti carichi verticali, anche quando non considerate resistenti al sisma in base ai requisiti di Tab. 7.8.II.

In caso di applicazione di principi di gerarchia delle resistenze (muratura armata) l'azione da applicare per la verifica a taglio è derivata dalla resistenza a pressoflessione, secondo quanto indicato al § 7.8.1.7.

Le modalità di verifica sono descritte ai §§ 7.8.2.2, 7.8.3.2.

Le verifiche di sicurezza si intendono automaticamente soddisfatte, senza l'effettuazione di alcun calcolo esplicito, per le costruzioni che rientrino nella definizione di costruzione semplice (§ 7.8.1.9).

Nel caso di analisi statica non lineare, la verifica di sicurezza consiste nel confronto tra la capacità di spostamento ultimo della costruzione e la domanda di spostamento ottenute applicando il procedimento illustrato al § 7.3.4.1. In ogni caso, per le costruzioni in muratura ordinaria, e per le costruzioni in muratura armata in cui non si sia applicato il criterio di gerarchia delle resistenze, nelle quali il rapporto tra il taglio totale agente sulla base del sistema equivalente ad un grado di libertà calcolato dallo spettro di risposta elastico e il taglio alla base resistente del sistema equivalente ad un grado di libertà ottenuto dall'analisi non lineare ecceda il valore 3,0, la verifica di sicurezza deve ritenersi non soddisfatta. La rigidezza elastica del sistema bilineare equivalente si individua tracciando la secante alla curva di capacità nel punto corrispondente ad un taglio alla base pari a 0,7 volte il valore massimo (taglio massimo alla base). Il tratto orizzontale della curva bilineare si individua tramite l'uguaglianza delle aree sottese dalle curve tracciate fino allo spostamento ultimo del sistema.

Nel caso di analisi dinamica non lineare, la verifica di sicurezza consiste nel confronto tra la capacità di spostamento e la richiesta di spostamento.

#### 7.8.1.7 Principi di gerarchia delle resistenze

I principi di gerarchia delle resistenze si applicano esclusivamente al caso di muratura armata.

Il principio fondamentale di gerarchia delle resistenze consiste nell'evitare il collasso per taglio per ogni pannello murario, assicurandosi che sia preceduto da modalità di collasso per flessione. Tale principio si intende rispettato quando ciascun pannello murario è verificato a flessione rispetto alle azioni agenti e sia verificato a taglio rispetto alle azioni risultanti dalla resistenza a collasso per flessione, amplificate del fattore  $\gamma_{Rd} = 1,5$ .

#### 7.8.1.8 Fondazioni

Le strutture di fondazione devono essere realizzate in cemento armato, secondo quanto indicato al § 7.2.5, continue, senza interruzioni in corrispondenza di aperture nelle pareti soprastanti.

Qualora sia presente un piano cantinato o seminterrato in pareti di cemento armato esso può essere considerato quale struttura di fondazione dei sovrastanti piani in muratura portante, nel rispetto dei requisiti di continuità delle fondazioni, e non è computato nel numero dei piani complessivi in muratura.

### 7.8.1.9 Costruzioni semplici

Si definiscono «costruzioni semplici» quelle che rispettano le condizioni di cui al 4.5.6.4 integrate con le caratteristiche descritte nel seguito, oltre a quelle di regolarità in pianta ed in elevazione definite al § 7.2.2 e quelle definite ai successivi §§ 7.8.3.1, 7.8.5.1, rispettivamente per le costruzioni in muratura ordinaria, e in muratura armata. Per le costruzioni semplici ricadenti in zona 2, 3 e 4 non è obbligatorio effettuare alcuna analisi e verifica di sicurezza.

Le condizioni integrative richieste alle costruzioni semplici sono:

- in ciascuna delle due direzioni siano previsti almeno due sistemi di pareti di lunghezza complessiva, al netto delle aperture, ciascuno non inferiore al 50% della dimensione della costruzione nella medesima direzione. Nel conteggio della lunghezza complessiva possono essere inclusi solamente setti murari che rispettano i requisiti geometrici della Tab. 7.8.II. La distanza tra questi due sistemi di pareti in direzione ortogonale al loro sviluppo longitudinale in pianta sia non inferiore al 75% della dimensione della costruzione nella medesima direzione (ortogonale alle pareti). Almeno il 75% dei carichi verticali sia portato da pareti che facciano parte del sistema resistente alle azioni orizzontali;

- in ciascuna delle due direzioni siano presenti pareti resistenti alle azioni orizzontali con interasse non superiore a 7 m, elevabili a 9 m per costruzioni in muratura armata;

- per ciascun piano il rapporto tra area della sezione resistente delle pareti e superficie lorda del piano non sia inferiore ai valori indicati nella tabella 7.8.III, in funzione del numero di piani della costruzione e della sismicità del sito, per ciascuna delle due direzioni ortogonali:

Tabella 7.8.III - Area pareti resistenti in ciascuna direzione ortogonale per costruzioni semplici

Scarica il file

E' implicitamente inteso che per le costruzioni semplici il numero di piani non può essere superiore a 3 per le costruzioni in muratura ordinaria e a 4 per costruzioni in muratura armata.

Deve inoltre risultare, per ogni piano:

$$\sigma = N / A \leq 0,25 f_k / \gamma_M \quad (7.8.1)$$

in cui N è il carico verticale totale alla base di ciascun piano dell'edificio corrispondente alla somma dei carichi permanenti e variabili (valutati ponendo  $\gamma_G = \gamma_Q = 1$ ), A è l'area totale dei muri portanti allo stesso piano e  $f_k$  è la resistenza caratteristica a compressione in direzione verticale della muratura.

Il dimensionamento delle fondazioni può essere effettuato in modo semplificato tenendo conto delle tensioni normali medie e delle sollecitazioni sismiche globali determinate con l'analisi statica lineare.

## 7.8.2 COSTRUZIONI IN MURATURA ORDINARIA

### 7.8.2.1 Criteri di progetto

Oltre ai criteri definiti al § 4.5.4.1 e al § 7.8.1.4, le costruzioni in muratura ordinaria debbono avere le aperture praticate nei muri verticalmente allineate. Se così non fosse, deve essere prestata particolare attenzione sia alla definizione di un adeguato modello strutturale sia nelle verifiche, in quanto il disallineamento delle aperture comporta discontinuità ed irregolarità nella trasmissione delle azioni interne. In assenza di valutazioni più accurate, si prendono in considerazione nel modello strutturale e nelle verifiche esclusivamente le porzioni di muro che presentino continuità verticale dal piano oggetto di verifica fino alle fondazioni.

### 7.8.2.2 Verifiche di sicurezza

#### 7.8.2.2.1 Pressoflessione nel piano

La verifica a pressoflessione di una sezione di un elemento strutturale si effettua confrontando il momento agente di calcolo con il momento ultimo resistente calcolato assumendo la muratura non reagente a trazione ed una opportuna distribuzione non lineare delle compressioni. Nel caso di una sezione rettangolare tale momento ultimo può essere calcolato come:

$$M_u = (l^2 t \sigma_0 / 2) (1 - \sigma_0 / 0,85 f_d) \quad (7.8.2)$$

dove:

$M_u$  è il momento corrispondente al collasso per pressoflessione

$l$  è la lunghezza complessiva della parete (inclusiva della zona tesa)

$t$  è lo spessore della zona compressa della parete

$\sigma_0$  è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione ( $= P/(lt)$ , con  $P$  forza assiale agente positiva se di compressione). Se  $P$  è di trazione,  $M_u = 0$

$f_d = f_k / \gamma_M$  è la resistenza a compressione di calcolo della muratura

In caso di analisi statica non lineare, la resistenza a pressoflessione può essere calcolata ponendo  $f_d$  pari al valore medio della resistenza a compressione della muratura, e lo spostamento ultimo può essere assunto pari allo 0,8% dell'altezza del pannello.

#### 7.8.2.2.2 Taglio

La resistenza a taglio di ciascun elemento strutturale è valutata per mezzo della relazione seguente:

$$V_t = l' t f_{vd} \quad (7.8.3)$$

dove:

$l'$  è la lunghezza della parte compressa della parete

$t$  è lo spessore della parete

$f_{vd} = f_{vk} / \gamma_M$  è definito al § 4.5.6.1, calcolando la tensione normale media (indicata con  $\sigma_n$  nel paragrafo citato) sulla parte compressa della sezione ( $\sigma_n = P / l' t$ ).

Il valore di  $f_{vk}$  non può comunque essere maggiore di  $1,4 f_{bk}$ , dove  $f_{bk}$  indica la resistenza caratteristica a compressione degli elementi nella direzione di applicazione della forza, né maggiore di 1,5 MPa.

In caso di analisi statica non lineare, la resistenza a taglio può essere calcolata ponendo  $f_{vd} = f_{vm0} + 0,4 \sigma_n$  con  $f_{vm0}$  resistenza media a taglio della muratura (in assenza di determinazione diretta si può porre  $f_{vm0} = f_{vk0}/0,7$ ), e lo spostamento ultimo può essere assunto pari allo 0,4% dell'altezza del pannello. Il valore di  $f_{vd}$  non può comunque essere maggiore di  $2,0 f_{bk}$  né maggiore di 2,2 MPa.

#### 7.8.2.2.3 Pressoflessione fuori piano

Il valore del momento di collasso per azioni perpendicolari al piano della parete è calcolato assumendo un diagramma delle compressioni rettangolare, un valore della resistenza pari a  $0,85 f_d$  e trascurando la resistenza a trazione della muratura.

#### 7.8.2.2.4 Travi in muratura

La verifica di travi di accoppiamento in muratura ordinaria, in presenza di azione assiale orizzontale nota, viene effettuata in analogia a quanto previsto per i pannelli murari verticali. Qualora l'azione assiale non sia nota dal modello di calcolo (ad es. quando l'analisi è svolta su modelli a telaio con l'ipotesi di solai infinitamente rigidi nel piano), ma siano presenti, in prossimità della trave in muratura, elementi orizzontali dotati di resistenza a trazione (catene, cordoli), i valori delle resistenze possono essere assunti non superiori ai valori di seguito riportati ed associati ai meccanismi di rottura per taglio o per pressoflessione.

La resistenza a taglio  $V_t$  di travi di accoppiamento in muratura ordinaria in presenza di un cordolo di piano o di un architrave resistente a flessione efficacemente ammortato alle estremità, può essere calcolata in modo semplificato come

$$V_t = h t f_{vd0} \quad (7.8.4)$$

dove:

$h$  è l'altezza della sezione della trave

$f_{vd0} = f_{vk0} / \gamma_M$  è la resistenza di calcolo a taglio in assenza di compressione; nel caso di analisi statica non lineare può essere posta pari al valore medio ( $f_{vd0} = f_{vm0}$ ).

Il massimo momento resistente, associato al meccanismo di pressoflessione, sempre in presenza di elementi orizzontali resistenti a trazione in grado di equilibrare una compressione orizzontale nelle travi in muratura, può essere valutato come

$$M_u = H_p \cdot h / 2 [1 - H_p / (0,85 f_{hd} \cdot h \cdot t)] \quad (7.8.5)$$

dove

$H_p$  è il minimo tra la resistenza a trazione dell'elemento teso disposto orizzontalmente ed il valore  $0,4 f_{hd} h t$

$f_{hd} = f_{hk} / \gamma_M$  è la resistenza di calcolo a compressione della muratura in direzione orizzontale (nel piano della parete). Nel caso di analisi statica non lineare essa può essere posta uguale al valore medio ( $f_{hd} = f_{hm}$ ).

La resistenza a taglio, associata a tale meccanismo, può essere calcolata come

$$V_p = 2M_u / l \quad (7.8.6)$$

dove  $l$  è la luce libera della trave in muratura.

Il valore della resistenza a taglio per l'elemento trave in muratura ordinaria è assunto pari al minimo tra  $V_t$  e  $V_p$ .

### 7.8.3 COSTRUZIONI IN MURATURA ARMATA

#### 7.8.3.1 Criteri di progetto

Tutte le pareti murarie devono essere efficacemente connesse da solai tali da costituire diaframmi rigidi, secondo quanto specificato al § 7.2.6.

L'insieme strutturale risultante deve essere in grado di reagire alle azioni esterne orizzontali con un comportamento di tipo globale, al quale contribuisce soltanto la resistenza delle pareti nel loro piano.

#### 7.8.3.2 Verifiche di sicurezza

##### 7.8.3.2.1 Pressoflessione nel piano

Per la verifica di sezioni pressoinflesse può essere assunto un diagramma delle compressioni rettangolare, con profondità  $0,8 x$ , dove  $x$  rappresenta la profondità dell'asse neutro, e sollecitazione pari a  $0,85 f_d$ . Le deformazioni massime da considerare sono pari a  $\epsilon_m = 0,0035$  per la muratura compressa e  $\epsilon_s = 0,01$  per l'acciaio teso.

In caso di analisi statica non lineare si adottano come valori di calcolo le resistenze medie dei materiali, e lo spostamento ultimo può essere assunto pari allo 1,2% dell'altezza del pannello.

##### 7.8.3.2.2 Taglio

La resistenza a taglio ( $V_t$ ) è calcolata come somma dei contributi della muratura ( $V_{t,M}$ ) e dell'armatura ( $V_{t,S}$ ), secondo le relazioni seguenti:

$$V_t = V_{t,M} + V_{t,S} \quad (7.8.7)$$

$$V_{t,M} = d t f_{vd} \quad (7.8.8)$$

dove:

$d$  è la distanza tra il lembo compresso e il baricentro dell'armatura tesa

$t$  è lo spessore della parete

$f_{vd} = f_{vk} / \gamma_m$  è definito al § 4.4.6.1 calcolando la tensione normale media (indicata con  $\sigma_n$  nel paragrafo citato) sulla sezione lorda di larghezza  $d$  ( $\sigma_n = P/dt$ ).

$$V_{t,s} = (0,6 d A_{sw} f_{yd}) / s \quad (7.8.9)$$

dove:

$d$  è la distanza tra il lembo compresso e il baricentro dell'armatura tesa,

$A_{sw}$  è l'area dell'armatura a taglio disposta in direzione parallela alla forza di taglio, con passo  $s$  misurato ortogonalmente alla direzione della forza di taglio,

$f_{yd}$  è la tensione di snervamento di calcolo dell'acciaio,

$s$  è la distanza tra i livelli di armatura.

Deve essere altresì verificato che il taglio agente non superi il seguente valore:

$$V_{t,c} = 0,3 f_d t d \quad (7.8.10)$$

dove:

$t$  è lo spessore della parete

$f_d$  è la resistenza a compressione di progetto della muratura.

In caso di analisi statica non lineare si adottano come valori di calcolo le resistenze medie dei materiali e lo spostamento ultimo può essere assunto pari allo 0,6% dell'altezza del pannello.

#### 7.8.3.2.3 Pressoflessione fuori piano

Nel caso di azioni agenti perpendicolarmente al piano della parete, la verifica è effettuata adottando diagramma delle compressioni e valori di deformazione limite per muratura e acciaio in modo analogo al caso di verifica nel piano.

#### 7.8.4 STRUTTURE MISTE CON PARETI IN MURATURA ORDINARIA O ARMATA

Nell'ambito delle costruzioni in muratura è consentito utilizzare strutture di diversa tecnologia per sopportare i carichi verticali, purché la resistenza all'azione sismica sia integralmente affidata agli elementi di identica tecnologia. Nel caso in cui si affidi integralmente la resistenza alle pareti in muratura, per esse debbono risultare rispettate le prescrizioni di cui ai punti precedenti. Nel caso si affidi integralmente la resistenza alle strutture di altra tecnologia (ad esempio pareti in c.a.), debbono essere seguite le regole di progettazione riportate nei relativi capitoli della presente norma. In casi in cui si ritenesse necessario considerare la collaborazione delle pareti in muratura e dei sistemi di diversa tecnologia nella resistenza al sisma, quest'ultima deve essere verificata utilizzando i metodi di analisi non lineare.

I collegamenti fra elementi di tecnologia diversa debbono essere espressamente verificati. Particolare attenzione deve essere prestata alla verifica della efficace trasmissione dei carichi verticali. Inoltre è necessario verificare la compatibilità delle deformazioni per tutte le parti strutturali.

E' consentito altresì realizzare costruzioni costituite da struttura muraria nella parte inferiore e sormontate da un piano con struttura in cemento armato o acciaio o legno o altra tecnologia, alle seguenti condizioni:

- i limiti all'altezza delle costruzioni previsti per le strutture in muratura si intendono comprensivi delle parti in muratura e di quelle in altra tecnologia;
- la parte superiore di diversa tecnologia sia efficacemente ancorata al cordolo di coronamento della parte muraria;
- nel caso di metodo di analisi lineare, l'uso dell'analisi statica (nei limiti di applicabilità riportati al § 7.8.1.5.2) è consentito a patto di utilizzare una distribuzione di forze compatibile con la prima forma modale elastica in ciascuna direzione, calcolata con metodi sufficientemente accurati che tengano conto della distribuzione irregolare di rigidezza in elevazione. A tal fine, in assenza di metodi più accurati, la prima forma modale può essere stimata dagli spostamenti ottenuti applicando staticamente alla costruzione la distribuzione di forze definita nel § 7.3.3.2;
- nel caso di analisi statica non lineare, si utilizzino le distribuzioni di forze orizzontali previste al § 7.3.4.1, dove la prima forma modale elastica è stata calcolata con metodi sufficientemente accurati.
- nel caso di analisi lineare, per la verifica della parte in muratura si utilizzi il fattore di struttura  $q$  prescritto al § 7.8.1.3; per la verifica della parte superiore di altra tecnologia si utilizzi il fattore di struttura adatto alla tipologia costruttiva e alla configurazione (regolarità) della parte superiore, comunque non superiore a 2,5;
- tutti i collegamenti fra la parte di diversa tecnologia e la parte in muratura siano localmente verificati in base alle forze trasmesse calcolate nell'analisi, maggiorate del 30%.

## 7.8.5 REGOLE DI DETTAGLIO

### 7.8.5.1 Costruzioni in muratura ordinaria

Ad ogni piano deve essere realizzato un cordolo continuo all'intersezione tra solai e pareti.

I cordoli debbono avere altezza minima pari all'altezza del solaio e larghezza almeno pari a quella del muro; è consentito un arretramento massimo di 6 cm dal filo esterno. L'armatura corrente non deve essere inferiore a  $8 \text{ cm}^2$ , le staffe debbono avere diametro non inferiore a 6 mm ed interasse non superiore a 25 cm. Travi metalliche o prefabbricate costituenti i solai debbono essere prolungate nel cordolo per almeno la metà della sua larghezza e comunque per non meno di 12 cm ed adeguatamente ancorate ad esso.

In corrispondenza di incroci d'angolo tra due pareti perimetrali sono prescritte, su entrambe le pareti, zone di parete muraria di lunghezza non inferiore a 1 m, compreso lo spessore del muro trasversale.

Al di sopra di ogni apertura deve essere realizzato un architrave resistente a flessione efficacemente ammorsato alla muratura.

### 7.8.5.2 Costruzioni in muratura armata

Quanto indicato al § 7.8.2 per la muratura ordinaria si applica anche alla muratura armata, con le seguenti eccezioni e le pertinenti prescrizioni di cui al § 4.5.7.

Gli architravi soprastanti le aperture possono essere realizzati in muratura armata.

Le barre di armatura debbono essere esclusivamente del tipo ad aderenza migliorata e debbono essere ancorate in modo adeguato alle estremità mediante piegature attorno alle barre verticali. In alternativa possono essere utilizzate, per le armature orizzontali, armature a traliccio o conformate in modo da garantire adeguata aderenza ed ancoraggio.

La percentuale di armatura orizzontale, calcolata rispetto all'area lorda della muratura, non può essere inferiore allo 0,04%, né superiore allo 0,5%.

Parapetti ed elementi di collegamento tra pareti diverse debbono essere ben collegati alle pareti adiacenti, garantendo la continuità dell'armatura orizzontale e, ove possibile, di quella verticale.

Agli incroci delle pareti perimetrali è possibile derogare dal requisito di avere su entrambe le pareti zone di parete muraria di lunghezza non inferiore a 1 m.



## 7.9 PONTI

### 7.9.1 CAMPO DI APPLICAZIONE

Il presente capitolo tratta il progetto di ponti a pile e travate, queste ultime del tipo continuo su più pile o semplicemente appoggiate ad ogni campata e ad arco.

Le pile si intendono a fusto unico, con sezione trasversale di forma generica, piena o cava, mono o multicellulare. Anche pile in forma di portale sono trattabili con i criteri e le regole contenute in questo capitolo. Pile a geometria più complessa, ad es. a telaio spaziale, richiedono in generale criteri di progetto e metodi di analisi e verifica specifici.

Per ponti di tipologia diversa da quella indicata le ipotesi ed i metodi di calcolo devono essere adeguatamente documentati, con particolare riferimento al fattore di struttura adottato.

### 7.9.2 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE

La struttura del ponte deve essere concepita e dimensionata in modo tale che sotto l'azione sismica di progetto per lo SLV essa dia luogo alla formazione di un meccanismo dissipativo stabile, nel quale la dissipazione sia limitata alle pile o ad appositi apparecchi dissipativi.

Il proporzionamento della struttura deve essere tale da favorire l'impegno plastico del maggior numero possibile di pile. Il comportamento inelastico dissipativo deve essere di tipo flessionale, con esclusione di possibili meccanismi di rottura per taglio.

Gli elementi ai quali non viene richiesta capacità dissipativa e devono, quindi, mantenere un comportamento sostanzialmente elastico sono: l'impalcato, gli apparecchi di appoggio, le strutture di fondazione ed il terreno da esse interessato, le spalle se sostengono l'impalcato attraverso appoggi mobili o deformabili. A tal fine si adotta il criterio della «gerarchia delle resistenze» descritto nel seguito per ogni caso specifico.

La cinematica della struttura deve essere tale da limitare l'entità degli spostamenti relativi tra le sue diverse parti. L'intrinseca incertezza che caratterizza la valutazione di tali spostamenti rende il loro assorbimento economicamente e tecnicamente impegnativo. In ogni caso, deve essere verificato che gli spostamenti relativi ed assoluti tra le parti siano tali da escludere martellamenti e/o perdite di appoggio.

#### 7.9.2.1 Valori del fattore di struttura

I valori massimi del fattore di struttura  $q_0$  per le due componenti orizzontali dell'azione sismica sono riportati in Tab. 7.9.1 nella quale  $\lambda(\alpha) = 1$  se  $\alpha \geq 3$  e  $\lambda(\alpha) = (\alpha/3)^{0,5}$  per  $3 > \alpha \geq 1$ , essendo  $\alpha = L/H$  dove  $L$  è la distanza della sezione di cerniera plastica dalla sezione di momento nullo ed  $H$  è la dimensione della sezione nel piano di inflessione della cerniera plastica.

Per gli elementi duttili in calcestruzzo armato, i valori di  $q_0$  della Tab. 7.9.1 valgono se la sollecitazione di compressione normalizzata  $v_k$  ottenuta dividendo lo sforzo di calcolo  $N_{Ed}$  per la resistenza a compressione semplice della sezione ( $v_k = N_{Ed} / A_{cfck}$ ) non eccede il valore 0,3. La sollecitazione di compressione normalizzata non può superare il valore  $v_k = 0,6$ . Per valori di  $v_k$  intermedi tra 0,3 e 0,6, il valore di  $q_0$  è dato da

$$q_0(v_k) = q_0 - [v_k / 0,3 - 1](q_0 - 1) \quad (7.9.1)$$

essendo  $q_0$  il valore applicabile per  $v_k \leq 0,3$ .

Tabella 7.9.1 - Valori di  $q_0$

Tipi di elementi duttili	$q_0$	
	CD «B»	CD «A»
Pile in cemento armato		
Pile verticali inflesse	1,5	3,5 $\lambda$
Elementi di sostegno inclinati inflessi	1,2	2,1 $\lambda$
Pile in acciaio		
Pile verticali inflesse	1,5	3,5
Elementi di sostegno inclinati inflessi	1,2	2,0

Pile con controventi concentrici	1,5	2,5
Pile con controventi eccentrici	-	3,5
Spalle rigidamente connesse con l'impalcato		
In generale	1,5	1,5
Strutture che si muovono col terreno <sup>(13)</sup>	1,0	1,0
Archi	1,2	2,0

I valori massimi  $q_0$  del fattore di struttura sono da applicare alle singole pile, per ciascuna delle due direzioni principali, nei casi di ponti isostatici e all'intera opera, ma ancora separatamente per le due direzioni, nei casi di ponti a travata continua. Nel caso di ponti con elementi strutturali duttili di diverso tipo, si adotta, per ciascuna delle due direzioni, il fattore di struttura degli elementi di ugual tipo che contribuiscono in misura maggiore alla resistenza nei confronti delle azioni sismiche.

Il requisito di regolarità e quindi l'applicabilità di un valore  $K_R = 1$  può essere verificato a posteriori mediante il seguente procedimento:

- per ciascun elemento duttile si calcoli il rapporto:  $r_i = q_0 M_{Ed,i} / M_{Rd,i}$  dove  $M_{Ed,i}$  è il momento alla base dell'elemento duttile  $i$ -esimo prodotto dalla combinazione sismica di progetto e  $M_{Rd,i}$  il corrispondente momento resistente;
- la geometria del ponte si considera «regolare» se il rapporto tra il massimo ed il minimo dei rapporti  $r_i$ , calcolati per le pile facenti parte del sistema resistente al sisma nella direzione considerata, risulta inferiore a 2 ( $r = r_{i,max} / r_{i,min} < 2$ ).

Nel caso risulti  $r \geq 2$ , l'analisi deve essere ripetuta utilizzando il seguente valore ridotto di  $K_R$

$$K_R = 2/r \quad (7.9.2)$$

e comunque assumendo sempre  $q = q_0 \cdot K_R \geq 1$ .

Ai fini della determinazione di  $r_{max}$  e  $r_{min}$  nella direzione orizzontale considerata si possono escludere le pile la cui resistenza a taglio non ecceda il 20% della resistenza sismica totale diviso il numero degli elementi resistenti.

Per ponti a geometria irregolare (ad esempio con angolo di obliquità maggiore di  $45^\circ$ , con raggio di curvatura molto ridotto, ecc.) si adotta un fattore globale di struttura  $q$  pari a 1,5. Valori maggiori di 1,5, e comunque non superiori a 3,5, possono essere adottati solo qualora le richieste di duttilità vengano verificate mediante analisi non lineare.

### 7.9.3 MODELLO STRUTTURALE

Il modello strutturale deve poter descrivere tutti i gradi di libertà significativi caratterizzanti la risposta dinamica e riprodurre fedelmente le caratteristiche di inerzia e di rigidezza della struttura, e di vincolo degli impalcato. Nei modelli a comportamento non lineare, devono essere messi in conto anche gli effetti dell'attrito degli apparecchi di appoggio e il comportamento di eventuali dispositivi di fine corsa.

Quando l'impalcato abbia angolo di obliquità  $\Phi > 20^\circ$  (v. Fig. 7.9.1) o sia particolarmente largo rispetto alla lunghezza (rapporto tra larghezza  $B$  e lunghezza  $L$ ,  $B/L < 2,0$ ) particolare attenzione deve essere dedicata ai moti torsionali del ponte intorno all'asse verticale, in particolare evitando che la rigidezza torsionale d'insieme del ponte sia affidata ad un'unica pila, nel caso di impalcato continui, o progettando gli apparecchi d'appoggio per resistere agli effetti torsionali, nel caso di impalcato semplicemente appoggiati.

Scarica il file

Figura 7.9.1 - Ponte obliquo

La rigidezza degli elementi in cemento armato deve essere valutata tenendo conto del loro effettivo stato di fessurazione, che è in generale diverso per l'impalcato (spesso interamente reagente) e per le pile. Per le pile che raggiungono lo stato limite ultimo alla base la rigidezza secante può essere ricavata dall'espressione:

$$E_c \cdot I_{eff} = \eta \cdot M_{Rd} / \Phi_y \quad (7.9.3)$$

nella quale  $E_c$  è il modulo elastico del calcestruzzo,  $I_{eff}$  è il momento d'inerzia della sezione fessurata,  $\eta \cong 1,20$  è un fattore di correzione che tiene conto della maggiore rigidezza della parte di pila non fessurata,  $M_{Rd}$  è il momento resistente di progetto nella sezione di base, e  $\Phi_y$  la curvatura di snervamento.

Per gli impalcati in calcestruzzo deve essere considerata la significativa riduzione di rigidezza torsionale dovuta alla fessurazione. In assenza di più precise determinazioni, per la rigidezza torsionale della sezione fessurata si possono assumere i seguenti valori:

- per sezioni aperte o solette, rigidezza nulla;
- per sezioni scatolari precomprese, rigidezza pari al 50% della rigidezza non fessurata;
- per sezioni scatolari in c.a., rigidezza pari al 30% della rigidezza non fessurata.

In assenza di più accurate determinazioni, l'eccentricità accidentale di cui al § 7.2.6 è riferita all'impalcato e può essere assunta pari a 0,03 volte la dimensione dell'impalcato stesso misurata perpendicolarmente alla direzione dell'azione sismica.

#### 7.9.4 ANALISI STRUTTURALE

Per i metodi di analisi si fa riferimento al § 7.3, salvo quanto specificato al successivo § 7.9.4.1. Quando si utilizzano i metodi lineari, l'incremento delle sollecitazioni flettenti nelle zone critiche per effetto delle non linearità geometriche possono essere prese in conto mediante l'espressione semplificata:

$$\Delta M = d_{Ed} \cdot N_{Ed} \quad (7.9.4)$$

dove  $d_{Ed}$  è lo spostamento valutato nella situazione sismica di progetto in accordo con quanto specificato nel § 7.3.3.3 e  $N_{Ed}$  è la forza assiale di progetto.

##### 7.9.4.1 Analisi statica lineare

I requisiti necessari per applicare l'analisi statica lineare possono ritenersi soddisfatti nei casi seguenti:

- a) per entrambe le direzioni longitudinale e trasversale, in ponti a travate semplicemente appoggiate e purché la massa efficace di ciascuna pila non sia superiore ad 1/5 della massa di impalcato da essa portata;
- b) nella direzione longitudinale, per ponti rettilinei a travata continua e purché la massa efficace complessiva delle pile facenti parte del sistema resistente al sisma non sia superiore ad 1/5 della massa dell'impalcato;
- c) nella direzione trasversale, per ponti che soddisfino la condizione b) e siano simmetrici rispetto alla mezzzeria longitudinale, o abbiano un'eccentricità non superiore al 5% della lunghezza del ponte. L'eccentricità è la distanza tra baricentro delle masse e centro delle rigidezze delle pile facenti parte del sistema resistente al sisma nella direzione trasversale.

Per pile a sezione costante la massa efficace può essere assunta pari alla massa della metà superiore della pila.

Nei casi (a) e (b) la massa  $M$ , da considerare concentrata in corrispondenza dell'impalcato ed in base alla quale valutare la forza  $F$  equivalente all'azione sismica, vale rispettivamente:

- la massa di impalcato afferente alla pila, più la massa della metà superiore della pila, nel caso a);
- l'intera massa dell'impalcato, più la massa della metà superiore di tutte le pile, nel caso b).

Il periodo fondamentale  $T_1$  in corrispondenza del quale valutare la risposta spettrale in accelerazione  $S_d(T_1)$  è dato in entrambi i casi dall'espressione:

$$T_1 = 2 \pi \sqrt{M/K} \quad (7.9.4)$$

nella quale  $K$  è la rigidezza laterale del modello considerato, ossia della singola pila nel caso a), complessiva delle pile nel caso b).

Nel caso c) il sistema di forze orizzontali equivalenti all'azione sismica da applicare ai nodi del modello è dato dalla espressione:

$$F_i = 4\pi^2 / T_1^2 S_d(T_1) / g^2 d_i G_i \quad (7.9.5)$$

nella quale:  $T_1$  è il periodo proprio fondamentale del ponte nella direzione trasversale,  $g$  è l'accelerazione di gravità,  $d_i$  è lo spostamento del grado di libertà  $i$  quando la struttura è soggetta ad un sistema di forze statiche trasversali  $f_i = G_i$ ,  $G_i$  è il peso della massa concentrata nel grado di libertà  $i$ .

Il periodo  $T_1$  del ponte in direzione trasversale può essere valutato con l'espressione approssimata:

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{\sum G_i d_i^2}{g \sum G_i d_i}} \quad (7.9.6)$$

Per impalcati di significativa obliquità o di particolare larghezza, quali individuati nel paragrafo precedente, si deve applicare oltre alle azioni orizzontali, un momento torcente intorno all'asse verticale  $M_t = \pm F \cdot e$  e dove:  $F$  è la risultante delle azioni orizzontali,  $e = 0,08(B+L)$  e  $B$  ed  $L$  sono rispettivamente la dimensione longitudinale e trasversale dell'impalcato.

Se invece di un modello spaziale si adottano due modelli piani, il momento torcente  $M_t$  deve essere diviso in due componenti, l'una da applicare al modello trasversale ( $e = 0,08B$ ), l'altra da applicare al modello longitudinale ( $e = 0,08L$ ).

## 7.9.5 DIMENSIONAMENTO DEGLI ELEMENTI

### 7.9.5.1 Criterio di gerarchia delle resistenze

Il fattore  $\gamma_{Rd}$  (fattore di «sovraresistenza») viene calcolato mediante l'espressione:

$$\gamma_{Rd} = 0,7 + 0,2q \geq 1 \quad (7.9.7)$$

nella quale  $q$  è il valore del fattore di struttura utilizzato nel calcolo. Nel caso di sezioni in cemento armato con armatura di confinamento, quando il rapporto  $v_k$  tra la forza assiale e la resistenza a compressione della sezione di calcestruzzo eccede 0,1, il fattore di sovraresistenza va moltiplicato per  $1 + 2(v_k - 0,1)^2$ .

Per le sollecitazioni che derivano da appoggi scorrevoli o elastomerici si utilizza un fattore di sovraresistenza pari a  $\gamma_{Rd} = 1,30$ .

Le sollecitazioni calcolate a partire dai momenti resistenti amplificati, incrementati dell'effetto dei carichi permanenti distribuiti sugli elementi, ovvero ottenute con il criterio della gerarchia delle resistenze, si indicano con l'indice «gr», ad es.  $F_{gr}$ .

### 7.9.5.2 Verifiche di resistenza

Le verifiche di resistenza si eseguono utilizzando i coefficienti  $\gamma_M$  definiti nel § 7.3.6 con le modalità indicate nei §§ da 7.4 a 7.6 a seconda dei materiali utilizzati.

#### 7.9.5.2.1 Verifiche a presso-flessione

Nelle sezioni comprese nelle zone critiche deve risultare:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \quad (7.9.8)$$

nella quale:

$M_{Ed}$  è il momento flettente (accompagnato dalla sollecitazione assiale e dal momento flettente in direzione ortogonale) derivante dall'analisi;

$M_{Rd}$  è il momento resistente della sezione, calcolato tenendo conto della sollecitazione assiale e del momento ortogonale agenti.

Nelle sezioni poste al di fuori delle zone critiche deve risultare:

$$M_{gr} \leq M_{Rd} \quad (7.9.9)$$

nella quale

$M_{gr}$  è il momento flettente agente (accompagnato dalla sollecitazione assiale e dal momento flettente in direzione ortogonale) calcolato come descritto al § 7.9.5.1.

Qualora, al di fuori delle zone critiche delle pile, il momento flettente  $M_{gr}$  superi il valore  $M_{Rd}$  della cerniera stessa, si adotta quest'ultimo al posto di  $M_{gr}$ .

#### 7.9.5.2.2 Verifiche a taglio

Le sollecitazioni di progetto devono essere calcolate sulla base della gerarchia delle resistenze. I valori di resistenza degli elementi in calcestruzzo armato devono essere divisi per un fattore di sicurezza aggiuntivo nei confronti della rottura fragile calcolato sulla base del taglio di calcolo  $V_{Ed}$  e del taglio di progetto per la gerarchia della resistenza  $V_{gr,o}$

$$1 \leq \gamma_{Rd} = 1,25 + 1 - q \cdot V_{Ed} / V_{gr,o} \leq 1,25 \quad (7.9.10)$$

In assenza di calcoli più accurati, per sezioni circolari di calcestruzzo di raggio  $r$  in cui l'armatura sia distribuita su una circonferenza di raggio  $r_s$ , l'altezza utile della sezione ai fini del calcolo della resistenza a taglio può essere calcolata come

$$d = r + 2r / \pi \quad (7.9.11)$$

Il braccio delle forze interne può essere assunto pari a  $z = 0,9d$ .

Nelle zone critiche, l'angolo di inclinazione delle bielle di calcestruzzo compresso deve essere assunto pari a  $45^\circ$ . Le dimensioni della sezione sono da riferirsi al solo nucleo confinato di calcestruzzo. Per elementi tozzi, con  $\alpha < 2,0$  (si veda § 7.9.2.1), deve essere effettuata anche la verifica a scorrimento.

#### 7.9.5.3 Impalcato

Il criterio di dimensionamento per l'impalcato è che esso non subisca danni per le azioni corrispondenti allo SLV ossia per effetto delle massime sollecitazioni indotte dalla azione sismica di progetto.

La verifica di resistenza risulta in generale superflua nella direzione longitudinale per ponti ad asse rettilineo o con curvatura poco pronunciata, salvo effetti locali nelle zone di collegamento con gli apparecchi d'appoggio.

In direzione trasversale, le azioni di calcolo si ottengono con il criterio della GR.

In particolare, in sommità della generica pila  $i$  si ha una sollecitazione di taglio data da:

$$V_{gr,i} = V_{E,i} \gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,i} / M_{E,i} \leq V_{E,i} \cdot q \quad (7.9.12)$$

nella quale  $V_{E,i}$  è il valore dello sforzo di taglio ottenuto dall'analisi,  $M_{E,i}$  il corrispondente momento flettente alla base della pila, ed  $M_{Rd,i}$  l'effettivo momento resistente alla base della pila.

Se la pila trasmette anche momenti all'impalcato, i valori da assumere per la verifica di quest'ultimo sono dati dai valori dei momenti resistenti delle membrature che li trasmettono, moltiplicati per il fattore di sovrarresistenza  $\gamma_{Rd}$ .

Per azione sismica diretta trasversalmente al ponte, quando si verifica l'impalcato con il criterio della gerarchia delle resistenze, deve essere considerata la riduzione della sua rigidezza torsionale.

In direzione verticale, la verifica dell'impalcato deve essere eseguita nei casi indicati al § 7.2.1, assumendo per l'azione sismica il valore  $q = 1$ .

#### 7.9.5.4 Apparecchi di appoggio

#### 7.9.5.4.1 Apparecchi di appoggio fissi

Gli apparecchi d'appoggio fissi devono essere dimensionati con il criterio della GR. Essi devono quindi essere in grado di trasmettere, mantenendo la piena funzionalità, forze orizzontali tali da produrre, nella o nelle sezioni critiche alla base della pila, un momento flettente pari a:  $\gamma_{Rd} \cdot M_{Rd}$ , dove  $M_{Rd}$  è il momento resistente della o delle sezioni critiche. Questa verifica può essere eseguita in modo indipendente per le due direzioni dell'azione sismica.

Le forze determinate come sopra possono risultare superiori a quelle che si ottengono dall'analisi ponendo  $q = 1$ ; in tal caso per il progetto degli apparecchi è consentito adottare queste ultime.

Per il progetto degli apparecchi fissi posti sulle spalle vale quanto indicato al § 7.9.5.6.

#### 7.9.5.4.2 Apparecchi d'appoggio mobili

Gli apparecchi di appoggio mobili devono consentire, mantenendo la piena funzionalità, gli spostamenti massimi in presenza dell'azione sismica di progetto calcolati come indicato nel § 7.3.

#### 7.9.5.4.3 Collegamenti

Con il termine di collegamenti si designano diversi dispositivi aventi lo scopo di impedire o limitare il movimento relativo tra impalcato e sommità pila. Questi dispositivi possono consistere in «chiavi a taglio», in elementi ammortizzanti in gomma o altro, collegamenti a fune, elementi a cerniera in acciaio bullonati agli elementi collegati, ecc.

Gli elementi sopra descritti ed altri di funzione analoga non possono essere utilizzati per trasmettere le sollecitazioni di origine sismica tra impalcato e pila.

Il ricorso a tali elementi è consentito quando le condizioni di progetto non permettono di realizzare sedi di appoggi, tra travata e testa pila o nei giunti in travata (seggiole «Gerber»), di dimensioni pari a quelle richieste al § 7.9.5.4.4.

In tali casi, in mancanza di verifica analitica in campo dinamico dell'interazione impalcato-pila e delle sollecitazioni indotte nei collegamenti, questi ultimi possono venire dimensionati per resistere ad una forza pari ad  $\alpha \cdot Q$ , in cui  $\alpha = 1,5 \cdot S \cdot a_g / g$  è l'accelerazione normalizzata di progetto,  $S$ ,  $a_g$  e  $g$  sono definiti al § 3.2.3.2.1 e  $Q$  è il peso della parte di impalcato collegato ad una pila od alle spalle, oppure, nel caso di due parti di impalcato collegate tra loro, il minore dei pesi di ciascuna delle due parti.

Quando si usano collegamenti rigidi occorre prendere misure per ridurre le forze di natura impulsiva che essi possono generare.

#### 7.9.5.4.4 Lunghezze di sovrapposizione

Nelle zone di appoggio dove è previsto un movimento relativo tra elementi diversi della struttura (impalcato-pila, impalcato-spalle, seggiole «Gerber», ecc.) deve essere comunque disponibile una lunghezza di sovrapposizione tra le parti che si sovrappongono.

Il valore minimo di tale lunghezza è dato dall'espressione:

$$l_s = l_m + d_{eg} + d_{Ed} \quad (7.9.13)$$

nella quale

$l_m$  è il valore necessario per disporre l'apparecchio di appoggio, purché non inferiore a 400 mm

$d_{eg}$  è lo spostamento relativo tra le parti dovuto agli spostamenti relativi del terreno, da valutare secondo il § 3.2.5.2

$d_{Ed}$  è lo spostamento relativo totale tra le parti, pari allo spostamento  $d_E$  prodotto dall'azione sismica di progetto, calcolato come indicato in § 7.3.

#### 7.9.5.5 Pile

Nelle sezioni in cui è prevista la formazione di cerniere plastiche, generalmente rappresentate dalla sola sezione alla base della pila, il momento di calcolo è quello proveniente direttamente dall'analisi.

Dopo aver progettato le sezioni critiche (ad es. la sezione di base e la sezione di sommità) il diagramma dei momenti di calcolo per le altre sezioni si ottiene ponendo nelle sezioni critiche i valori  $\gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,i}$ .

Le sollecitazioni di taglio di calcolo si ottengono con il criterio della GR.

Per una pila incernierata in sommità il criterio conduce al valore della sollecitazione di taglio di calcolo:

$$V_{gr,i} = V_{E,i} \cdot \gamma_{Rd} M_{Rd,i} / M_{E,i} \quad (7.9.14)$$

in cui i simboli hanno il significato già visto nel § 7.9.5.3.

L'espressione precedente si estende direttamente al caso della pila doppiamente incastrata alle estremità.

#### 7.9.5.6 Spalle

Le spalle dei ponti devono essere progettate in modo che tutte le parti componenti non subiscano danni che ne compromettano la completa funzionalità sotto l'azione sismica relativa allo SLV.

La verifica sismica delle spalle può venire eseguita, a titolo di accettabile semplificazione, separatamente per la direzione trasversale e per quella longitudinale.

Il modello da adottare per l'analisi delle spalle dipende dal grado di accoppiamento con l'impalcato che esse sostengono (vedi §§ 7.9.5.6.1 e 7.9.5.6.2).

##### 7.9.5.6.1 Collegamento mediante apparecchi d'appoggio scorrevoli

Questo tipo di collegamento viene in generale realizzato solo per i movimenti in senso longitudinale.

In questo caso il comportamento della spalla sotto azione sismica è praticamente disaccoppiato da quello del resto del ponte.

Nella determinazione delle sollecitazioni sismiche di progetto si devono considerare i seguenti contributi:

- le spinte dei terreni comprensive di effetti sismici, come specificato in § 7.11.8;
- le forze d'inerzia agenti sulla massa della spalla e del terreno presenti sulla sua fondazione, cui va applicata un'accelerazione pari ad  $a_g S$ .

Lo spostamento associato alle spinte del terreno si deve poter sviluppare senza che la spalla collasi. Questo requisito si ritiene soddisfatto se la spalla è in grado di sopportare le sollecitazioni sismiche di cui sopra incrementate del 30%.

Alle azioni sismiche cui la spalla deve resistere come struttura a sé stante è da aggiungere la forza di attrito di progetto degli apparecchi di appoggio, che deve venire maggiorata di un fattore pari a 1,30 tranne che nel caso in cui si assuma  $q = 1$ .

##### 7.9.5.6.2 Collegamento mediante apparecchi d'appoggio fissi

Questo tipo di collegamento viene adottato in maniera generalizzata per la direzione trasversale, ed in genere su una delle due spalle per la direzione longitudinale.

In entrambi i casi, le spalle ed il ponte formano un sistema accoppiato, ed è quindi necessario utilizzare un modello strutturale che consenta di analizzare gli effetti di interazione tra il terreno, la spalla e la parte di ponte accoppiata.

L'interazione terreno-spalla può in molti casi essere trascurata (a favore di stabilità) quando l'azione sismica agisce in direzione trasversale al ponte, ossia nel piano della spalla. In questi casi l'azione sismica può essere assunta pari all'accelerazione di progetto  $a_g$ .

Nel senso longitudinale il modello deve comprendere, in generale, la deformabilità del terreno retrostante e quella del terreno di fondazione.

L'analisi deve essere eseguita adottando un fattore di struttura  $q = 1,5$ .

Nel caso in cui la spalla sostenga un terreno rigido naturale per più dell'80% dell'altezza, si può considerare che essa si muova con il suolo. In questo caso si deve assumere  $q = 1$  e le forze d'inerzia di progetto possono essere determinate considerando un'accelerazione pari ad  $a_g \cdot S$ .

## 7.9.6 DETTAGLI COSTRUTTIVI PER ELEMENTI IN CALCESTRUZZO ARMATO

### 7.9.6.1 Impalcato

In conseguenza dei criteri di progetto adottati, non sono da prevedere per l'impalcato accorgimenti specifici per conferire duttilità.

### 7.9.6.2 Pile e spalle

#### Armature per la duttilità

Le armature di confinamento atte a conferire duttilità alle zone di cerniera plastica descritte nel seguito non sono necessarie nei casi seguenti:

- se la sollecitazione di compressione ridotta risulta  $v_k \leq 0,08$ ;
- nel caso di sezioni in parete sottile, cave mono- o multi-cellulari, o a doppio T, purché risulti  $v_k \leq 0,2$ , se è possibile raggiungere una duttilità in curvatura non inferiore a  $\mu_c = 12$  senza che la deformazione di compressione massima nel conglomerato superi il valore 0,0035. In questo caso è sufficiente il rispetto delle regole applicabili per le armature di confinamento;
- se il fattore di struttura  $q$  non supera il valore 1,5.

#### Armature di confinamento per pile a sezione piena

Non sono ammesse armature di sconfinamento a spirale.

La percentuale meccanica minima di armatura di confinamento è data dalle seguenti espressioni, in cui i numeri risultanti sono espressi in frazioni:

- sezioni rettangolari:

$$\omega_{wd,r} = 0,33 A_c / A_{cc} v_k - 0,07 \geq 0,12 \quad (7.9.15)$$

in cui  $A_c$  e  $A_{cc}$  indicano rispettivamente l'area lorda della sezione e l'area del nucleo confinato;

- sezioni circolari:

$$\omega_{wd,c} = 1,40 \omega_{wd,r} \quad (7.9.16)$$

La percentuale meccanica è definita dalle espressioni:

- sezioni rettangolari

$$\omega_{wd,r} = A_{sw} / s \cdot b \cdot f_{yd} / f_{cd} \quad (7.9.17)$$

in cui:

$A_{sw}$  = area complessiva dei bracci delle staffe chiuse e dei tiranti in una direzione



$s$  = interasse delle staffe

$b$  = dimensione della sezione in direzione ortogonale a quella dei bracci delle staffe, misurata al di fuori delle staffe;

- sezioni circolari

$$\omega_{wd,c} = 4A_{sp} / D_{sp} \cdot s \cdot f_{yd} / f_{cd} \quad (7.9.18)$$

in cui

$A_{sp}$ ,  $D_{sp}$  = area della sezione delle barre circolari, e diametro della circonferenza

$s$  = interasse delle armature di confinamento.

Dettagli costruttivi

L'interasse delle armature trasversali  $s$  non deve essere superiore a 6 volte il diametro delle barre longitudinali, né a 1/5 del diametro del nucleo della sezione interna alle stesse.

Nelle sezioni rettangolari i bracci delle staffe o dei tiranti aggiuntivi non devono distare tra loro più di 1/3 della dimensione minima del nucleo confinato, né più di 350 mm, con un limite inferiore richiesto di 200 mm.

L'armatura di confinamento deve essere estesa per una lunghezza pari alla maggiore delle due:

- la profondità della sezione in direzione ortogonale all'asse di rotazione delle cerniere;
- la distanza tra la sezione di momento massimo e la sezione in cui il momento si riduce del 20%.

Per una ulteriore estensione di lunghezza pari alla precedente si dispone un'armatura di confinamento gradualmente decrescente, in misura non inferiore in totale a metà di quella necessaria nel primo tratto.

Nella zona in cui è richiesta l'armatura massima di confinamento tutte le barre longitudinali devono essere trattenute da un braccio di staffa, o da un tirante, al fine di evitare l'instabilità delle barre verso l'esterno.

L'area dei bracci o dei tiranti necessaria allo scopo è data dalla relazione:

$$A_t / s = \Sigma A_s f_{yk,s} / 1,6 f_{yk,t} \quad (7.9.19)$$

nella quale:

$A_t$  ed  $s$  sono rispettivamente l'area di un braccio o tirante ( $\text{mm}^2$ ) e l'interasse lungo l'asse della pila (m)

$\Sigma A_s$  è la somma delle aree delle barre longitudinali trattenute da un braccio

$f_{yk,s}$ ,  $f_{yk,t}$  tensioni di snervamento dell'acciaio longitudinale e trasversale.

Tutte le armature di confinamento, staffe o tiranti, devono terminare con piegature a 135° che si ancorano verso l'interno per una lunghezza minima di 10 diametri.

## 7.10 COSTRUZIONI E PONTI CON ISOLAMENTO E/O DISSIPAZIONE

### 7.10.1 SCOPO

Il presente capitolo fornisce criteri e regole per il progetto di costruzioni e ponti nuovi e per l'adeguamento di quelli esistenti, nei quali un sistema d'isolamento sismico è posto al disotto della costruzione medesima, o sotto una sua porzione rilevante, allo scopo di migliorarne la risposta nei confronti delle azioni sismiche orizzontali.

La riduzione della risposta sismica orizzontale, qualunque siano la tipologia e i materiali strutturali della costruzione, può essere ottenuta mediante una delle seguenti strategie d'isolamento, o mediante una loro appropriata combinazione:

- a) incrementando il periodo fondamentale della costruzione per portarlo nel campo delle minori accelerazioni di risposta;
- b) limitando la massima forza orizzontale trasmessa.

In entrambe le strategie le prestazioni dell'isolamento possono essere migliorate attraverso la dissipazione nel sistema di isolamento di una consistente aliquota dell'energia meccanica trasmessa dal terreno alla costruzione.

Le prescrizioni del presente capitolo non si applicano ai sistemi di protezione sismica basati sull'impiego di elementi dissipativi distribuiti a vari livelli, all'interno della costruzione.

#### 7.10.2 REQUISITI GENERALI E CRITERI PER IL LORO SODDISFACIMENTO

Il sistema d'isolamento è composto dai dispositivi d'isolamento, ciascuno dei quali espleta una o più delle seguenti funzioni:

- sostegno dei carichi verticali con elevata rigidità in direzione verticale e bassa rigidità o resistenza in direzione orizzontale, permettendo notevoli spostamenti orizzontali;
- dissipazione di energia, con meccanismi isteretici e/o viscosi;
- ricentraggio del sistema;
- vincolo laterale, con adeguata rigidità, sotto carichi orizzontali di servizio (non sismici).

Fanno parte integrante del sistema d'isolamento gli elementi di connessione, nonché eventuali vincoli supplementari disposti per limitare gli spostamenti orizzontali dovuti ad azioni non sismiche (ad es. vento).

Detta «interfaccia d'isolamento» la superficie di separazione sulla quale è attivo il sistema d'isolamento, si definiscono:

- «sottostruttura», la parte della struttura posta al di sotto dell'interfaccia del sistema d'isolamento e che include le fondazioni, avente in genere deformabilità orizzontale trascurabile e soggetta direttamente agli spostamenti imposti dal movimento sismico del terreno;
- «sovrastuttura», la parte della struttura posta al di sopra dell'interfaccia d'isolamento e, perciò, isolata.

La sovrastuttura e la sottostruttura si devono mantenere sostanzialmente in campo elastico. Per questo la struttura può essere progettata con riferimento ai particolari costruttivi della zona 4, con deroga, per le strutture in c.a., a quanto previsto al § 7.4.6.

Un'affidabilità superiore è richiesta al sistema d'isolamento, formato dall'insieme dei dispositivi d'isolamento, per il ruolo critico che esso svolge. Tale affidabilità si ritiene conseguita se il sistema d'isolamento è progettato e verificato sperimentalmente secondo quanto stabilito nel § 11.9.

#### 7.10.3 CARATTERISTICHE E CRITERI DI ACCETTAZIONE DEI DISPOSITIVI

I dispositivi si possono utilizzare solo qualora posseggano le caratteristiche e soddisfino integralmente le prescrizioni riportate nel § 11.9 delle presenti norme.

#### 7.10.4 INDICAZIONI PROGETTUALI

##### 7.10.4.1 Indicazioni riguardanti i dispositivi

L'alloggiamento dei dispositivi d'isolamento ed il loro collegamento alla struttura devono essere concepiti in modo da assicurarne l'accesso e rendere i dispositivi stessi ispezionabili e sostituibili. E' necessario anche prevedere adeguati sistemi di contrasto, idonei a consentire l'eventuale ricentraggio dei dispositivi qualora, a seguito di un sisma, si possano avere spostamenti residui incompatibili con la funzionalità della costruzione e/o con il corretto comportamento del sistema d'isolamento.

Ove necessario, gli isolatori devono essere protetti da possibili effetti derivanti da attacchi del fuoco, chimici o biologici. In alternativa, occorre prevedere dispositivi che, in caso di distruzione degli isolatori, siano idonei a trasferire il carico verticale alla sottostruttura.

#### 7.10.4.2 Controllo di movimenti indesiderati

Per minimizzare gli effetti torsionali, la proiezione del centro di massa della sovrastruttura sul piano degli isolatori ed il centro di rigidezza dei dispositivi di isolamento o, nel caso di sottostruttura flessibile, il centro di rigidezza del sistema sottostruttura-isolamento debbono essere, per quanto possibile, coincidenti. Inoltre, nei casi in cui il sistema di isolamento affidi a pochi dispositivi le sue capacità dissipative e ricentranti rispetto alle azioni orizzontali, occorre che tali dispositivi siano, per quanto possibile, disposti in maniera da minimizzare gli effetti torsionali (ad esempio perimetralmente) e siano in numero staticamente ridondante.

Per minimizzare le differenze di comportamento degli isolatori, le tensioni di compressione a cui lavorano devono essere per quanto possibile uniformi. Nel caso di sistemi d'isolamento che utilizzino isolatori di diverso tipo, particolare attenzione deve essere posta sui possibili effetti della differente deformabilità verticale sotto le azioni sia statiche che sismiche.

Per evitare o limitare azioni di trazione negli isolatori, gli interassi della maglia strutturale devono essere scelti in modo tale che il carico verticale «V» di progetto agente sul singolo isolatore sotto le azioni sismiche e quelle concomitanti, risulti essere di compressione o, al più, nullo ( $V \geq 0$ ). Nel caso in cui dall'analisi risultasse  $V < 0$ , occorre che la tensione di trazione sia in modulo inferiore al minore tra  $2G$  ( $G$  modulo di taglio del materiale elastomerico) e  $1 \text{ MPa}$ , negli isolatori elastomerici, oppure, per gli isolatori di altro tipo, dimostrare, attraverso adeguate prove sperimentali, che l'isolatore è in grado di sostenere tale condizione, oppure predisporre opportuni dispositivi in grado di assorbire integralmente la trazione.

#### 7.10.4.3 Controllo degli spostamenti sismici differenziali del terreno

Negli edifici, sia le strutture del piano di posa degli isolatori sia le strutture del piano da cui spicca la sovrastruttura devono essere dimensionate in modo da assicurare un comportamento rigido nel piano suddetto, così da limitare gli effetti di spostamenti sismici differenziali. Altrimenti la variabilità spaziale del moto del terreno deve essere messa in conto secondo quanto specificato nel § 3.2.5.

La condizione precedente si considera soddisfatta se un diaframma rigido costituito da un solaio in c.a. oppure da una griglia di travi progettata tenendo conto di possibili fenomeni di instabilità è presente sia al di sopra che al di sotto del sistema di isolamento e se i dispositivi del sistema di isolamento sono fissati ad entrambi i diaframmi o direttamente o attraverso elementi verticali il cui spostamento orizzontale in condizioni sismiche sia minore di  $1/20$  dello spostamento relativo del sistema di isolamento. Tali elementi devono essere progettati per rispondere in campo rigorosamente elastico, tenendo anche conto della maggiore affidabilità richiesta ai dispositivi di isolamento.

#### 7.10.4.4 Controllo degli spostamenti relativi al terreno ed alle costruzioni circostanti

Adeguate spazio deve essere previsto tra la sovrastruttura isolata e il terreno o le costruzioni circostanti, per consentire liberamente gli spostamenti sismici in tutte le direzioni. Per i ponti, i giunti di separazione tra le diverse porzioni di impalcato e tra l'impalcato e la sottostruttura devono essere dimensionati in modo da permettere il corretto funzionamento del sistema d'isolamento, senza impedimenti al libero spostamento delle parti isolate.

Occorre anche attuare adeguati accorgimenti affinché l'eventuale malfunzionamento delle connessioni a cavallo dei giunti non possa compromettere l'efficienza dell'isolamento.

### 7.10.5 MODELLAZIONE E ANALISI STRUTTURALE

#### 7.10.5.1 Proprietà del sistema di isolamento

Le proprietà meccaniche del sistema di isolamento da adottare nelle analisi di progetto, derivanti dalla combinazione delle proprietà meccaniche dei singoli dispositivi che lo costituiscono, sono le più sfavorevoli che si possono verificare durante la sua vita utile. Esse devono tener conto, ove pertinente, di:

- entità delle deformazioni subite in relazione allo stato limite per la verifica del quale si svolge l'analisi,
- variabilità delle caratteristiche meccaniche dei dispositivi, nell'ambito della fornitura,

- velocità massima di deformazione (frequenza), in un intervallo di variabilità di  $\pm 30\%$  del valore di progetto,
- entità dei carichi verticali agenti simultaneamente al sisma,
- entità dei carichi e delle deformazioni in direzione trasversale a quella considerata,
- temperatura, per i valori massimo e minimo di progetto,
- cambiamento delle caratteristiche nel tempo (invecchiamento).

Si devono, pertanto, eseguire più analisi per ciascuno stato limite da verificare, attribuendo ai parametri del modello i valori estremi più sfavorevoli ai fini della valutazione delle grandezze da verificare e coerenti con l'entità delle deformazioni subite dai dispositivi.

Nella progettazione delle costruzioni di classe d'uso I e II, si possono adottare i valori medi delle proprietà meccaniche del sistema di isolamento, a condizione che i valori estremi (massimo oppure minimo) differiscano di non più del 20% dal valor medio.

#### 7.10.5.2 Modellazione

La sovrastruttura e la sottostruttura sono modellate come sistemi a comportamento elastico lineare. Il sistema di isolamento può essere modellato, in relazione alle sue caratteristiche meccaniche, come avente comportamento visco-elastico lineare oppure con legame costitutivo non lineare. La deformabilità verticale degli isolatori deve essere messa in conto quando il rapporto tra la rigidezza verticale del sistema di isolamento  $K_v$  e la rigidezza equivalente orizzontale  $K_{esi}$  è inferiore a 800.

Se viene utilizzato un modello lineare, si deve adottare una rigidezza equivalente riferita allo spostamento totale di progetto per lo stato limite in esame, di ciascun dispositivo facente parte del sistema di isolamento. La rigidezza totale equivalente del sistema di isolamento,  $K_{esi}$ , è pari alla somma delle rigidezze equivalenti dei singoli dispositivi. L'energia dissipata dal sistema d'isolamento deve essere espressa in termini di coefficiente di smorzamento viscoso equivalente del sistema d'isolamento  $\xi_{esi}$ , valutato con riferimento all'energia dissipata dal sistema di isolamento in cicli con frequenza nell'intervallo delle frequenze naturali dei modi considerati. Per i modi superiori della struttura, al di fuori di tale intervallo, il rapporto di smorzamento del modello completo deve essere quello della sovrastruttura nella condizione di base fissa.

Quando la rigidezza e/o lo smorzamento equivalenti del sistema di isolamento dipendono significativamente dallo spostamento di progetto, deve applicarsi una procedura iterativa fino a che la differenza tra il valore assunto e quello calcolato non sia inferiore al 5%.

Il comportamento del sistema di isolamento può essere modellato come lineare equivalente se sono soddisfatte tutte le seguenti condizioni:

- a) la rigidezza equivalente del sistema d'isolamento è almeno pari al 50% della rigidezza secante per cicli con spostamento pari al 20% dello spostamento di riferimento;
- b) lo smorzamento lineare equivalente del sistema di isolamento, come definito in precedenza, è inferiore al 30%;
- c) le caratteristiche forza-spostamento del sistema d'isolamento non variano di più del 10% per effetto di variazioni della velocità di deformazione, in un campo del  $\pm 30\%$  intorno al valore di progetto, e dell'azione verticale sui dispositivi, nel campo di variabilità di progetto;
- d) l'incremento della forza nel sistema d'isolamento per spostamenti tra  $0,5d_{dc}$  e  $d_{dc}$ , essendo  $d_{dc}$  lo spostamento del centro di rigidezza dovuto all'azione sismica, è almeno pari al 2,5% del peso totale della sovrastruttura.

Nel caso in cui si adotti un modello non lineare, il legame costitutivo dei singoli dispositivi del sistema d'isolamento deve riprodurre adeguatamente il loro comportamento nel campo di deformazioni e velocità che si verificano durante l'azione sismica, anche in relazione alla corretta rappresentazione dell'energia dissipata nei cicli di isteresi.

#### 7.10.5.3 Analisi

Per le costruzioni isolate alla base si applicano le prescrizioni di cui ai §§ 7.3.3 e 7.3.4 integrate o, se del caso, sostituite da quelle contenute nei successivi punti. Per esse non può essere usata l'analisi statica non lineare.

## 7.10.5.3.1 Analisi lineare statica

Per le strutture dotate di isolamento alla base, il metodo dell'analisi statica lineare può essere applicato se la struttura isolata soddisfa i requisiti seguenti:

- a) il sistema d'isolamento può essere modellato come lineare, in accordo con il precedente § 7.10.5.2;
- b) il periodo equivalente  $T_{is}$  della costruzione isolata ha un valore compreso fra  $3 \cdot T_{bf}$  e 3,0 s, in cui  $T_{bf}$  è il periodo della sovrastruttura assunta a base fissa, stimato con un'espressione approssimata;
- c) la rigidezza verticale del sistema di isolamento  $K_v$  è almeno 800 volte più grande della rigidezza equivalente orizzontale del sistema di isolamento  $K_{esi}$ ;
- d) il periodo in direzione verticale  $T_v$ , calcolato come  $T_v = 2\pi\sqrt{M/k_v}$ , è inferiore a 0,1 s;
- e) nessuno isolatore risulta in trazione per l'effetto combinato dell'azione sismica e dei carichi verticali;
- f) il sistema resistente all'azione sismica possiede una configurazione strutturale regolare in pianta, come è definita al § 7.2.2.

Ai requisiti da a) ad f) si aggiungono, per le costruzioni civili e industriali, i seguenti:

- la sovrastruttura ha altezza non maggiore di 20 metri e non più di 5 piani;
- la sottostruttura può essere considerata infinitamente rigida ovvero il suo periodo proprio è non maggiore di 0,05 s;
- la dimensione maggiore in pianta della sovrastruttura è inferiore a 50 m;
- in ciascuna delle direzioni principali orizzontali l'eccentricità totale (esclusa quella accidentale) tra il centro di rigidezza del sistema di isolamento e la proiezione verticale del centro di massa non è superiore al 3% della dimensione della sovrastruttura trasversale alla direzione orizzontale considerata.

Ai requisiti da a) ad f) si aggiungono, per i ponti, i seguenti:

- lo schema statico è a impalcati semplicemente appoggiati, oppure lo schema statico è a impalcati continui con geometria regolare, caratterizzata da: sostanziale rettilineità dell'impalcato, luci uguali, rapporto massimo tra le rigidezze delle pile inferiore a 2, lunghezza totale dell'impalcato continuo inferiore a 150 m;
- la massa della metà superiore delle pile è inferiore a 1/5 della massa dell'impalcato;
- le pile hanno altezza inferiore a 20 m;
- in direzione trasversale la distanza tra il centro di rigidezza del sistema di isolamento e il centro di massa dell'impalcato non è superiore al 5% della dimensione trasversale della sovrastruttura.

Se le condizioni dette sono rispettate il calcolo può essere svolto su due modelli separati, per ciascuno dei quali si assume il valore corrispondente dello smorzamento, uno per la sovrastruttura più sistema d'isolamento ed uno per la sottostruttura. Su quest'ultimo agiscono le forze ricavate dal primo modello e le forze d'inerzia prodotte direttamente dal moto del terreno.

La forza orizzontale complessiva applicata al sistema d'isolamento, da ripartire tra gli elementi strutturali costituenti la sottostruttura in proporzione alle rigidezze dei corrispondenti dispositivi d'isolamento, è pari a:

$$F = M \cdot S_e(T_{is}, \xi_{esi}) \quad (7.10.1)$$

dove  $S_e(T_{is}, \xi_{esi})$  è l'accelerazione spettrale definita nel § 3.2.3 per la categoria di suolo di fondazione appropriata e  $K_{esi,min}$  è la rigidezza equivalente minima in relazione alla variabilità delle proprietà meccaniche del sistema di isolamento, per effetto dei fattori definiti nel § 7.10.5.1.

Lo spostamento del centro di rigidezza dovuto all'azione sismica  $d_{dc}$  deve essere calcolato, in ciascuna direzione orizzontale, mediante la seguente espressione:

$$d_{dc} = M \cdot S_e(T_{is}, \xi_{esi}) / K_{esi,min} \quad (7.10.2)$$

Le forze orizzontali da applicare a ciascun livello della sovrastruttura debbono essere calcolate, in ciascuna direzione orizzontale, mediante la seguente espressione:

$$f_j = m_j \cdot S_e(T_{is}, \xi_{esi}) \quad (7.10.3)$$

in cui  $m_j$  è la massa del livello  $j$ -esimo.

Gli effetti della torsione d'insieme della sovrastruttura sui singoli dispositivi di isolamento possono essere messi in conto amplificando in ciascuna direzione gli spostamenti e le forze precedentemente definiti mediante i fattori  $\delta_{xi}$  e  $\delta_{yi}$ , da applicare, rispettivamente, alle azioni in direzione  $x$  e  $y$ :

$$\delta_{xi} = 1 + e_{tot,y} / r_{xy}^2$$

$$\delta_{yi} = 1 + e_{tot,x} / r_{yx}^2 \quad (7.10.4)$$

in cui:

$(x_i, y_i)$  sono le coordinate del dispositivo rispetto al centro di rigidezza;

$e_{tot,x,y}$  è l'eccentricità totale nella direzione  $x, y$ , inclusa quella accidentale;

$r_{x,y}$  sono le componenti, in direzione  $x$  e  $y$  del raggio torsionale del sistema di isolamento, date dalle seguenti espressioni:

$$r_{x^2} = \sum (x_i^2 K_{xi}) / \sum K_{yi}$$

$$r_{y^2} = \sum (x_i^2 K_{yi} + y_i^2 K_{xi}) / \sum K_{yi} \quad r_{y^2} = \sum (x_i^2 K_{yi} + y_i^2 K_{xi}) / \sum K_{xi} \quad (7.10.5)$$

$K_{xi}, K_{yi}$  sono le rigidezze equivalenti del dispositivo  $i$ -esimo rispettivamente nelle direzioni  $x$  e  $y$ .

Ai fini della verifica degli elementi strutturali, gli effetti torsionali sulla sovrastruttura sono valutati come specificato in § 7.3.3.

#### 7.10.5.3.2 Analisi lineare dinamica

Per le costruzioni con isolamento alla base l'analisi dinamica lineare è ammessa quando risulta possibile modellare elasticamente il comportamento del sistema di isolamento, nel rispetto delle condizioni di cui al § 7.10.5.2. Per il sistema complessivo, formato dalla sottostruttura, dal sistema d'isolamento e dalla sovrastruttura, si assume un comportamento elastico lineare. Il modello deve comprendere sia la sovrastruttura che la sottostruttura, qualora il sistema di isolamento non sia immediatamente al di sopra delle fondazioni. L'analisi può essere svolta mediante analisi modale con spettro di risposta o mediante integrazione al passo delle equazioni del moto, eventualmente previo disaccoppiamento modale, considerando un numero di modi tale da portare in conto anche un'aliquota significativa della massa della sottostruttura, se inclusa nel modello.

Nel caso si adotti l'analisi modale con spettro di risposta questa deve essere svolta secondo quanto specificato in § 7.3.3.1, salvo diverse indicazioni fornite nel presente paragrafo. Le due componenti orizzontali dell'azione sismica si considerano in generale agenti simultaneamente, adottando, ai fini della combinazione degli effetti, le regole riportate in § 7.3.3.1. La componente verticale deve essere messa in conto nei casi previsti in § 7.2.1 e, in ogni caso, quando il rapporto tra la rigidezza verticale del sistema di isolamento  $K_v$  e la rigidezza equivalente orizzontale  $K_{esi}$  risulti inferiore a 800. In tali casi si avrà cura che la massa eccitata dai modi in direzione verticale considerati nell'analisi sia significativa.

Lo spettro elastico definito in § 3.2.3.2 va ridotto per tutto il campo di periodi  $T \geq 0,8 T_{is}$ , assumendo per il coefficiente riduttivo  $\eta$  il valore corrispondente al coefficiente di smorzamento viscoso equivalente  $\xi_{esi}$  del sistema di isolamento.

Nel caso di analisi lineare con integrazione al passo, la messa in conto del corretto valore del coefficiente di smorzamento viscoso equivalente  $\xi$  si ottiene, quando si opera sulle singole equazioni modali disaccoppiate, assegnando a ciascuna equazione il corrispondente valore modale di  $\xi$  o, quando si opera sul sistema completo, definendo in maniera appropriata la matrice di smorzamento del sistema.

## 7.10.6 VERIFICHE

### 7.10.6.1 Verifiche agli stati limite di esercizio

Il livello di protezione richiesto per la sottostruttura e le fondazioni nei confronti dello SLD è da ritenere conseguito se sono soddisfatte le relative verifiche nei confronti dello SLV, di cui al § 7.10.6.2.

La verifica allo SLD della sovrastruttura deve essere effettuata controllando che gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi siano inferiori ai 2/3 dei limiti indicati per lo SLD nel § 7.3.7.2.

I dispositivi del sistema d'isolamento non debbono subire danni che possano comprometterne il funzionamento nelle condizioni di servizio. Tale requisito si ritiene normalmente soddisfatto se sono soddisfatte le verifiche allo SLV dei dispositivi. In caso di sistemi a comportamento non lineare, eventuali spostamenti residui al termine dell'azione sismica allo SLD debbono essere compatibili con la funzionalità della costruzione.

Le eventuali connessioni, strutturali e non, particolarmente quelle degli impianti, fra la struttura isolata e il terreno o le parti di strutture non isolate, devono assorbire gli spostamenti relativi corrispondenti allo SLD senza subire alcun danno o limitazione d'uso.

### 7.10.6.2 Verifiche agli stati limite ultimi

#### 7.10.6.2.1 Verifiche allo SLV

Lo SLV della sottostruttura e della sovrastruttura deve essere verificato con i valori di  $\gamma_M$  utilizzati per le costruzioni non isolate.

Gli elementi della sottostruttura devono essere verificati rispetto alle sollecitazioni ottenute direttamente dall'analisi, quando il modello include anche la sottostruttura. In caso contrario, essi devono essere verificati rispetto alle sollecitazioni prodotte dalle forze trasmesse dal sistema d'isolamento combinate con le sollecitazioni prodotte dalle accelerazioni del terreno direttamente applicate alla sottostruttura. Nel caso in cui la sottostruttura possa essere assunta infinitamente rigida (periodo proprio inferiore a 0,05s) le forze d'inerzia direttamente applicate ad essa possono essere assunte pari al prodotto delle masse della sottostruttura per l'accelerazione del terreno  $a_g$ . La combinazione delle sollecitazioni può essere effettuata mediante la regola della radice quadrata della somma dei quadrati.

Le condizioni di resistenza degli elementi strutturali della sovrastruttura possono essere soddisfatte considerando gli effetti dell'azione sismica divisi del fattore  $q = 1,50$  combinati con le altre azioni secondo le regole del § 3.2.4.

Nelle condizioni di massima sollecitazione le parti dei dispositivi non impegnate nella funzione dissipativa devono rimanere in campo elastico, nel rispetto delle norme relative ai materiali di cui sono costituite, e comunque con un coefficiente di sicurezza almeno pari a 1,5.

Nelle costruzioni di classe d'uso IV, le eventuali connessioni, strutturali e non, particolarmente quelle degli impianti, fra la struttura isolata e il terreno o le parti di strutture non isolate devono assorbire gli spostamenti relativi previsti dal calcolo, senza danni.

#### 7.10.6.2.2 Verifiche allo SLC

I dispositivi del sistema d'isolamento debbono essere in grado di sostenere, senza rotture, gli spostamenti  $d_2$ , valutati per un terremoto avente probabilità di superamento pari a quella prevista per lo SLC. Nel caso di sistemi a comportamento non lineare, allo spostamento ottenuto con l'azione sismica detta, occorre aggiungere il maggiore tra lo spostamento residuo allo SLD e il 50% dello spostamento corrispondente all'annullamento della forza, seguendo il ramo di scarico a partire dal punto di massimo spostamento raggiunto allo SLD.

In tutte le costruzioni, le connessioni del gas e di altri impianti pericolosi che attraversano i giunti di separazione debbono essere progettate per consentire gli spostamenti relativi della sovrastruttura isolata, con lo stesso livello di sicurezza adottato per il progetto del sistema d'isolamento.

#### 7.10.7 ASPETTI COSTRUTTIVI, MANUTENZIONE, SOSTITUIBILITA'

Nell'ambito del progetto si deve redigere un piano di qualità riguardante sia la progettazione dei dispositivi, che la costruzione, la messa in opera, la manutenzione e le relative verifiche analitiche e sperimentali. I documenti di progetto devono indicare i dettagli, le dimensioni e le prescrizioni sulla qualità, come pure eventuali dispositivi di tipo speciale e le tolleranze concernenti la messa in opera. Elementi di elevata importanza, che richiedano particolari controlli durante le fasi di costruzione e messa in opera, devono essere indicati negli elaborati grafici di progetto, insieme alle procedure di controllo da adottare.

Il piano di qualità deve prevedere, inoltre, la descrizione delle modalità di installazione dei dispositivi durante la fase di costruzione dell'opera da isolare, nonché il programma dei controlli periodici, degli interventi di manutenzione e di sostituzione, durante la vita nominale della struttura, la cui durata deve essere specificata nei documenti di progetto.

Ai fini della durabilità sono rilevanti le differenti proprietà di invecchiamento degli elastomeri (gomme) e dei polimeri termoplastici (teflon), l'azione degradante esercitata dall'ossigeno atmosferico sulle superfici degli elementi di acciaio, le caratteristiche fisiche e chimiche degli adesivi, utilizzati per incollare le lamiere di acciaio alla gomma, e quelle dei polimeri organici del silicio a catena lineare (oli e grassi siliconici), utilizzati nei dispositivi viscosi.

Ai fini della qualità della posa in opera, gli isolatori devono essere installati da personale specializzato, sulla base di un disegno planimetrico recante le coordinate e la quota di ciascun dispositivo, l'entità e la prerogativa degli eventuali dispositivi mobili a rotolamento, le dimensioni delle eventuali nicchie predisposte nei getti di calcestruzzo per accogliere staffe o perni di ancoraggio, le caratteristiche delle malte di spianamento e di sigillatura.

Ai fini della sostituzione degli isolatori, il progetto delle strutture deve prevedere la possibilità di trasferire temporaneamente i carichi verticali dalla sovrastruttura alla sottostruttura per il tramite di martinetti oleodinamici, adiacenti all'isolatore da sostituire. A tale scopo il progetto delle strutture può prevedere nicchie per l'inserimento dei martinetti tra la sottostruttura e la sovrastruttura ovvero altre disposizioni costruttive equivalenti.

Anche i percorsi, che consentono al personale addetto di raggiungere e di ispezionare gli isolatori, devono essere previsti e riportati sul progetto esecutivo delle strutture portanti e su quello delle eventuali murature di tamponamento, in modo da garantire l'accessibilità al dispositivo da tutti i lati.

Le risultanze delle visite periodiche di controllo devono essere annotate su un apposito documento, che deve essere conservato con il progetto della struttura isolata durante l'intera vita di utilizzazione della costruzione.

#### 7.10.8 ACCORGIMENTI SPECIFICI IN FASE DI COLLAUDO

Il collaudo statico deve essere effettuato in corso d'opera; al riguardo si segnala che di fondamentale importanza è il controllo della posa in opera dei dispositivi, nel rispetto delle tolleranze e delle modalità di posa prescritte dal progetto, nonché la verifica della completa separazione tra sottostruttura e sovrastruttura e tra quest'ultima ed altre strutture adiacenti, con il rigoroso rispetto delle distanze di separazione previste in progetto.

Il collaudatore può disporre l'esecuzione di speciali prove per la caratterizzazione dinamica del sistema di isolamento atte a verificare, nei riguardi di azioni di tipo sismico, che le caratteristiche della costruzione corrispondano a quelle attese.

#### 7.11 OPERE E SISTEMI GEOTECNICI

Le presenti norme disciplinano la progettazione e la verifica delle opere e dei sistemi geotecnici di cui al § 6.1.1 soggetti ad azioni sismiche, nonché i requisiti cui devono soddisfare i siti di costruzione e i terreni interagenti con le opere in presenza di tali azioni.

In aggiunta alle prescrizioni contenute nel presente paragrafo, le opere e i sistemi geotecnici devono soddisfare le prescrizioni contenute nel Cap. 6, relative alle combinazioni di carico non sismico.

##### 7.11.1 REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE

Sotto l'effetto dell'azione sismica di progetto, definita al Cap. 3, le opere e i sistemi geotecnici devono rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio definiti al § 3.2.1, con i requisiti di sicurezza indicati nel § 7.1.



Le verifiche agli stati limite ultimi devono essere effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e impiegando i parametri geotecnici e le resistenze di progetto, con i valori dei coefficienti parziali indicati nel Cap. 6.

#### 7.11.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA AI FINI SISMICI

Le indagini geotecniche devono essere predisposte dal progettista in presenza di un quadro geologico adeguatamente definito, che comprenda i principali caratteri tettonici e litologici, nonché l'eventuale preesistenza di fenomeni di instabilità del territorio. Le indagini devono comprendere l'accertamento degli elementi che, unitamente agli effetti topografici, influenzano la propagazione delle onde sismiche, quali le condizioni stratigrafiche e la presenza di un substrato rigido o di una formazione ad esso assimilabile.

La caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e la scelta dei più appropriati mezzi e procedure d'indagine devono essere effettuate tenendo conto della tipologia del sistema geotecnico e del metodo di analisi adottato nelle verifiche.

Nel caso di opere per le quali si preveda l'impiego di metodi d'analisi avanzata, è opportuna anche l'esecuzione di prove cicliche e dinamiche di laboratorio, quando sia tecnicamente possibile il prelievo di campioni indisturbati. In ogni caso, la caratterizzazione geotecnica dei terreni deve consentire almeno la classificazione del sottosuolo secondo i criteri esposti nel § 3.2.2.

Nella caratterizzazione geotecnica è necessario valutare la dipendenza della rigidezza e dello smorzamento dal livello deformativo.

Nelle analisi di stabilità in condizioni post-sismiche si deve tener conto della riduzione di resistenza al taglio indotta dal decadimento delle caratteristiche di resistenza per degradazione dei terreni e dall'eventuale accumulo di pressioni interstiziali che può verificarsi nei terreni saturi.

Nei terreni saturi si assumono generalmente condizioni di drenaggio impedito. In tal caso, nelle analisi condotte in termini di tensioni efficaci, la resistenza al taglio è esprimibile mediante la relazione

$$\tau_f = c' + (\sigma'_n - \Delta u) \tan \varphi' \quad (7.11.11)$$

dove  $\sigma'_n$  la tensione efficace iniziale normale alla giacitura di rottura,  $\Delta u$  è l'eventuale sovrappressione interstiziale generata dal sisma e i parametri  $c'$  e  $\varphi'$  tengono conto della degradazione dei terreni per effetto della storia ciclica di sollecitazione.

Nei terreni a grana fina, le analisi possono essere condotte in termini di tensioni totali esprimendo la resistenza al taglio mediante la resistenza non drenata, valutata in condizioni di sollecitazione ciclica

$$\tau_f = c_{u,c} \quad (7.11.2)$$

dove  $c_{u,c}$  include gli effetti di degradazione dei terreni.

#### 7.11.3 RISPOSTA SISMICA E STABILITA' DEL SITO

##### 7.11.3.1 Risposta sismica locale

Il moto generato da un terremoto in un sito dipende dalle particolari condizioni locali, cioè dalle caratteristiche topografiche e stratigrafiche dei depositi di terreno e degli ammassi rocciosi e dalle proprietà fisiche e meccaniche dei materiali che li costituiscono. Alla scala della singola opera o del singolo sistema geotecnico, la risposta sismica locale consente di definire le modifiche che un segnale sismico subisce, a causa dei fattori anzidetti, rispetto a quello di un sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (sottosuolo di categoria A, definito al § 3.2.2).

##### 7.11.3.2 Amplificazione stratigrafica

L'influenza del profilo stratigrafico sulla risposta sismica locale può essere valutata in prima approssimazione con riferimento alle categorie di sottosuolo di cui al § 3.2.2. Il moto sismico alla superficie di un sito, associato a ciascuna categoria di sottosuolo, è definito mediante l'accelerazione massima ( $a_{max}$ ) attesa in superficie ed una forma spettrale ancorata ad essa. Il valore di  $a_{max}$  può essere ricavato dalla relazione  $a_{max} = S_s \cdot a_g$  dove  $a_g$  è l'accelerazione massima su sito di riferimento rigido ed  $S_s$  è il coefficiente di amplificazione stratigrafica.

Per categorie speciali di sottosuolo (Tab. 3.2.III), per determinati sistemi geotecnici o se si intende aumentare il grado di accuratezza nella previsione dei fenomeni di amplificazione, le azioni sismiche da considerare nella progettazione possono essere determinate

mediante specifiche analisi di risposta sismica locale. Queste analisi presuppongono un'adeguata conoscenza delle proprietà geotecniche dei terreni, da determinare mediante specifiche indagini e prove.

Nelle analisi di risposta sismica locale, l'azione sismica di ingresso è descritta in termini di storia temporale dell'accelerazione su di un sito di riferimento rigido ed affiorante con superficie topografica orizzontale (sottosuolo tipo A). Per quanto riguarda la scelta degli accelerogrammi di ingresso, si rimanda al § 3.2.3.6.

#### 7.11.3.3 Amplificazione topografica

Per la progettazione o la verifica di opere e sistemi geotecnici realizzati su versanti e per l'analisi delle condizioni di stabilità dei pendii, la valutazione dell'amplificazione topografica può essere effettuata mediante analisi di risposta sismica locale o utilizzando il coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$ . Il parametro  $S_T$  deve essere applicato nel caso di configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, di altezza superiore a 30 m.

Gli effetti topografici possono essere trascurati per pendii con inclinazione media inferiore a  $15^\circ$ , altrimenti si applicano i criteri indicati nel § 3.2.2.

#### 7.11.3.4 Stabilità nei confronti della liquefazione

##### 7.11.3.4.1 Generalità

Il sito presso il quale è ubicato il manufatto deve essere stabile nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate.

Se il terreno risulta suscettibile di liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulle condizioni di stabilità di pendii o manufatti, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazione.

In assenza di interventi di miglioramento del terreno, l'impiego di fondazioni profonde richiede comunque la valutazione della riduzione della capacità portante e degli incrementi delle sollecitazioni indotti nei pali.

##### 7.11.3.4.2 Esclusione della verifica a liquefazione

La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. eventi sismici attesi di magnitudo  $M$  inferiore a 5;
2. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di  $0,1 g$ ;
3. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N_1)_{60} > 30$  oppure  $q_{c1N} > 180$  dove  $(N_1)_{60}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e  $q_{c1N}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
5. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c < 3,5$  ed in Figura 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c > 3,5$ .

Scarica il file

Figura 7.11.1 - Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione

Quando le condizioni 1 e 2 non risultino soddisfatte, le indagini geotecniche devono essere finalizzate almeno alla determinazione dei parametri necessari per la verifica delle condizioni 3, 4 e 5.

#### 7.11.3.4.3 Metodologie di analisi

Quando nessuna delle condizioni del § 7.11.3.4.2 risulti soddisfatta e il terreno di fondazione comprenda strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda, occorre valutare il coefficiente di sicurezza alla liquefazione alle profondità in cui sono presenti i terreni potenzialmente liquefacibili.

Salvo utilizzare procedure di analisi avanzate, la verifica può essere effettuata con metodologie di tipo storico-empirico in cui il coefficiente di sicurezza viene definito dal rapporto tra la resistenza disponibile alla liquefazione e la sollecitazione indotta dal terremoto di progetto. La resistenza alla liquefazione può essere valutata sulla base dei risultati di prove in sito o di prove cicliche di laboratorio. La sollecitazione indotta dall'azione sismica è stimata attraverso la conoscenza dell'accelerazione massima attesa alla profondità di interesse.

L'adeguatezza del margine di sicurezza nei confronti della liquefazione deve essere valutata e motivata dal progettista.

#### 7.11.3.5 Stabilità dei pendii

La realizzazione di strutture o infrastrutture su versanti o in prossimità del piede o della sommità di pendii naturali richiede la preventiva verifica delle condizioni di stabilità, affinché prima, durante e dopo il sisma la resistenza del sistema sia superiore alle azioni ovvero gli spostamenti permanenti indotti dal sisma siano di entità tale da non pregiudicare le condizioni di sicurezza o di funzionalità delle strutture o infrastrutture medesime.

##### 7.11.3.5.1 Azione sismica

L'azione sismica di progetto da assumere nelle analisi di stabilità deve essere determinata in accordo ai criteri esposti nel § 3.2.3.

Nel caso di pendii con inclinazione maggiore di 15° e altezza maggiore di 30 m, l'azione sismica di progetto deve essere opportunamente incrementata o attraverso un coefficiente di amplificazione topografica (vedi §§ 3.2.2 e 3.2.3) o in base ai risultati di una specifica analisi bidimensionale della risposta sismica locale, con la quale si valutano anche gli effetti di amplificazione stratigrafica.

In generale l'amplificazione tende a decrescere sotto la superficie del pendio. Pertanto, gli effetti topografici tendono a essere massimi lungo le creste di dorsali e rilievi, ma si riducono sensibilmente in frane con superfici di scorrimento profonde. In tali situazioni, nelle analisi pseudostatiche gli effetti di amplificazione topografica possono essere trascurati ( $S_T = 1$ ).

##### 7.11.3.5.2 Metodi di analisi

L'analisi delle condizioni di stabilità dei pendii in condizioni sismiche può essere eseguita mediante metodi pseudostatici, metodi degli spostamenti e metodi di analisi dinamica.

Nelle analisi si deve tenere conto dei comportamenti di tipo fragile, che si manifestano nei terreni a grana fina sovraconsolidati e nei terreni a grana grossa addensati con una riduzione della resistenza al taglio al crescere delle deformazioni. Inoltre, si deve tener conto dei possibili incrementi di pressione interstiziale indotti in condizioni sismiche nei terreni saturi. Nei metodi pseudostatici l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso  $W$  del volume di terreno potenzialmente instabile. Tale forza dipende dalle caratteristiche del moto sismico atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza. Nelle verifiche allo stato limite ultimo, in mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come  $F_h = k_h \cdot W$  ed  $F_v = k_v \cdot W$ , con  $k_h$  e  $k_v$  rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

$$k_h = \beta_s \cdot a_{max} / g \quad (7.11.3)$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h \quad (7.11.4)$$

dove

$\beta_s$  = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

$a_{max}$  = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

$g$  = accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata con la relazione

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g. \quad (7.11.5)$$

dove

$S$  = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica ( $S_s$ ) e dell'amplificazione topografica ( $S_T$ ), di cui al § 3.2.3.2;

$a_g$  = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I valori di  $\beta_s$  sono riportati nella Tab. 7.11.1.

La condizione di stato limite deve essere valutata con riferimento ai valori caratteristici dei parametri geotecnici e riferita alla superficie di scorrimento critica, caratterizzata dal minore margine di sicurezza. L'adeguatezza del margine di sicurezza nei confronti della stabilità del pendio deve essere valutata e motivata dal progettista.

In terreni saturi e in siti con accelerazione orizzontale massima attesa  $a_{\max} > 0,15 \cdot g$ , nell'analisi statica delle condizioni successive al sisma si deve tenere conto della possibile riduzione della resistenza al taglio per incremento delle pressioni interstiziali o per decadimento delle caratteristiche di resistenza indotti dalle azioni sismiche.

Nell'analisi di stabilità di frane quiescenti, che possono essere riattivate dall'azione del sisma, si deve fare riferimento ai valori dei parametri di resistenza attinti a grandi deformazioni. L'eventuale incremento di pressione interstiziale indotto dal sisma, da considerare in dipendenza della natura dei terreni, deve considerarsi uniformemente distribuito lungo la superficie di scorrimento critica.

Tabella 7.11.1 - Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	$\beta_s$	$\beta_s$
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Le analisi del comportamento dei pendii in condizioni sismiche possono essere svolte anche mediante il metodo degli spostamenti, in cui la massa di terreno potenzialmente in frana viene assimilata ad un corpo rigido che può muoversi rispetto al terreno stabile lungo una superficie di scorrimento. Il metodo permette la valutazione dello spostamento permanente indotto dal sisma nella massa di terreno potenzialmente instabile.

L'applicazione del metodo richiede che l'azione sismica di progetto sia rappresentata mediante storie temporali delle accelerazioni. Gli accelerogrammi impiegati nelle analisi, in numero non inferiore a 5, devono essere rappresentativi della sismicità del sito e la loro scelta deve essere adeguatamente giustificata (vedi § 3.2.3.6). Non è ammesso l'impiego di accelerogrammi artificiali.

Nel metodo degli spostamenti, la valutazione delle condizioni di stabilità del pendio è effettuata mediante il confronto tra lo spostamento calcolato per il cinemismo di collasso critico e valori limite o di soglia dello spostamento. La scelta dei valori limite di spostamento nei riguardi di condizioni di stato limite ultimo o di servizio deve essere effettuata e opportunamente motivata dal progettista.

Lo studio del comportamento in condizioni sismiche dei pendii può essere effettuato anche impiegando metodi avanzati di analisi dinamica, purché si tenga conto della natura polifase dei terreni e si descriva realisticamente il loro comportamento meccanico in condizioni cicliche. Per questi motivi, il ricorso alle analisi avanzate comporta indagini geotecniche adeguatamente approfondite.

#### 7.11.4 FRONTI DI SCAVO E RILEVATI

Il comportamento in condizioni sismiche dei fronti di scavo e dei rilevati può essere analizzato con gli stessi metodi impiegati per i pendii naturali.

Nelle verifiche di sicurezza si deve controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni impiegando i coefficienti parziali di cui al § 7.11.1. Si deve inoltre tener conto della presenza di manufatti interagenti con l'opera.

#### 7.11.5 FONDAZIONI

##### 7.11.5.1 Regole generali di progettazione

La progettazione delle fondazioni è condotta unitamente alla progettazione dell'opera alla quale appartengono e richiede preliminarmente:

1. la valutazione della sicurezza del sito nei confronti della liquefazione e della stabilità dei pendii, secondo quanto indicato rispettivamente ai §§ 7.11.3.4. e 7.11.3.5;
2. la valutazione della risposta sismica locale del sito, secondo quanto indicato al § 7.11.3.1.

Le analisi di cui al punto (1) devono indicare esplicitamente gli interventi eventualmente necessari a garantire la stabilità del sito; le analisi di cui al punto (2) devono consentire di motivare la scelta dell'azione sismica adottata nella progettazione dell'intera opera.

Per le azioni trasmesse in fondazione, nonché per i requisiti e i criteri di modellazione della stessa, si rinvia ai precedenti §§ 7.2.5 e 7.2.6.

##### 7.11.5.2 Indagini e modello geotecnico

Il modello geotecnico del sottosuolo da utilizzare nelle verifiche deve essere definito mediante l'interpretazione dei risultati di indagini e prove definite dal progettista ed eseguite con specifico riferimento alle scelte tipologiche del sistema di fondazione adottato per l'opera in progetto, tenendo conto di quanto riportato al Cap. 3 della presente norma.

##### 7.11.5.3 Verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU) e allo Stato Limite di Danno (SLD)

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali e su pali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa. Devono essere considerati almeno gli stessi stati limite ultimi di cui ai §§ 6.4.2.1 e 6.4.3.1.

Le verifiche allo stato limite ultimo di fondazioni superficiali e su pali sono condotte con i due approcci indicati nel Cap. 6, con le prescrizioni di cui al § 7.11.1.

Nelle verifiche di fondazioni su pali, effettuate con l'Approccio 1 Combinazione 2, si deve fare riferimento ai coefficienti R3 di cui alle Tabelle 6.4.II e 6.4.VI.

Per le fondazioni miste di cui al § 6.4.3, si deve fare riferimento al solo approccio 2.

Nelle verifiche si deve tener conto delle pressioni interstiziali preesistenti e di quelle eventualmente indotte dal moto sismico.

##### 7.11.5.3.1 Fondazioni superficiali

La sicurezza del complesso fondazione-terreno deve essere verificata nei confronti del collasso per carico limite e per scorrimento, nel rispetto della condizione (6.2.1). Per tutte le verifiche, la procedura adottata per il calcolo della resistenza deve essere congruente con quella adottata per il calcolo delle azioni. Più precisamente, la resistenza può essere valutata con approcci di tipo pseudostatico se la determinazione delle azioni discende da un'analisi pseudo-statica o di dinamica modale.

Stato Limite Ultimo di collasso per carico limite

Le azioni derivano dall'analisi della struttura in elevazione come specificato al § 7.2.5. Le resistenze sono i corrispondenti valori limite che producono il collasso del complesso fondazione-terreno; esse sono valutabili mediante l'estensione di procedure classiche al caso di azione sismica, tenendo anche conto dell'effetto dell'inclinazione e dell'eccentricità delle azioni in fondazione.

Stato Limite Ultimo per collasso per scorrimento sul piano di posa

Per azione si intende il valore della forza agente parallelamente al piano di scorrimento, per resistenza si intende la risultante delle tensioni tangenziali limite sullo stesso piano, sommata, in casi particolari, alla risultante delle tensioni limite agenti sulle superfici laterali della fondazione.

Specificamente, si tiene conto della resistenza lungo le superfici laterali nel caso di contatto diretto fondazione-terreno in scavi a sezione obbligata o di contatto diretto fondazione-calcestruzzo o fondazione-acciaio in scavi sostenuti da paratie o palancole. In tali casi, il progettista deve indicare l'aliquota della resistenza lungo le superfici laterali che intende portare in conto, da giustificare con considerazioni relative alle caratteristiche meccaniche dei terreni ed ai criteri costruttivi dell'opera.

Stato Limite di Danno

In aggiunta all'analisi della sicurezza del complesso fondazione-terreno rispetto allo stato limite ultimo, devono essere condotte verifiche nei confronti dello stato limite di danno. In particolare, devono essere valutati gli spostamenti permanenti indotti dal sisma, verificando che essi siano accettabili per la fondazione e siano compatibili con la funzionalità dell'intera opera.

#### 7.11.5.3.2 Fondazioni su pali

Stati Limite Ultimi

Le fondazioni su pali devono essere verificate agli stati limite ultimi sotto l'azione del moto sismico di riferimento.

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si devono prendere in considerazione tutti gli stati limite rilevanti e almeno i seguenti:

- collasso per carico limite verticale del complesso pali-terreno;
- collasso per carico limite orizzontale del complesso pali-terreno;
- liquefazione del terreno di fondazione;
- spostamenti o rotazioni eccessive che possano indurre il raggiungimento di uno stato limite ultimo nella struttura in elevazione;
- rottura di uno degli elementi strutturali della palificata (pali o struttura di collegamento).

Le verifiche nei confronti del collasso per carico limite (verticale e orizzontale) consistono nel raffronto tra le azioni (forza assiale e forza trasversale sul palo) e le corrispondenti resistenze, nel rispetto della condizione (6.2.1) e con le prescrizioni di cui al § 7.11.1.

Le azioni trasmesse in fondazione sono determinate, in accordo con quanto riportato al § 7.2.5, dalla corrispondente analisi della struttura in elevazione sotto la combinazione di carico sismico per stato limite ultimo.

La valutazione delle resistenze del complesso pali-terreno soggetto all'azione verticale e trasversale deve essere effettuata nel rispetto delle indicazioni di cui ai §§ 7.11.2 e 7.11.5.2, tenendo conto di eventuali riduzioni di resistenza dei terreni per effetto dell'azione sismica.

Nelle verifiche condotte in termini di tensioni efficaci in terreni saturi si deve tenere conto degli eventuali incrementi di pressione interstiziale indotti dal moto sismico e, in particolare, si deve trascurare il contributo alla resistenza di eventuali strati di terreno suscettibili di liquefazione.

Nelle verifiche nei confronti del collasso per carico limite trasversale si deve porre particolare attenzione alla caratterizzazione geotecnica degli strati di terreno più superficiali.

In presenza di moto sismico, nei pali si sviluppano sollecitazioni dovute sia alle forze inerziali trasmesse dalla sovrastruttura (interazione inerziale) sia all'interazione tra palo e terreno (interazione cinematica).

E' opportuno che i momenti flettenti dovuti all'interazione cinematica siano valutati per le costruzioni di classe d'uso III e IV, per sottosuoli di tipo D o peggiori, in siti a sismicità media o alta ( $a_g > 0,25g$ ) e in presenza di elevati contrasti di rigidità al contatto fra strati contigui di terreno.

Le analisi per la valutazione delle sollecitazioni e degli spostamenti dei pali (dovute alle azioni inerziali e all'interazione cinematica) devono tener conto della rigidità flessionale del palo e della dipendenza della rigidità del terreno dallo stato tensionale e deformativo.

Per le fondazioni miste, di cui al § 6.4.3, l'interazione fra il terreno, i pali e la struttura di collegamento deve essere studiata con appropriate modellazioni, allo scopo di pervenire alla determinazione dell'aliquota dell'azione di progetto trasferita al terreno direttamente dalla struttura di collegamento e dell'aliquota trasmessa ai pali. Nei casi in cui l'interazione sia considerata non significativa o, comunque, si ometta la relativa analisi, le verifiche SLU e SLD devono essere condotte con riferimento ai soli pali. Nei casi in cui si consideri significativa tale interazione e si svolga la relativa analisi, le verifiche SLU e SLD devono soddisfare quanto riportato ai §§ 6.4.3.4 e 6.4.3.5, ove le azioni e le resistenze di progetto ivi menzionate sono da intendersi determinate secondo quanto specificato nel presente capitolo 7.

#### Stato Limite di Danno

In aggiunta all'analisi della sicurezza delle fondazioni su pali rispetto agli stati limite ultimi, devono essere condotte verifiche nei confronti degli stati limite di danno. In particolare, gli spostamenti permanenti indotti dal sisma non devono alterare significativamente la resistenza della fondazione e devono essere compatibili con la funzionalità dell'opera.

#### 7.11.6 OPERE DI SOSTEGNO

##### 7.11.6.1 Requisiti generali

La sicurezza delle opere di sostegno deve essere garantita prima, durante e dopo il terremoto di progetto.

Sono ammissibili spostamenti permanenti indotti dal sisma che non alterino significativamente la resistenza dell'opera e che siano compatibili con la sua funzione e con quella di eventuali strutture o infrastrutture interagenti con essa.

Le indagini geotecniche devono avere estensione tale da consentire la caratterizzazione dei terreni che interagiscono direttamente con l'opera e di quelli che determinano la risposta sismica locale.

L'analisi sismica delle opere di sostegno deve considerare quei fattori che ne influenzino significativamente il comportamento.

E' comunque necessario portare in conto i seguenti aspetti:

- effetti inerziali nel terreno, nelle strutture di sostegno e negli eventuali carichi aggiuntivi presenti;
- comportamento anelastico e non lineare del terreno;
- effetto della distribuzione delle pressioni interstiziali, se presenti, sulle azioni scambiate fra il terreno e l'opera di sostegno;
- condizioni di drenaggio;
- influenza degli spostamenti dell'opera sulla mobilitazione delle condizioni di equilibrio limite.

E' ammesso l'uso dei metodi pseudostatici, come specificato nei successivi §§ 7.11.6.2.1 e 7.11.6.3.1.

Gli stati limite ultimi delle opere di sostegno si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono le opere stesse. Devono essere considerati almeno gli stessi stati limite ultimi di cui ai §§ 6.5.3.1.1, 6.5.3.1.2 e 6.6.2.

## 7.11.6.2 Muri di sostegno

I sistemi di drenaggio a tergo della struttura devono essere in grado di tollerare gli spostamenti transitori e permanenti indotti dal sisma, senza che sia pregiudicata la loro funzionalità.

Si deve verificare preliminarmente l'esistenza di un adeguato margine di sicurezza a liquefazione dei terreni interagenti con il muro.

## 7.11.6.2.1 Metodi di analisi

A meno di analisi dinamiche avanzate, l'analisi della sicurezza dei muri di sostegno in condizioni sismiche può essere eseguita mediante i metodi pseudostatici e i metodi degli spostamenti.

L'analisi pseudostatica si effettua mediante i metodi dell'equilibrio limite. Il modello di calcolo deve comprendere l'opera di sostegno, il cuneo di terreno a tergo dell'opera, che si suppone in stato di equilibrio limite attivo (se la struttura può spostarsi), e gli eventuali sovraccarichi agenti sul cuneo suddetto.

Nell'analisi pseudostatica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$  possono essere valutati mediante le espressioni

$$k_h = \beta_m \cdot a_{\max} / g \quad (7.11.6)$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h \quad (7.11.7)$$

dove

$a_{\max}$  = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

$g$  = accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g \quad (7.11.8)$$

dove

$S$  = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica ( $S_S$ ) e dell'amplificazione topografica ( $S_T$ ), di cui al § 3.2.3.2;

$a_g$  = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Nella precedente espressione, il coefficiente  $\beta_m$  assume i valori riportati nella Tab. 7.11.II.

Per muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente  $\beta_m$  assume valore unitario.

Nel caso di muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, si può assumere che l'incremento di spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica. Negli altri casi, in assenza di specifici studi si deve assumere che tale incremento sia applicato a metà altezza del muro.

Tabella 7.11.II - Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	$\beta_m$ 0,31	$\beta_m$ 0,31
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,29	0,24



$a_g(g) \leq 0,1$ 

0,20

0,18

Per opere particolari con terrapieno in falda, quali le opere marittime, si devono distinguere due differenti condizioni:

- permeabilità del terreno bassa ( $k < 5 \cdot 10^{-4}$  m/s), in cui l'acqua interstiziale si muove insieme allo scheletro solido;
- permeabilità del terreno elevata ( $k > 5 \cdot 10^{-4}$  m/s), in cui l'acqua interstiziale si muove rispetto allo scheletro solido.

Nel primo caso, per la valutazione dell'azione inerziale il terreno può essere trattato come un mezzo monofase.

Nel secondo caso, gli effetti indotti dall'azione sismica sullo scheletro solido e sull'acqua devono essere valutati separatamente (analisi disaccoppiata).

In presenza di acqua libera contro la parete esterna del muro, si deve tenere conto dell'effetto idrodinamico indotto dal sisma, valutando le escursioni (positiva e negativa) della pressione dell'acqua rispetto a quella idrostatica.

La verifica nei confronti del collasso per scorrimento può essere eseguita anche con il metodo degli spostamenti (§ 7.11.3.5.2). In tal caso, la valutazione delle condizioni di sicurezza è effettuata mediante il confronto tra lo spostamento calcolato e il valore limite o di soglia dello spostamento. La scelta dei valori limite di spostamento deve essere effettuata e opportunamente motivata dal progettista.

#### 7.11.6.2.2 Verifiche di sicurezza

I muri di sostegno devono soddisfare le condizioni di stabilità globale con i metodi di analisi di cui al § 7.11.3.5 e le verifiche di sicurezza delle fondazioni di cui al § 7.11.5. In tali verifiche, si richiede il rispetto della condizione (6.2.1) con le prescrizioni di cui al § 7.11.1.

Le azioni da considerare nelle analisi di sicurezza delle fondazioni sono fornite dalla spinta esercitata dal terrapieno, dalle azioni gravitazionali permanenti e dalle azioni inerziali agenti nel muro, nel terreno e negli eventuali sovraccarichi.

In aggiunta all'analisi della sicurezza nei confronti dello stato limite ultimo, devono essere condotte verifiche nei confronti dello stato limite di danno. In particolare, gli spostamenti permanenti indotti dal sisma devono essere compatibili con la funzionalità dell'opera e con quella di eventuali strutture o infrastrutture interagenti con essa.

#### 7.11.6.3 Paratie

##### 7.11.6.3.1 Metodi pseudostatici

Nei metodi pseudostatici l'azione sismica è definita mediante un'accelerazione equivalente costante nello spazio e nel tempo.

Le componenti orizzontale e verticale  $a_h$  e  $a_v$  dell'accelerazione equivalente devono essere ricavate in funzione delle proprietà del moto sismico atteso nel volume di terreno significativo per l'opera e della capacità dell'opera di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

In mancanza di studi specifici,  $a_h$  può essere legata all'accelerazione di picco  $a_{max}$  attesa nel volume di terreno significativo per l'opera mediante la relazione:

$$a_h = k_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max} \quad (7.11.9)$$

dove  $g$  è l'accelerazione di gravità,  $k_h$  è il coefficiente sismico in direzione orizzontale,  $\alpha \leq 1$  è un coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera e  $\beta \leq 1$  è un coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza.

Per le paratie si può porre  $a_v = 0$ .

L'accelerazione di picco  $a_{max}$  è valutata mediante un'analisi di risposta sismica locale, ovvero come

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g \quad (7.11.10)$$

dove  $S_S$  è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica ( $S_S$ ) e dell'amplificazione topografica ( $S_T$ ), di cui al § 3.2.3.2, ed  $a_g$  è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Il valore del coefficiente  $\alpha$  può essere ricavato a partire dall'altezza complessiva  $H$  della paratia e dalla categoria di sottosuolo mediante il diagramma di Figura 7.11.2.

Per la valutazione della spinta nelle condizioni di equilibrio limite passivo deve porsi  $\alpha = 1$ .

Il valore del coefficiente  $\beta$  può essere ricavato dal diagramma di Figura 7.11.3, in funzione del massimo spostamento  $u_s$  che l'opera può tollerare senza riduzioni di resistenza.

Per  $u_s = 0$  è  $\beta = 1$ . Deve comunque risultare:

$$u_s \leq 0,005 \cdot H \quad (7.11.11)$$

Se  $\alpha \cdot \beta \leq 0,2$  deve assumersi  $k_h = 0,2 \cdot a_{\max}/g$ .

Possono inoltre essere trascurati gli effetti inerziali sulle masse che costituiscono la paratia.

E' necessario verificare che il sito, per effetto del terremoto di progetto, non sia suscettibile di liquefazione. In caso contrario occorre predisporre le misure necessarie perché non si verifichi tale fenomeno.

Per valori dell'angolo d'attrito tra terreno e parete  $\delta > \varphi/2$ , ai fini della valutazione della resistenza passiva è necessario tener conto della non planarità delle superfici di scorrimento.

#### 7.11.6.3.2 Verifiche di sicurezza

Per le paratie devono essere soddisfatte le condizioni di sicurezza rispetto ai possibili cinatismi di collasso verificando il rispetto della condizione (6.2.1) con le prescrizioni di cui al § 7.11.1.

Nelle verifiche, per azioni si intendono le risultanti delle spinte a tergo della paratia e per resistenze si intendono le risultanti delle spinte a valle della paratia e le reazioni dei sistemi di vincolo.

Scarica il file

Figura 7.11.2 - Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità  $\alpha$

Scarica il file

Figura 7.11.3 - Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento  $\beta$

#### 7.11.6.4 Sistemi di vincolo

Gli elementi di contrasto sollecitati a compressione (puntuoni) devono essere dimensionati in maniera che l'instabilità geometrica si produca per forze assiali maggiori di quelle che provocano il raggiungimento della resistenza a compressione del materiale di cui sono composti. In caso contrario si deve porre  $\beta = 1$ .

Nel caso di strutture ancorate, ai fini del posizionamento della fondazione dell'ancoraggio si deve tenere presente che, per effetto del sisma, la potenziale superficie di scorrimento dei cunei di spinta presenta un'inclinazione sull'orizzontale minore di quella relativa al caso statico. Detta  $L_s$  la lunghezza libera dell'ancoraggio in condizioni statiche, la corrispondente lunghezza libera in condizioni sismiche  $L_e$  può essere ottenuta mediante la relazione:

$$L_e = L_s (1 + 1,5 \cdot a_{\max} / g) \quad (7.11.12)$$

dove  $a_{\max}$  è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito.

Gli elementi di ancoraggio devono avere resistenza e lunghezza tali da assicurare l'equilibrio dell'opera prima, durante e dopo l'evento sismico.

Si deve inoltre accertare che il terreno sia in grado di fornire la resistenza necessaria per il funzionamento dell'ancoraggio durante il terremoto di riferimento e che sia mantenuto un margine di sicurezza adeguato nei confronti della liquefazione.

#### 7.11.6.4.1 Verifiche di sicurezza

Per i sistemi di vincolo devono essere verificate le condizioni di sicurezza. In particolare, per gli ancoraggi, in aggiunta alle verifiche strutturali, deve essere soddisfatta la verifica di sicurezza allo sfilamento della fondazione. In tale verifica, si richiede il rispetto della condizione (6.2.1) con le prescrizioni di cui al § 7.11.1, intendendo per azione il valore della forza agente nell'ancoraggio e per resistenza la risultante delle tensioni tangenziali limite sulla superficie laterale della fondazione dell'ancoraggio.

---

(7)  $T_1$  è il modo di vibrare principale nella direzione in esame, quale definito nel § 7.3.3.2.

(8) Per volume significativo di terreno si intende la parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla costruzione del manufatto e che influenza il manufatto stesso.

(9) La resistenza effettiva è la somma dei tagli nelle colonne e nelle pareti compatibili con la resistenza a presso flessione e a taglio dei medesimi elementi.

(10) Una parete è un elemento strutturale di supporto per altri elementi che ha una sezione trasversale caratterizzata da un rapporto tra dimensione massima e minima in pianta superiore a 4. Si definisce parete di forma composta l'insieme di pareti semplici collegate in modo da formare sezioni a L, T, U, I, ecc. Una parete accoppiata consiste di due o più pareti singole collegate tra loro da travi duttili («travi di accoppiamento») distribuite in modo regolare lungo l'altezza. Ai fini della determinazione del fattore di struttura  $q$  una parete si definisce accoppiata quando è verificata la condizione che il momento totale alla base prodotto dalle azioni orizzontali è equilibrato, per almeno il 20%, dalla coppia prodotta dagli sforzi verticali indotti nelle pareti dalla azione sismica.

(11) Non appartengono a questa categoria i telai ad un piano con i pilastri collegati in sommità lungo entrambe le direzioni principali dell'edificio e per i quali la forza assiale non eccede il 30% della resistenza a compressione della sola sezione di calcestruzzo.

(12) Quando  $\alpha = 1$  i momenti flettenti alle due estremità sono uguali e nell'elemento di connessione si formano due cerniere plastiche.

(13) Le strutture che si muovono con il terreno non subiscono amplificazione dell'accelerazione del suolo. Esse sono caratterizzate da periodi naturali di vibrazione in direzione orizzontale molto bassi ( $T \leq 0,03$  s). Appartengono a questa categoria le spalle connesse, mediante collegamenti flessibili, all'impalcato.

(14) Punto così sostituito dall'art. 1, comma 1, D.M. 15 novembre 2011, a decorrere dal 19 dicembre 2011, ai sensi di quanto disposto dall'art. 2, comma 1 del medesimo D.M. 15 novembre 2011.

---

## Norme tecniche - 8. COSTRUZIONI ESISTENTI

### 8.1 OGGETTO

Il presente capitolo definisce i criteri generali per la valutazione della sicurezza e per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo degli interventi sulle costruzioni esistenti.

E' definita costruzione esistente quella che abbia, alla data della redazione della valutazione di sicurezza e/o del progetto di intervento, la struttura completamente realizzata.

### 8.2 CRITERI GENERALI

Per quanto non diversamente specificato nel presente capitolo, le disposizioni di carattere generale contenute negli altri capitoli della presente norma costituiscono il riferimento anche per le costruzioni esistenti.

Nel caso di interventi non dichiaratamente strutturali (impiantistici, di redistribuzione degli spazi, ecc.) dovrà essere valutata la loro possibile interazione con gli SLU e gli SLE della struttura o parti di essa.

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi su costruzioni esistenti devono tenere conto dei seguenti aspetti:

- la costruzione riflette lo stato delle conoscenze al tempo della sua realizzazione;

- possono essere insiti e non palesi difetti di impostazione e di realizzazione;
- la costruzione può essere stata soggetta ad azioni, anche eccezionali, i cui effetti non siano completamente manifesti;
- le strutture possono presentare degrado e/o modificazioni significative rispetto alla situazione originaria.

Nella definizione dei modelli strutturali, si dovrà, inoltre, tenere conto che:

- la geometria e i dettagli costruttivi sono definiti e la loro conoscenza dipende solo dalla documentazione disponibile e dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive;
- la conoscenza delle proprietà meccaniche dei materiali non risente delle incertezze legate alla produzione e posa in opera ma solo della omogeneità dei materiali stessi all'interno della costruzione, del livello di approfondimento delle indagini conoscitive e dell'affidabilità delle stesse;
- i carichi permanenti sono definiti e la loro conoscenza dipende dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive.

Si dovrà prevedere l'impiego di metodi di analisi e di verifica dipendenti dalla completezza e dall'affidabilità dell'informazione disponibile e l'uso, nelle verifiche di sicurezza, di adeguati «fattori di confidenza», che modificano i parametri di capacità in funzione del livello di conoscenza relativo a geometria, dettagli costruttivi e materiali.

### 8.3 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguiti con riferimento ai soli SLU; nel caso in cui si effettui la verifica anche nei confronti degli SLE i relativi livelli di prestazione possono essere stabiliti dal Progettista di concerto con il Committente.

Le Verifiche agli SLU possono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) o, in alternativa, alla condizione di collasso (SLC).

Le costruzioni esistenti devono essere sottoposte a valutazione della sicurezza quando ricorra anche una delle seguenti situazioni:

- riduzione evidente della capacità resistente e/o deformativa della struttura o di alcune sue parti dovuta ad azioni ambientali (sisma, vento, neve e temperatura), significativo degrado e decadimento delle caratteristiche meccaniche dei materiali, azioni eccezionali (urti, incendi, esplosioni), situazioni di funzionamento ed uso anomalo, deformazioni significative imposte da cedimenti del terreno di fondazione;
- provati gravi errori di progetto o di costruzione;
- cambio della destinazione d'uso della costruzione o di parti di essa, con variazione significativa dei carichi variabili e/o della classe d'uso della costruzione;
- interventi non dichiaratamente strutturali, qualora essi interagiscano, anche solo in parte, con elementi aventi funzione strutturale e, in modo consistente, ne riducano la capacità o ne modifichino la rigidità.

Qualora le circostanze di cui ai punti precedenti riguardino porzioni limitate della costruzione, la valutazione della sicurezza potrà essere limitata agli elementi interessati e a quelli con essi interagenti, tenendo presente la loro funzione nel complesso strutturale.

La valutazione della sicurezza deve permettere di stabilire se:

- l'uso della costruzione possa continuare senza interventi;
- l'uso debba essere modificato (declassamento, cambio di destinazione e/o imposizione di limitazioni e/o cautele nell'uso);
- sia necessario procedere ad aumentare o ripristinare la capacità portante.

La valutazione della sicurezza dovrà effettuarsi ogni qual volta si eseguano gli interventi strutturali di cui al punto 8.4, e dovrà determinare il livello di sicurezza prima e dopo l'intervento.

Il Progettista dovrà esplicitare, in un'apposita relazione, i livelli di sicurezza attuali o raggiunti con l'intervento e le eventuali conseguenti limitazioni da imporre nell'uso della costruzione.

#### 8.4 CLASSIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI

Si individuano le seguenti categorie di intervento:

- interventi di adeguamento atti a conseguire i livelli di sicurezza previsti dalle presenti norme;
- interventi di miglioramento atti ad aumentare la sicurezza strutturale esistente, pur senza necessariamente raggiungere i livelli richiesti dalle presenti norme;
- riparazioni o interventi locali che interessino elementi isolati, e che comunque comportino un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti.

Gli interventi di adeguamento e miglioramento devono essere sottoposti a collaudo statico.

Per i beni di interesse culturale in zone dichiarate a rischio sismico, ai sensi del comma 4 dell'*art. 29 del D.lgs. 22 gennaio 2004, n. 42* «Codice dei beni culturali e del paesaggio», è in ogni caso possibile limitarsi ad interventi di miglioramento effettuando la relativa valutazione della sicurezza.

##### 8.4.1 INTERVENTO DI ADEGUAMENTO

E' fatto obbligo di procedere alla valutazione della sicurezza e, qualora necessario, all'adeguamento della costruzione, a chiunque intenda:

- a) sopraelevare la costruzione;
- b) ampliare la costruzione mediante opere strutturalmente connesse alla costruzione;
- c) apportare variazioni di classe e/o di destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali in fondazione superiori al 10%; resta comunque fermo l'obbligo di procedere alla verifica locale delle singole parti e/o elementi della struttura, anche se interessano porzioni limitate della costruzione;
- d) effettuare interventi strutturali volti a trasformare la costruzione mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un organismo edilizio diverso dal precedente.

In ogni caso, il progetto dovrà essere riferito all'intera costruzione e dovrà riportare le verifiche dell'intera struttura post-intervento, secondo le indicazioni del presente capitolo.

Una variazione dell'altezza dell'edificio, per la realizzazione di cordoli sommitali, sempre che resti immutato il numero di piani, non è considerata sopraelevazione o ampliamento, ai sensi dei punti a) e b). In tal caso non è necessario procedere all'adeguamento, salvo che non ricorrano le condizioni di cui ai precedenti punti c) o d).

##### 8.4.2 INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO

Rientrano negli interventi di miglioramento tutti gli interventi che siano comunque finalizzati ad accrescere la capacità di resistenza delle strutture esistenti alle azioni considerate.

E' possibile eseguire interventi di miglioramento nei casi in cui non ricorrano le condizioni specificate al paragrafo 8.4.1.

Il progetto e la valutazione della sicurezza dovranno essere estesi a tutte le parti della struttura potenzialmente interessate da modifiche di comportamento, nonché alla struttura nel suo insieme.

### 8.4.3 RIPARAZIONE O INTERVENTO LOCALE

In generale, gli interventi di questo tipo riguarderanno singole parti e/o elementi della struttura e interesseranno porzioni limitate della costruzione. Il progetto e la valutazione della sicurezza potranno essere riferiti alle sole parti e/o elementi interessati e documentare che, rispetto alla configurazione precedente al danno, al degrado o alla variante, non siano prodotte sostanziali modifiche al comportamento delle altre parti e della struttura nel suo insieme e che gli interventi comportino un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti.

La relazione di cui al par. 8.2 che, in questi casi, potrà essere limitata alle sole parti interessate dall'intervento ed a quelle con esse interagenti, dovrà documentare le carenze strutturali riscontrate, risolte e/o persistenti, ed indicare le eventuali conseguenti limitazioni all'uso della costruzione.

### 8.5 PROCEDURE PER LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA E LA REDAZIONE DEI PROGETTI

Nelle costruzioni esistenti le situazioni concretamente riscontrabili sono le più diverse ed è quindi impossibile prevedere regole specifiche per tutti i casi. Di conseguenza, il modello per la valutazione della sicurezza dovrà essere definito e giustificato dal Progettista, caso per caso, in relazione al comportamento strutturale attendibile della costruzione, tenendo conto delle indicazioni generali di seguito esposte.

#### 8.5.1 ANALISI STORICO-CRITICA

Ai fini di una corretta individuazione del sistema strutturale esistente e del suo stato di sollecitazione è importante ricostruire il processo di realizzazione e le successive modificazioni subite nel tempo dal manufatto, nonché gli eventi che lo hanno interessato.

#### 8.5.2 RILIEVO

Il rilievo geometrico-strutturale dovrà essere riferito sia alla geometria complessiva dell'organismo che a quella degli elementi costruttivi, comprendendo i rapporti con le eventuali strutture in aderenza. Nel rilievo dovranno essere rappresentate le modificazioni intervenute nel tempo, come desunte dall'analisi storico-critica.

Il rilievo deve individuare l'organismo resistente della costruzione, tenendo anche presente la qualità e lo stato di conservazione dei materiali e degli elementi costitutivi.

Dovranno altresì essere rilevati i dissesti, in atto o stabilizzati, ponendo particolare attenzione all'individuazione dei quadri fessurativi e dei meccanismi di danno.

#### 8.5.3 CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI

Per conseguire un'adeguata conoscenza delle caratteristiche dei materiali e del loro degrado, ci si baserà su documentazione già disponibile, su verifiche visive in situ e su indagini sperimentali. Le indagini dovranno essere motivate, per tipo e quantità, dal loro effettivo uso nelle verifiche; nel caso di beni culturali e nel recupero di centri storici, dovrà esserne considerato l'impatto in termini di conservazione del bene. I valori delle resistenze meccaniche dei materiali vengono valutati sulla base delle prove effettuate sulla struttura e prescindono dalle classi discretizzate previste nelle norme per le nuove costruzioni.

#### 8.5.4 LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA

Sulla base degli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive sopra riportate, saranno individuati i «livelli di conoscenza» dei diversi parametri coinvolti nel modello (geometria, dettagli costruttivi e materiali), e definiti i correlati fattori di confidenza, da utilizzare come ulteriori coefficienti parziali di sicurezza che tengono conto delle carenze nella conoscenza dei parametri del modello.

#### 8.5.5 AZIONI

I valori delle azioni e le loro combinazioni da considerare nel calcolo, sia per la valutazione della sicurezza sia per il progetto degli interventi, sono quelle definite dalla presente norma per le nuove costruzioni, salvo quanto di seguito precisato.

Per i carichi permanenti, un accurato rilievo geometrico-strutturale e dei materiali potrà consentire di adottare coefficienti parziali modificati, assegnando valori di  $\gamma_G$  adeguatamente motivati. Nei casi per i quali è previsto l'adeguamento, i valori di calcolo delle altre azioni saranno quelli previsti dalla presente norma.

## 8.6 MATERIALI

Gli interventi sulle strutture esistenti devono essere effettuati con i materiali previsti dalle presenti norme; possono altresì essere utilizzati materiali non tradizionali, purché nel rispetto di normative e documenti di comprovata validità, ovvero quelli elencati al cap. 12.

Nel caso di edifici in muratura è possibile effettuare riparazioni locali o integrazioni con materiale analogo a quello impiegato originariamente nella costruzione, purché durevole e di idonee caratteristiche meccaniche.

## 8.7 VALUTAZIONE E PROGETTAZIONE IN PRESENZA DI AZIONI SISMICHE

Nella valutazione della sicurezza o nella progettazione di interventi sulle costruzioni esistenti soggette ad azioni sismiche, particolare attenzione sarà posta agli aspetti che riguardano la duttilità. Si dovranno quindi assumere le informazioni necessarie a valutare se i dettagli costruttivi, i materiali utilizzati e i meccanismi resistenti siano in grado di continuare a sostenere cicli di sollecitazioni o deformazioni anche dopo il superamento delle soglie di plasticizzazione o di frattura.

### 8.7.1 COSTRUZIONI IN MURATURA

Nelle costruzioni esistenti in muratura soggette ad azioni sismiche, particolarmente negli edifici, si possono manifestare meccanismi locali e meccanismi d'insieme. I meccanismi locali interessano singoli pannelli murari o più ampie porzioni della costruzione, e sono favoriti dall'assenza o scarsa efficacia dei collegamenti tra pareti e orizzontamenti e negli incroci murari. I meccanismi globali sono quelli che interessano l'intera costruzione e impegnano i pannelli murari prevalentemente nel loro piano.

La sicurezza della costruzione deve essere valutata nei confronti di entrambi i tipi di meccanismo.

Per l'analisi sismica dei meccanismi locali si può far ricorso ai metodi dell'analisi limite dell'equilibrio delle strutture murarie, tenendo conto, anche se in forma approssimata, della resistenza a compressione, della tessitura muraria, della qualità della connessione tra le pareti murarie, della presenza di catene e tiranti. Con tali metodi è possibile valutare la capacità sismica in termini di resistenza (applicando un opportuno fattore di struttura) o di spostamento (determinando l'andamento dell'azione orizzontale che la struttura è progressivamente in grado di sopportare all'evolversi del meccanismo).

L'analisi sismica globale deve considerare, per quanto possibile, il sistema strutturale reale della costruzione, con particolare attenzione alla rigidità e resistenza dei solai, e all'efficacia dei collegamenti degli elementi strutturali. Nel caso di muratura irregolare, la resistenza a taglio di calcolo per azioni nel piano di un pannello in muratura potrà essere calcolata facendo ricorso a formulazioni alternative rispetto a quelle adottate per opere nuove, purché di comprovata validità.

In presenza di edifici in aggregato, contigui, a contatto od interconnessi con edifici adiacenti, i metodi di verifica di uso generale per gli edifici di nuova costruzione possono non essere adeguati. Nell'analisi di un edificio facente parte di un aggregato edilizio occorre tenere conto delle possibili interazioni derivanti dalla contiguità strutturale con gli edifici adiacenti. A tal fine dovrà essere individuata l'unità strutturale (US) oggetto di studio, evidenziando le azioni che su di essa possono derivare dalle unità strutturali contigue.

L'US dovrà avere continuità da cielo a terra per quanto riguarda il flusso dei carichi verticali e, di norma, sarà delimitata o da spazi aperti, o da giunti strutturali, o da edifici contigui strutturalmente ma, almeno tipologicamente, diversi. Oltre a quanto normalmente previsto per gli edifici non disposti in aggregato, dovranno essere valutati gli effetti di: spinte non contrastate causate da orizzontamenti sfalsati di quota sulle pareti in comune con le US adiacenti, meccanismi locali derivanti da prospetti non allineati, US adiacenti di differente altezza.

L'analisi globale di una singola unità strutturale assume spesso un significato convenzionale e perciò può utilizzare metodologie semplificate. La verifica di una US dotata di solai sufficientemente rigidi può essere svolta, anche per edifici con più di due piani, mediante l'analisi statica non lineare, analizzando e verificando separatamente ciascun interpiano dell'edificio, e trascurando la variazione della forza assiale nei maschi murari dovuta all'effetto dell'azione sismica. Con l'esclusione di unità strutturali d'angolo o di testata, così come di parti di edificio non vincolate o non aderenti su alcun lato ad altre unità strutturali, l'analisi potrà anche essere svolta trascurando gli effetti torsionali, nell'ipotesi che i solai possano unicamente traslare nella direzione considerata dell'azione sismica. Nel caso invece di US d'angolo o di testata è comunque ammesso il ricorso ad analisi semplificate, purché si tenga conto di possibili effetti torsionali e dell'azione aggiuntiva trasferita dalle US adiacenti applicando opportuni coefficienti maggiorativi delle azioni orizzontali.

Qualora i solai dell'edificio siano flessibili si potrà procedere all'analisi delle singole pareti o dei sistemi di pareti complanari, ciascuna parete essendo soggetta ai carichi verticali di competenza ed alle corrispondenti azioni del sisma nella direzione parallela alla parete.

#### 8.7.2 COSTRUZIONI IN CEMENTO ARMATO O IN ACCIAIO

Nelle costruzioni esistenti in cemento armato o in acciaio soggette ad azioni sismiche viene attivata la capacità di elementi e meccanismi resistenti, che possono essere «duttili» o «fragili».

I meccanismi duttili possono essere attivati in maniera diffusa su tutta la costruzione, oppure in maniera non uniforme, ad esempio localizzandosi in alcune parti critiche o su un unico piano. La plasticizzazione di un elemento o l'attivazione di un meccanismo duttile in genere non comportano il collasso della struttura.

I meccanismi fragili possono localizzarsi in qualsiasi punto della struttura e possono determinare il collasso dell'intera struttura.

L'analisi sismica globale deve utilizzare, per quanto possibile, metodi di analisi che consentano di valutare in maniera appropriata sia la resistenza che la duttilità disponibile. L'impiego di metodi di calcolo lineari richiede da parte del progettista un'opportuna definizione del fattore di struttura in relazione alle caratteristiche meccaniche globali e locali della struttura in esame.

I meccanismi «duttili» si verificano controllando che la domanda non superi la corrispondente capacità in termini di deformazione. I meccanismi «fragili» si verificano controllando che la domanda non superi la corrispondente capacità in termini di resistenza.

Per il calcolo della capacità di elementi/meccanismi duttili o fragili si impiegano le proprietà dei materiali esistenti, determinate secondo le modalità indicate al punto 8.5.3, divise per i fattori di confidenza in relazione al livello di conoscenza raggiunto.

Per il calcolo della capacità di resistenza degli elementi fragili primari, le resistenze dei materiali si dividono per i corrispondenti coefficienti parziali e per i fattori di confidenza in relazione al livello di conoscenza raggiunto.

Per i materiali nuovi o aggiunti si impiegano le proprietà nominali.

#### 8.7.3 EDIFICI MISTI

Alcune tipologie di edifici esistenti possono essere classificate come miste. Situazioni ricorrenti sono:

- edifici i cui muri perimetrali siano in muratura portante e la struttura verticale interna sia rappresentata da pilastri (per esempio, in c.a. o acciaio);
- edifici in muratura che abbiano subito sopraelevazioni, il cui sistema strutturale sia, per esempio, in c.a. o acciaio, o edifici in c.a. o acciaio sopraelevati in muratura;
- edifici che abbiano subito ampliamenti in pianta, il cui il sistema strutturale (per esempio, in c.a. o acciaio) sia interconnesso con quello esistente in muratura.

Per queste situazioni è necessario prevedere modellazioni che tengano in considerazione le particolarità strutturali identificate e l'interazione tra elementi strutturali di diverso materiale e rigidità, ricorrendo, ove necessario, a metodi di analisi non lineare di comprovata validità.

#### 8.7.4 CRITERI E TIPI D'INTERVENTO

Per tutte le tipologie di costruzioni esistenti gli interventi di consolidamento vanno applicati, per quanto possibile, in modo regolare ed uniforme. L'esecuzione di interventi su porzioni limitate dell'edificio va opportunamente valutata e giustificata, considerando la variazione nella distribuzione delle rigidità e delle resistenze e la conseguente eventuale interazione con le parti restanti della struttura. Particolare attenzione deve essere posta alla fase esecutiva degli interventi, in quanto una cattiva esecuzione può peggiorare il comportamento globale delle costruzioni.

La scelta del tipo, della tecnica, dell'entità e dell'urgenza dell'intervento dipende dai risultati della precedente fase di valutazione, dovendo mirare prioritariamente a contrastare lo sviluppo di meccanismi locali e/o di meccanismi fragili e, quindi, a migliorare il comportamento globale della costruzione.



In generale dovranno essere valutati e curati gli aspetti seguenti:

- riparazione di eventuali danni presenti;
- riduzione delle carenze dovute ad errori grossolani;
- miglioramento della capacità deformativa («duttilità») di singoli elementi;
- riduzione delle condizioni che determinano situazioni di forte irregolarità degli edifici, in termini di massa, resistenza e/o rigidezza, anche legate alla presenza di elementi non strutturali;
- riduzione delle masse, anche mediante demolizione parziale o variazione di destinazione d'uso;
- riduzione dell'impegno degli elementi strutturali originari mediante l'introduzione di sistemi d'isolamento o di dissipazione di energia;
- riduzione dell'eccessiva deformabilità degli orizzontamenti;
- miglioramento dei collegamenti degli elementi non strutturali;
- incremento della resistenza degli elementi verticali resistenti, tenendo eventualmente conto di una possibile riduzione della duttilità globale per effetto di rinforzi locali;
- realizzazione, ampliamento, eliminazione di giunti sismici o interposizione di materiali atti ad attenuare gli urti;
- miglioramento del sistema di fondazione, ove necessario.

Interventi su parti non strutturali ed impianti sono necessari quando, in aggiunta a motivi di funzionalità, la loro risposta sismica può mettere a rischio la vita degli occupanti o produrre danni ai beni contenuti nella costruzione. Per il progetto di interventi atti ad assicurare l'integrità di tali parti valgono le prescrizioni fornite nei §§ 7.2.3 e 7.2.4.

Per le strutture in muratura, inoltre, dovranno essere valutati e curati gli aspetti seguenti:

- miglioramento dei collegamenti tra solai e pareti o tra copertura e pareti e fra pareti confluenti in martelli murari ed angolate;
- riduzione ed eliminazione delle spinte non contrastate di coperture, archi e volte;
- rafforzamento delle pareti intorno alle aperture.

Per le strutture in c.a. ed in acciaio si prenderanno in considerazione, valutandone l'eventuale necessità e l'efficacia, anche le tipologie di intervento di seguito esposte o loro combinazioni:

- rinforzo di tutti o parte degli elementi;
- aggiunta di nuovi elementi resistenti, quali pareti in c.a., controventi in acciaio, ecc.;
- eliminazione di eventuali comportamenti a piano «debole»;
- introduzione di un sistema strutturale aggiuntivo in grado di resistere per intero all'azione sismica di progetto;
- eventuale trasformazione di elementi non strutturali in elementi strutturali, come nel caso di incamiciatura in c.a. di pareti in laterizio.

Infine, per le strutture in acciaio, potranno essere valutati e curati gli aspetti seguenti:

- miglioramento della stabilità locale e flesso-torsionale degli elementi e globale della struttura;

- incremento della resistenza dei collegamenti;
- miglioramento dei dettagli costruttivi nelle zone dissipative e nei collegamenti trave-colonna;
- introduzione di indebolimenti locali controllati, finalizzati ad un miglioramento del meccanismo globale di collasso.

#### 8.7.5 PROGETTO DELL'INTERVENTO

Per tutte le tipologie costruttive, il progetto dell'intervento di adeguamento o miglioramento sismico deve comprendere:

- verifica della struttura prima dell'intervento con identificazione delle carenze e del livello di azione sismica per la quale viene raggiunto lo SLU (e SLE se richiesto);
- scelta motivata del tipo di intervento;
- scelta delle tecniche e/o dei materiali;
- dimensionamento preliminare dei rinforzi e degli eventuali elementi strutturali aggiuntivi;
- analisi strutturale considerando le caratteristiche della struttura post-intervento;
- verifica della struttura post-intervento con determinazione del livello di azione sismica per la quale viene raggiunto lo SLU (e SLE se richiesto).

---

### Norme tecniche - 9. COLLAUDO STATICO

#### 9.1 PRESCRIZIONI GENERALI

Il collaudo statico riguarda il giudizio sul comportamento e le prestazioni delle parti dell'opera che svolgono funzione portante.

Il collaudo statico, tranne casi particolari, va eseguito in corso d'opera quando vengono posti in opera elementi strutturali non più ispezionabili, controllabili e collaudabili a seguito del proseguire della costruzione.

Le opere non possono essere poste in esercizio prima dell'effettuazione del collaudo statico.

Il collaudo statico di tutte le opere di ingegneria civile regolamentate dalle presenti norme tecniche, deve comprendere i seguenti adempimenti:

- a) controllo di quanto prescritto per le opere eseguite sia con materiali regolamentati dal *DPR 6 giugno 2001, n. 380*, leggi n. 1086/71 e n. 64/74 sia con materiali diversi;
- b) ispezione dell'opera nelle varie fasi costruttive degli elementi strutturali ove il collaudatore sia nominato in corso d'opera, e dell'opera nel suo complesso, con particolare riguardo alle parti strutturali più importanti.

L'ispezione dell'opera verrà eseguita alla presenza del Direttore dei lavori e del Costruttore, confrontando in contraddittorio il progetto depositato in cantiere con il costruito.

Il Collaudatore controllerà altresì che siano state messe in atto le prescrizioni progettuali e siano stati eseguiti i controlli sperimentali. Quando la costruzione è eseguita in procedura di garanzia di qualità, il Collaudatore deve prendere conoscenza dei contenuti dei documenti di controllo qualità e del registro delle non-conformità;

c) esame dei certificati delle prove sui materiali, articolato:

- nell'accertamento del numero dei prelievi effettuati e della sua conformità alle prescrizioni contenute al Cap. 11 delle presenti norme tecniche;

- nel controllo che i risultati ottenuti delle prove siano compatibili con i criteri di accettazione fissati nel citato Cap. 11;
- d) esame dei certificati di cui ai controlli in stabilimento e nel ciclo produttivo, previsti al Cap. 11;
- e) controllo dei verbali e dei risultati delle eventuali prove di carico fatte eseguire dal Direttore dei lavori.

Il Collaudatore, nell'ambito delle sue responsabilità, dovrà inoltre:

- f) esaminare il progetto dell'opera, l'impostazione generale, della progettazione nei suoi aspetti strutturale e geotecnico, gli schemi di calcolo e le azioni considerate;
- g) esaminare le indagini eseguite nelle fasi di progettazione e costruzione come prescritte nelle presenti norme;
- h) esaminare la relazione a strutture ultimate del Direttore dei lavori, ove richiesta.

Infine, nell'ambito della propria discrezionalità, il Collaudatore potrà richiedere:

- i) di effettuare tutti quegli accertamenti, studi, indagini, sperimentazioni e ricerche utili per formarsi il convincimento della sicurezza, della durabilità e della collaudabilità dell'opera, quali in particolare:

- prove di carico;
- prove sui materiali messi in opera, anche mediante metodi non distruttivi;
- monitoraggio programmato di grandezze significative del comportamento dell'opera da proseguire, eventualmente, anche dopo il collaudo della stessa.

## 9.2 PROVE DI CARICO

Le prove di carico, ove ritenute necessarie dal Collaudatore, dovranno identificare la corrispondenza del comportamento teorico e quello sperimentale. I materiali degli elementi sottoposti a collaudo devono aver raggiunto le resistenze previste per il loro funzionamento finale in esercizio.

Il programma delle prove, stabilito dal Collaudatore, con l'indicazione delle procedure di carico e delle prestazioni attese deve essere sottoposto al Direttore dei lavori per l'attuazione e reso noto al Progettista e al Costruttore.

Le prove di carico si devono svolgere con le modalità indicate dal Collaudatore che se ne assume la piena responsabilità, mentre, per quanto riguarda la loro materiale attuazione, è responsabile il Direttore dei lavori.

Nel collaudo statico si terrà conto di quanto indicato nel Cap. 4 per i vari materiali, inoltre per i ponti di quanto prescritto al § 5.1 per i ponti stradali e al § 5.2 per quelli ferroviari.

Le prove di carico sono prove di comportamento delle opere sotto le azioni di esercizio. Queste devono essere, in generale, tali da indurre le sollecitazioni massime di esercizio per combinazioni caratteristiche (rare). In relazione al tipo della struttura ed alla natura dei carichi le prove possono essere convenientemente protratte nel tempo, ovvero ripetute su più cicli.

Il giudizio sull'esito della prova è responsabilità del Collaudatore.

L'esito della prova va valutato sulla base dei seguenti elementi:

- le deformazioni si accrescano all'incirca proporzionalmente ai carichi;
- nel corso della prova non si siano prodotte fratture, fessurazioni, deformazioni o dissesti che compromettono la sicurezza o la conservazione dell'opera;

- la deformazione residua dopo la prima applicazione del carico massimo non superi una quota parte di quella totale commisurata ai prevedibili assestamenti iniziali di tipo anelastico della struttura oggetto della prova. Nel caso invece che tale limite venga superato, prove di carico successive devono indicare che la struttura tenda ad un comportamento elastico;

- la deformazione elastica risulti non maggiore di quella calcolata.

Le prove statiche, a giudizio del Collaudatore e in relazione all'importanza dell'opera, possono essere integrate da prove dinamiche e prove a rottura su elementi strutturali.

#### 9.2.1 STRUTTURE PREFABBRICATE

In presenza di strutture prefabbricate poste in opera, fermo restando quanto sopra specificato, si devono eseguire controlli atti a verificare la rispondenza dell'opera ai requisiti di progetto; è inoltre fondamentale il preventivo controllo della posa degli elementi prefabbricati e del rispetto del progetto nelle tolleranze e nelle disposizioni delle armature e dei giunti, nonché nella verifica dei dispositivi di vincolo.

#### 9.2.2 PONTI STRADALI

Fermo restando quanto sopra specificato, in particolare si dovrà controllare che le deformazioni sotto i carichi di prova, in termini di abbassamenti, rotazioni, ecc., siano comparabili con quelle previste in progetto e che le eventuali deformazioni residue dopo il primo ciclo di carico, determinate come indicato più sopra, non risultino superiori al 15% di quelle massime misurate, ovvero successive prove di carico dimostrino che le deformazioni residue tendano ad esaurirsi.

Per i ponti a campata multipla, la prova di carico deve essere eseguita su almeno un quinto delle campate, secondo le modalità sopra precisate.

Per le opere di significativa rilevanza, le prove statiche andranno completate da prove dinamiche, che misurino la rispondenza del ponte all'eccitazione dinamica, controllando che il periodo fondamentale sperimentale sia confrontabile con quello previsto in progetto.

#### 9.2.3 PONTI FERROVIARI

Oltre a quanto specificato al precedente § 9.2, le prove di carico dovranno essere effettuate adottando carichi che inducano, di norma, le sollecitazioni di progetto dovute ai carichi mobili verticali nello stato limite di esercizio, in considerazione della disponibilità di mezzi ferroviari ordinari e/o speciali. Le deformazioni residue dopo il primo ciclo di carico, determinate come indicato più sopra, non devono risultare superiori al 15% di quelle massime misurate, ovvero successive prove di carico devono dimostrare che le deformazioni residue tendano ad esaurirsi.

Per i ponti a campata multipla, la prova di carico deve essere eseguita su almeno un quinto delle campate, secondo le modalità precisate nel capoverso precedente.

Per le opere di significativa rilevanza, le prove statiche andranno integrate da prove dinamiche, che misurino la rispondenza del ponte all'eccitazione dinamica, controllando che il periodo fondamentale sperimentale sia confrontabile con quello previsto in progetto.

---

### **Norme tecniche - 10. REDAZIONE DEI PROGETTI STRUTTURALI ESECUTIVI E DELLE RELAZIONI DI CALCOLO**

#### 10.1 CARATTERISTICHE GENERALI

I progetti esecutivi riguardanti le strutture devono essere informati a caratteri di chiarezza espositiva e di completezza nei contenuti e devono inoltre definire compiutamente l'intervento da realizzare. Restano esclusi i piani operativi di cantiere ed i piani di approvvigionamento.

Il progetto deve comprendere i seguenti elaborati:

- Relazione di calcolo strutturale, comprensiva di una descrizione generale dell'opera e dei criteri generali di analisi e verifica.

- Relazione sui materiali.
- Elaborati grafici, particolari costruttivi.
- Piano di manutenzione della parte strutturale dell'opera.
- Relazione sui risultati sperimentali corrispondenti alle indagini specialistiche ritenute necessarie alla realizzazione dell'opera.

Particolare cura andrà posta nello sviluppare le relazioni di calcolo, con riferimento alle analisi svolte con l'ausilio del calcolo automatico, sia ai fini di facilitare l'interpretazione e la verifica dei calcoli, sia ai fini di consentire elaborazioni indipendenti da parte di soggetti diversi dal redattore del documento.

Il progettista resta comunque responsabile dell'intera progettazione strutturale.

Nel caso di analisi e verifica svolte con l'ausilio di codici di calcolo, oltre a quanto sopra specificato, e in particolare oltre alla Relazione generale strutturale, si dovranno seguire le indicazioni fornite in § 10.2.

## 10.2 ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L'AUSILIO DI CODICI DI CALCOLO

Qualora l'analisi strutturale e le relative verifiche siano condotte con l'ausilio di codici di calcolo automatico, il progettista dovrà controllare l'affidabilità dei codici utilizzati e verificare l'attendibilità dei risultati ottenuti, curando nel contempo che la presentazione dei risultati stessi sia tale da garantire la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. In particolare nella Relazione di calcolo si devono fornire le seguenti indicazioni:

- Tipo di analisi svolta

Occorre preliminarmente:

- dichiarare il tipo di analisi strutturale condotta (di tipo statico o dinamico, lineare o non lineare) e le sue motivazioni;
- indicare il metodo adottato per la risoluzione del problema strutturale e le metodologie seguite per la verifica o per il progetto-verifica delle sezioni;
- indicare chiaramente le combinazioni di carico adottate e, nel caso di calcoli non lineari, i percorsi di carico seguiti. In ogni caso va motivato l'impiego delle combinazioni o dei percorsi di carico adottati, in specie con riguardo alla effettiva esaustività delle configurazioni studiate per la struttura in esame.
- Origine e Caratteristiche dei Codici di Calcolo

Occorre indicare con precisione l'origine e le caratteristiche dei codici di calcolo utilizzati riportando titolo, autore, produttore, eventuale distributore, versione, estremi della licenza d'uso o di altra forma di autorizzazione all'uso.

- Affidabilità dei codici utilizzati

Il progettista dovrà esaminare preliminarmente la documentazione a corredo del software per valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. La documentazione, che sarà fornita dal produttore o dal distributore del software, dovrà contenere una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, per i quali dovranno essere forniti i file di input necessari a riprodurre l'elaborazione.

- Validazione dei codici

Nel caso in cui si renda necessaria una validazione indipendente del calcolo strutturale o comunque nel caso di opere di particolare importanza, i calcoli più importanti devono essere eseguiti nuovamente da soggetto diverso da quello originario mediante programmi di calcolo diversi da quelli usati originariamente e ciò al fine di eseguire un effettivo controllo incrociato sui risultati delle elaborazioni.

- Modalità di presentazione dei risultati

La quantità di informazioni che usualmente accompagna l'utilizzo di procedure di calcolo automatico richiede un'attenzione particolare alle modalità di presentazione dei risultati, in modo che questi riassumano, in una sintesi completa ed efficace, il comportamento della struttura per quel particolare tipo di analisi sviluppata.

L'esito di ogni elaborazione deve essere sintetizzato in disegni e schemi grafici contenenti, almeno per le parti più sollecitate della struttura, le configurazioni deformate, la rappresentazione grafica delle principali caratteristiche di sollecitazione o delle componenti degli sforzi, i diagrammi di inviluppo associati alle combinazioni dei carichi considerate, gli schemi grafici con la rappresentazione dei carichi applicati e delle corrispondenti reazioni vincolari.

Di tali grandezze, unitamente ai diagrammi ed agli schemi grafici, vanno chiaramente evidenziati le convenzioni sui segni, i valori numerici e le unità di misura di questi nei punti o nelle sezioni significative ai fini della valutazione del comportamento complessivo della struttura, i valori numerici necessari ai fini delle verifiche di misura della sicurezza.

- Informazioni generali sull'elaborazione

A valle dell'esposizione dei risultati vanno riportate anche informazioni generali riguardanti l'esame ed i controlli svolti sui risultati ed una valutazione complessiva dell'elaborazione dal punto di vista del corretto comportamento del modello.

- Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

Spetta al progettista il compito di sottoporre i risultati delle elaborazioni a controlli che ne comprovino l'attendibilità.

Tale valutazione consisterà nel confronto con i risultati di semplici calcoli, anche di larga massima, eseguiti con metodi tradizionali e adottati, ad esempio, in fase di primo proporzionamento della struttura. Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, valuterà la consistenza delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

Nella relazione devono essere elencati e sinteticamente illustrati i controlli svolti, quali verifiche di equilibrio tra reazioni vincolari e carichi applicati, comparazioni tra i risultati delle analisi e quelli di valutazioni semplificate, ecc.

---

## **Norme tecniche - 11. MATERIALI E PRODOTTI PER USO STRUTTURALE**

### 11.1 GENERALITA'

I materiali ed i prodotti per uso strutturale, utilizzati nelle opere soggette alle presenti norme, devono rispondere ai requisiti indicati nel seguito.

I materiali e prodotti per uso strutturale devono essere:

- identificati univocamente a cura del produttore, secondo le procedure applicabili;
- qualificati sotto la responsabilità del produttore, secondo le procedure applicabili;
- accettati dal Direttore dei lavori mediante acquisizione e verifica della documentazione di qualificazione, nonché mediante eventuali prove sperimentali di accettazione.

In particolare, per quanto attiene l'identificazione e la qualificazione, possono configurarsi i seguenti casi:

A) materiali e prodotti per uso strutturale per i quali sia disponibile una norma europea armonizzata il cui riferimento sia pubblicato su GUUE. Al termine del periodo di coesistenza il loro impiego nelle opere è possibile soltanto se in possesso della Marcatura CE, prevista dalla *Direttiva 89/106/CEE* «Prodotti da costruzione» (CPD), recepita in Italia dal *DPR 21 aprile 1993, n. 246*, così come modificato dal *DPR 10 dicembre 1997, n. 499*;

B) materiali e prodotti per uso strutturale per i quali non sia disponibile una norma armonizzata ovvero la stessa ricada nel periodo di coesistenza, per i quali sia invece prevista la qualificazione con le modalità e le procedure indicate nelle presenti norme. E' fatto salvo il caso in cui, nel periodo di coesistenza della specifica norma armonizzata, il produttore abbia volontariamente optato per la Marcatura CE;

C) materiali e prodotti per uso strutturale innovativi o comunque non citati nel presente capitolo e non ricadenti in una delle tipologie A) o B). In tali casi il produttore potrà pervenire alla Marcatura CE in conformità a Benestare Tecnici Europei (ETA), ovvero, in alternativa, dovrà essere in possesso di un Certificato di Idoneità Tecnica all'Impiego rilasciato dal Servizio Tecnico Centrale sulla base di Linee Guida approvate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Ad eccezione di quelli in possesso di Marcatura CE, possono essere impiegati materiali o prodotti conformi ad altre specifiche tecniche qualora dette specifiche garantiscano un livello di sicurezza equivalente a quello previsto nelle presenti norme. Tale equivalenza sarà accertata attraverso procedure all'uopo stabilite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, sentito lo stesso Consiglio Superiore.

Per i materiali e prodotti recanti la Marcatura CE sarà onere del Direttore dei Lavori, in fase di accettazione, accertarsi del possesso della marcatura stessa e richiedere ad ogni fornitore, per ogni diverso prodotto, il Certificato ovvero Dichiarazione di Conformità alla parte armonizzata della specifica norma europea ovvero allo specifico Benestare Tecnico Europeo, per quanto applicabile. Sarà inoltre onere del Direttore dei Lavori verificare che tali prodotti rientrino nelle tipologie, classi e/o famiglie previsti nella detta documentazione.

Per i prodotti non recanti la Marcatura CE, il Direttore dei Lavori dovrà accertarsi del possesso e del regime di validità dell'Attestato di Qualificazione (caso B) o del Certificato di Idoneità Tecnica all'impiego (caso C) rilasciato dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Il Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici potrà attivare un sistema di vigilanza presso i cantieri e i luoghi di lavorazione per verificare la corretta applicazione delle presenti disposizioni, ai sensi dell'*art. 11 del DPR n. 246/93*.

Le prove su materiali e prodotti, a seconda delle specifiche procedure applicabili, come specificato di volta in volta nel seguito, devono generalmente essere effettuate da:

- a) laboratori di prova notificati ai sensi dell'*art. 18 della Direttiva n. 89/106/CEE*;
- b) laboratori di cui all'*art. 59 del DPR n. 380/2001*;
- c) altri laboratori, dotati di adeguata competenza ed idonee attrezzature, appositamente abilitati dal Servizio Tecnico Centrale.

Qualora si applichino specifiche tecniche europee armonizzate, ai fini della marcatura CE, le attività di certificazione, ispezione e prova dovranno essere eseguite dai soggetti previsti nel relativo sistema di attestazione della conformità.

I produttori di materiali, prodotti o componenti disciplinati nella presente norma devono dotarsi di adeguate procedure di controllo di produzione in fabbrica. Per controllo di produzione nella fabbrica si intende il controllo permanente della produzione, effettuato dal fabbricante. Tutte le procedure e le disposizioni adottate dal fabbricante devono essere documentate sistematicamente ed essere a disposizione di qualsiasi soggetto od ente di controllo che ne abbia titolo.

Il richiamo alle specifiche tecniche europee EN armonizzate, di cui alla *Dir. 89/106/CEE* ed al *DPR 246/93*, contenuto nella presente norma deve intendersi riferito all'ultima versione aggiornata, salvo diversamente specificato. Il richiamo alle specifiche tecniche volontarie EN, UNI e ISO contenute nella presente norma deve intendersi riferito alla data di pubblicazione se indicata, ovvero, laddove non indicata, all'ultima versione aggiornata.

## 11.2 CALCESTRUZZO

Le Norme contenute nel presente paragrafo si applicano al calcestruzzo per usi strutturali, armato e non, normale e precompresso di cui al § 4.1.

### 11.2.1 SPECIFICHE PER IL CALCESTRUZZO

La prescrizione del calcestruzzo all'atto del progetto deve essere caratterizzata almeno mediante la classe di resistenza, la classe di consistenza ed il diametro massimo dell'aggregato. La classe di resistenza è contraddistinta dai valori caratteristici delle resistenze cubica  $R_{ck}$  e cilindrica  $f_{ck}$  a compressione uniassiale, misurate su provini normalizzati e cioè rispettivamente su cilindri di diametro 150 mm e di altezza 300 mm e su cubi di spigolo 150 mm.

Al fine delle verifiche sperimentali i provini prismatici di base 150x150 mm e di altezza 300 mm sono equiparati ai cilindri di cui sopra.

Al fine di ottenere le prestazioni richieste, si dovranno dare indicazioni in merito alla composizione, ai processi di maturazione ed alle procedure di posa in opera, facendo utile riferimento alla norma UNI ENV 13670-1:2001 ed alle Linee Guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo pubblicate dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, nonché dare indicazioni in merito alla composizione della miscela, compresi gli eventuali additivi, tenuto conto anche delle previste classi di esposizione ambientale (di cui, ad esempio, alla norma UNI EN 206-1:2006) e del requisito di durabilità delle opere.

La resistenza caratteristica a compressione è definita come la resistenza per la quale si ha il 5% di probabilità di trovare valori inferiori. Nelle presenti norme la resistenza caratteristica designa quella dedotta da prove su provini come sopra descritti, confezionati e stagionati come specificato al § 11.2.4, eseguite a 28 giorni di maturazione. Si dovrà tener conto degli effetti prodotti da eventuali processi accelerati di maturazione. In tal caso potranno essere indicati altri tempi di maturazione a cui riferire le misure di resistenza ed il corrispondente valore caratteristico.

Il conglomerato per il getto delle strutture di un'opera o di parte di essa si considera omogeneo se confezionato con la stessa miscela e prodotto con medesime procedure.

#### 11.2.2 CONTROLLI DI QUALITA' DEL CALCESTRUZZO

Il calcestruzzo va prodotto in regime di controllo di qualità, con lo scopo di garantire che rispetti le prescrizioni definite in sede di progetto.

Il controllo si articola nelle seguenti fasi:

Valutazione preliminare della resistenza

Serve a determinare, prima dell'inizio della costruzione delle opere, la miscela per produrre il calcestruzzo con la resistenza caratteristica di progetto.

Controllo di produzione

Riguarda il controllo da eseguire sul calcestruzzo durante la produzione del calcestruzzo stesso.

Controllo di accettazione

Riguarda il controllo da eseguire sul calcestruzzo prodotto durante l'esecuzione dell'opera, con prelievo effettuato contestualmente al getto dei relativi elementi strutturali.

Prove complementari

Sono prove che vengono eseguite, ove necessario, a complemento delle prove di accettazione.

Le prove di accettazione e le eventuali prove complementari, sono eseguite e certificate dai laboratori di cui all'*art. 59 del DPR n. 380/2001*.

#### 11.2.3 VALUTAZIONE PRELIMINARE DELLA RESISTENZA

Il costruttore, prima dell'inizio della costruzione di un'opera, deve effettuare idonee prove preliminari di studio, per ciascuna miscela omogenea di calcestruzzo da utilizzare, al fine di ottenere le prestazioni richieste dal progetto.

Il costruttore resta comunque responsabile della qualità del calcestruzzo, che sarà controllata dal Direttore dei Lavori, secondo le procedure di cui al § 11.2.5.

#### 11.2.4 PRELIEVO DEI CAMPIONI



Un prelievo consiste nel prelevare dagli impasti, al momento della posa in opera ed alla presenza del Direttore dei Lavori o di persona di sua fiducia, il calcestruzzo necessario per la confezione di un gruppo di due provini.

La media delle resistenze a compressione dei due provini di un prelievo rappresenta la «Resistenza di prelievo» che costituisce il valore mediante il quale vengono eseguiti i controlli del calcestruzzo.

E' obbligo del Direttore dei Lavori prescrivere ulteriori prelievi rispetto al numero minimo, di cui ai successivi paragrafi, tutte le volte che variazioni di qualità e/o provenienza dei costituenti dell'impasto possano far presumere una variazione di qualità del calcestruzzo stesso, tale da non poter più essere considerato omogeneo.

Per la preparazione, la forma, le dimensioni e la stagionatura dei provini di calcestruzzo vale quanto indicato nelle norme UNI EN 12390-1:2002 e UNI EN 12390-2:2002.

Circa il procedimento da seguire per la determinazione della resistenza a compressione dei provini di calcestruzzo vale quanto indicato nelle norme UNI EN 12390-3:2003 e UNI EN 12390-4:2002.

Circa il procedimento da seguire per la determinazione della massa volumica vale quanto indicato nella norma UNI EN 12390-7:2002.

### 11.2.5 CONTROLLO DI ACCETTAZIONE

Il Direttore dei Lavori ha l'obbligo di eseguire controlli sistematici in corso d'opera per verificare la conformità delle caratteristiche del calcestruzzo messo in opera rispetto a quello stabilito dal progetto e sperimentalmente verificato in sede di valutazione preliminare.

Il controllo di accettazione va eseguito su miscele omogenee e si configura, in funzione del quantitativo di calcestruzzo in accettazione, nel:

- controllo di tipo A di cui al § 11.2.5.1;

- controllo di tipo B di cui al § 11.2.5.2.

Il controllo di accettazione è positivo ed il quantitativo di calcestruzzo accettato se risultano verificate le disuguaglianze di cui alla Tab. 11.2.1 seguente:

Tabella 11.2.1

Controllo di tipo A		Controllo di tipo B
$R_m \geq R_{ck} + 3,5$ (N° prelievi: 3)	$R_1 \geq R_{ck} - 3,5$	$R_m \geq R_{ck} + 1,4 s$ (N° prelievi $\geq 15$ )

Ove:

$R_m$  = resistenza media dei prelievi (N/mm<sup>2</sup>);

$R_1$  = minore valore di resistenza dei prelievi (N/mm<sup>2</sup>);

s = scarto quadratico medio.

#### 11.2.5.1 Controllo di tipo A

Il controllo di tipo A è riferito ad un quantitativo di miscela omogenea non maggiore di 300 m<sup>3</sup>. Ogni controllo di accettazione di tipo A è rappresentato da tre prelievi, ciascuno dei quali eseguito su un massimo di 100 m<sup>3</sup> di getto di miscela omogenea. Risulta quindi un controllo di accettazione ogni 300 m<sup>3</sup> massimo di getto. Per ogni giorno di getto va comunque effettuato almeno un prelievo.

Nelle costruzioni con meno di 100 m<sup>3</sup> di getto di miscela omogenea, fermo restando l'obbligo di almeno 3 prelievi e del rispetto delle limitazioni di cui sopra, è consentito derogare dall'obbligo di prelievo giornaliero.

#### 11.2.5.2 Controllo di tipo B

Nella realizzazione di opere strutturali che richiedano l'impiego di più di 1500 m<sup>3</sup> di miscela omogenea è obbligatorio il controllo di accettazione di tipo statistico (tipo B).

Il controllo è riferito ad una definita miscela omogenea e va eseguito con frequenza non minore di un controllo ogni 1500 m<sup>3</sup> di calcestruzzo.

Per ogni giorno di getto di miscela omogenea va effettuato almeno un prelievo, e complessivamente almeno 15 prelievi sui 1500 m<sup>3</sup>.

Se si eseguono controlli statistici accurati, l'interpretazione dei risultati sperimentali può essere svolta con i metodi completi dell'analisi statistica assumendo anche distribuzioni diverse dalla normale. Si deve individuare la legge di distribuzione più corretta e il valor medio unitamente al coefficiente di variazione (rapporto tra deviazione standard e valore medio). In questo caso la resistenza minima di prelievo  $R_1$  dovrà essere maggiore del valore corrispondente al frattile inferiore 1%.

Per calcestruzzi con coefficiente di variazione ( $s/R_m$ ) superiore a 0,15 occorrono controlli più accurati, integrati con prove complementari di cui al § 11.2.6.

Non sono accettabili calcestruzzi con coefficiente di variazione superiore a 0,3.

#### 11.2.5.3 Prescrizioni comuni per entrambi i criteri di controllo

Il prelievo dei provini per il controllo di accettazione va eseguito alla presenza del Direttore dei Lavori o di un tecnico di sua fiducia che provvede alla redazione di apposito verbale di prelievo e dispone l'identificazione dei provini mediante sigle, etichettature indelebili, ecc.; la certificazione effettuata dal laboratorio prove materiali deve riportare riferimento a tale verbale.

La domanda di prove al laboratorio deve essere sottoscritta dal Direttore dei Lavori e deve contenere precise indicazioni sulla posizione delle strutture interessate da ciascun prelievo.

Le prove non richieste dal Direttore dei Lavori non possono fare parte dell'insieme statistico che serve per la determinazione della resistenza caratteristica del materiale.

Le prove a compressione vanno eseguite conformemente alle norme UNI EN 12390-3:2003.

I certificati di prova emessi dai laboratori devono contenere almeno:

- l'identificazione del laboratorio che rilascia il certificato;
- una identificazione univoca del certificato (numero di serie e data di emissione) e di ciascuna sua pagina, oltre al numero totale di pagine;
- l'identificazione del committente dei lavori in esecuzione e del cantiere di riferimento;
- il nominativo del Direttore dei Lavori che richiede la prova;
- la descrizione, l'identificazione e la data di prelievo dei campioni da provare;
- la data di ricevimento dei campioni e la data di esecuzione delle prove;
- l'identificazione delle specifiche di prova o la descrizione del metodo o procedura adottata, con l'indicazione delle norme di riferimento per l'esecuzione della stessa;
- le dimensioni effettivamente misurate dei campioni provati, dopo eventuale rettifica;
- le modalità di rottura dei campioni;
- la massa volumica del campione;
- i valori di resistenza misurati.

Per gli elementi prefabbricati di serie, realizzati con processo industrializzato, sono valide le specifiche indicazioni di cui al § 11.8.3.1.

L'opera o la parte di opera non conforme ai controlli di accettazione non può essere accettata finché la non conformità non è stata definitivamente rimossa dal costruttore, il quale deve procedere ad una verifica delle caratteristiche del calcestruzzo messo in opera mediante l'impiego di altri mezzi d'indagine, secondo quanto prescritto dal Direttore dei Lavori e conformemente a quanto indicato nel successivo § 11.2.6. Qualora gli ulteriori controlli confermino i risultati ottenuti, si dovrà procedere ad un controllo teorico e/o sperimentale della sicurezza della struttura interessata dal quantitativo di calcestruzzo non conforme, sulla base della resistenza ridotta del calcestruzzo.

Ove ciò non fosse possibile, ovvero i risultati di tale indagine non risultassero soddisfacenti si può dequalificare l'opera, eseguire lavori di consolidamento ovvero demolire l'opera stessa.

I «controlli di accettazione» sono obbligatori ed il collaudatore è tenuto a controllarne la validità, qualitativa e quantitativa; ove ciò non fosse, il collaudatore è tenuto a far eseguire delle prove che attestino le caratteristiche del calcestruzzo, seguendo la medesima procedura che si applica quando non risultino rispettati i limiti fissati dai «controlli di accettazione».

#### 11.2.6 CONTROLLO DELLA RESISTENZA DEL CALCESTRUZZO IN OPERA

Nel caso in cui le resistenze a compressione dei provini prelevati durante il getto non soddisfino i criteri di accettazione della classe di resistenza caratteristica prevista nel progetto, oppure sorgano dubbi sulla qualità e rispondenza del calcestruzzo ai valori di resistenza determinati nel corso della qualificazione della miscela, oppure si renda necessario valutare a posteriori le proprietà di un calcestruzzo precedentemente messo in opera, si può procedere ad una valutazione delle caratteristiche di resistenza attraverso una serie di prove sia distruttive che non distruttive. Tali prove non devono, in ogni caso, intendersi sostitutive dei controlli di accettazione.

Il valor medio della resistenza del calcestruzzo in opera (definita come resistenza strutturale) è in genere inferiore al valor medio della resistenza dei prelievi in fase di getto maturati in condizioni di laboratorio (definita come resistenza potenziale). E' accettabile un valore medio della resistenza strutturale, misurata con tecniche opportune (distruttive e non distruttive) e debitamente trasformata in resistenza cilindrica o cubica, non inferiore all'85% del valore medio definito in fase di progetto. Per la modalità di determinazione della resistenza strutturale si potrà fare utile riferimento alle norme UNI EN 12504-1:2002, UNI EN 12504-2:2001, UNI EN 12504-3:2005, UNI EN 12504-4:2005 nonché alle Linee Guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo pubblicate dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

#### 11.2.7 PROVE COMPLEMENTARI

Sono prove che eventualmente si eseguono al fine di stimare la resistenza del calcestruzzo in corrispondenza a particolari fasi di costruzione (precompressione, messa in opera) o condizioni particolari di utilizzo (temperature eccezionali, ecc.).

Il procedimento di controllo è uguale a quello dei controlli di accettazione.

Tali prove non possono però essere sostitutive dei «controlli di accettazione» che vanno riferiti a provini confezionati e maturati secondo le prescrizioni precedenti.

I risultati di tali prove potranno servire al Direttore dei Lavori od al collaudatore per formulare un giudizio sul calcestruzzo in opera qualora non sia rispettato il «controllo di accettazione».

#### 11.2.8 PRESCRIZIONI RELATIVE AL CALCESTRUZZO CONFEZIONATO CON PROCESSO INDUSTRIALIZZATO

Per calcestruzzo confezionato con processo industrializzato si intende quello prodotto mediante impianti, strutture e tecniche organizzate sia in cantiere che in uno stabilimento esterno al cantiere stesso.

Gli impianti per la produzione con processo industrializzato del calcestruzzo disciplinato dalle presenti norme devono essere idonei ad una produzione costante, disporre di apparecchiature adeguate per il confezionamento, nonché di personale esperto e di attrezzature idonee a provare, valutare e mantenere la qualità del prodotto.

Gli impianti devono dotarsi di un sistema permanente di controllo interno della produzione allo scopo di assicurare che il prodotto risponda ai requisiti previsti dalle presenti norme e che tale rispondenza sia costantemente mantenuta fino all'impiego.

Il sistema di controllo della produzione di calcestruzzo confezionato con processo industrializzato in impianti di un fornitore, predisposto in coerenza con la norma UNI EN ISO 9001:2000, deve fare riferimento alle specifiche indicazioni contenute nelle Linee guida sul calcestruzzo preconfezionato elaborato dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei LL.PP.

Detto sistema di controllo deve essere certificato da organismi terzi indipendenti che operano in coerenza con la norma UNI CEI EN ISO/IEC 17021:2006, autorizzati dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei LL.PP. sulla base dei criteri di cui al *DM 9 maggio 2003, n. 156*.

I documenti che accompagnano ogni fornitura di calcestruzzo confezionato con processo industrializzato devono indicare gli estremi di tale certificazione.

Nel caso in cui l'impianto di produzione industrializzata appartenga al costruttore nell'ambito di uno specifico cantiere, il sistema di gestione della qualità del costruttore, predisposto in coerenza con la norma UNI EN ISO 9001:2000, certificato da un organismo accreditato, deve comprendere l'esistenza e l'applicazione di un sistema di controllo della produzione dell'impianto, conformemente alle specifiche indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo preconfezionato elaborato dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei LL.PP.

Il Direttore dei Lavori, che è tenuto a verificare quanto sopra indicato ed a rifiutare le eventuali forniture provenienti da impianti non conformi, dovrà comunque effettuare le prove di accettazione previste al § 11.2.5 e ricevere, prima dell'inizio della fornitura, copia della certificazione del controllo di processo produttivo.

Per produzioni di calcestruzzo inferiori a 1500 m<sup>3</sup> di miscela omogenea, effettuate direttamente in cantiere, mediante processi di produzione temporanei e non industrializzati, la stessa deve essere confezionata sotto la diretta responsabilità del costruttore. Il Direttore dei Lavori deve avere, prima dell'inizio delle forniture, evidenza documentata dei criteri e delle prove che hanno portato alla determinazione della resistenza caratteristica di ciascuna miscela omogenea di conglomerato, così come indicato al § 11.2.3.

## 11.2.9 COMPONENTI DEL CALCESTRUZZO

### 11.2.9.1 Leganti

Nelle opere oggetto delle presenti norme devono impiegarsi esclusivamente i leganti idraulici previsti dalle disposizioni vigenti in materia, dotati di certificato di conformità - rilasciato da un organismo europeo notificato - ad una norma armonizzata della serie UNI EN 197 ovvero ad uno specifico Benestare Tecnico Europeo (ETA), purché idonei all'impiego previsto nonché, per quanto non in contrasto, conformi alle prescrizioni di cui alla *Legge 26 maggio 1965, n. 595*.

E' escluso l'impiego di cementi alluminosi.

L'impiego dei cementi richiamati all'*art. 1, lettera C della legge 26 maggio 1965, n. 595*, è limitato ai calcestruzzi per sbarramenti di ritenuta.

Per la realizzazione di dighe ed altre simili opere massive dove è richiesto un basso calore di idratazione devono essere utilizzati i cementi speciali con calore di idratazione molto basso conformi alla norma europea armonizzata UNI EN 14216, in possesso di un certificato di conformità rilasciato da un Organismo di Certificazione europeo Notificato.

Qualora il calcestruzzo risulti esposto a condizioni ambientali chimicamente aggressive si devono utilizzare cementi per i quali siano prescritte, da norme armonizzate europee e fino alla disponibilità di esse, da norme nazionali, adeguate proprietà di resistenza ai solfati e/o al dilavamento o ad eventuali altre specifiche azioni aggressive.

### 11.2.9.2 Aggregati

Sono idonei alla produzione di calcestruzzo per uso strutturale gli aggregati ottenuti dalla lavorazione di materiali naturali, artificiali, ovvero provenienti da processi di riciclo conformi alla norma europea armonizzata UNI EN 12620 e, per gli aggregati leggeri, alla norma europea armonizzata UNI EN 13055-1.

Il sistema di attestazione della conformità di tali aggregati, ai sensi del *DPR n. 246/93* è indicato nella seguente Tab. 11.2.II.

Tabella 11.2.II

Specifica Tecnica Europea armonizzata di riferimento	Uso Previsto	Sistema di Attestazione della Conformità
Aggregati per calcestruzzo UNI EN 12620 e UNI EN 13055-1	Calcestruzzo strutturale	2+

E' consentito l'uso di aggregati grossi provenienti da riciclo, secondo i limiti di cui alla Tab. 11.2.III, a condizione che la miscela di calcestruzzo confezionata con aggregati riciclati, venga preliminarmente qualificata e documentata attraverso idonee prove di laboratorio. Per tali aggregati, le prove di controllo di produzione in fabbrica di cui ai prospetti H1, H2 ed H3 dell'annesso ZA della norma europea armonizzata UNI EN 12620, per le parti rilevanti, devono essere effettuate ogni 100 tonnellate di aggregato prodotto e, comunque, negli impianti di riciclo, per ogni giorno di produzione.

Tabella 11.2.III

Origine del materiale da riciclo	Classe del calcestruzzo	percentuale di impiego
Demolizioni di edifici (macerie)	= C8/10	fino al 100%
Demolizioni di solo calcestruzzo e c.a.	≤ C30/37	≤ 30%
	≤ C20/25	fino al 60%
Riutilizzo di calcestruzzo interno negli stabilimenti di prefabbricazione qualificati - da qualsiasi classe	≤ C45/55	fino al 15%
	Stessa classe del calcestruzzo di origine	fino al 5%

Nelle prescrizioni di progetto si potrà fare utile riferimento alle norme UNI 8520-1:2005 e UNI 8520-2:2005 al fine di individuare i requisiti chimico-fisici, aggiuntivi rispetto a quelli fissati per gli aggregati naturali, che gli aggregati riciclati devono rispettare, in funzione della destinazione finale del calcestruzzo e delle sue proprietà prestazionali (meccaniche, di durabilità e pericolosità ambientale, ecc.), nonché quantità percentuali massime di impiego per gli aggregati di riciclo, o classi di resistenza del calcestruzzo, ridotte rispetto a quanto previsto nella tabella sopra esposta.

Per quanto riguarda gli eventuali controlli di accettazione da effettuarsi a cura del Direttore dei Lavori, questi sono finalizzati almeno alla determinazione delle caratteristiche tecniche riportate nella Tab. 11.2.IV. I metodi di prova da utilizzarsi sono quelli indicati nelle Norme Europee Armonizzate citate, in relazione a ciascuna caratteristica.

Tabella 11.2.IV - Controlli di accettazione per aggregati per calcestruzzo strutturale

Caratteristiche tecniche
Descrizione petrografica semplificata
Dimensione dell'aggregato (analisi granulometrica e contenuto dei fini)
Indice di appiattimento
Dimensione per il filler
Forma dell'aggregato grosso (per aggregato proveniente da riciclo)
Resistenza alla frammentazione/frantumazione (per calcestruzzo Rck ≥ C50/60)

Il progetto, nelle apposite prescrizioni, potrà fare utile riferimento alle norme UNI 8520-1:2005 e UNI 8520-2:2005, al fine di individuare i limiti di accettabilità delle caratteristiche tecniche degli aggregati.

### 11.2.9.3 Aggiunte

Nei calcestruzzi è ammesso l'impiego di aggiunte, in particolare di ceneri volanti, loppe granulate d'altoforno e fumi di silice, purché non ne vengano modificate negativamente le caratteristiche prestazionali.

Le ceneri volanti devono soddisfare i requisiti della norma europea armonizzata UNI EN 450-1. Per quanto riguarda l'impiego si potrà fare utile riferimento ai criteri stabiliti dalle norme UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004.

I fumi di silice devono soddisfare i requisiti della norma europea armonizzata UNI EN 13263-1.

### 11.2.9.4 Additivi

Gli additivi devono essere conformi alla norma europea armonizzata UNI EN 934-2.

#### 11.2.9.5 Acqua di impasto

L'acqua di impasto, ivi compresa l'acqua di riciclo, dovrà essere conforme alla norma UNI EN 1008:2003.

#### 11.2.9.6 Miscele preconfezionate di componenti per calcestruzzo

In assenza di specifica norma armonizzata europea, il produttore di miscele preconfezionate di componenti per calcestruzzi, cui sia da aggiungere in cantiere l'acqua di impasto, deve documentare per ogni componente utilizzato la conformità alla relativa norma armonizzata europea.

### 11.2.10 CARATTERISTICHE DEL CALCESTRUZZO

Le caratteristiche del calcestruzzo possono essere desunte, in sede di progettazione, dalle formulazioni indicate nei successivi punti. Per quanto non previsto si potrà fare utile riferimento alla Sez. 3 di UNI EN 1992-1-1.

#### 11.2.10.1 Resistenza a compressione

In sede di progetto si farà riferimento alla resistenza caratteristica a compressione su cubi  $R_{ck}$  così come definita nel § 11.2.1.

Dalla resistenza cubica si passerà a quella cilindrica da utilizzare nelle verifiche mediante l'espressione:

$$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} \quad (11.2.1)$$

Sempre in sede di previsioni progettuali, è possibile passare dal valore caratteristico al valor medio della resistenza cilindrica mediante l'espressione

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad (11.2.2)$$

#### 11.2.10.2 Resistenza a trazione

La resistenza a trazione del calcestruzzo può essere determinata a mezzo di diretta sperimentazione, condotta su provini appositamente confezionati, secondo la norma UNI EN 12390-2:2002, per mezzo delle prove di seguito indicate:

- prove di trazione diretta;
- prove di trazione indiretta: (secondo UNI EN 12390-6:2002 o metodo dimostrato equivalente);
- prove di trazione per flessione: (secondo UNI EN 12390-5:2002 o metodo dimostrato equivalente).

In sede di progettazione si può assumere come resistenza media a trazione semplice (assiale) del calcestruzzo il valore (in N/mm<sup>2</sup>):

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} \text{ per classi } \leq \text{C50/60} \quad (11.2.3a)$$

$$f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln[1+f_{cm}/10] \text{ per classi } > \text{C50/60} \quad (11.2.3b)$$

I valori caratteristici corrispondenti ai frattili 5% e 95% sono assunti, rispettivamente, pari a  $0,7 f_{ctm}$ , ed  $1,3 f_{ctm}$ .

Il valore medio della resistenza a trazione per flessione è assunto, in mancanza di sperimentazione diretta, pari a:

$$f_{ctm} = 1,2 f_{ctm} \quad (11.2.4)$$

#### 11.2.10.3 Modulo elastico

Per modulo elastico istantaneo del calcestruzzo va assunto quello secante tra la tensione nulla e  $0,40 f_{cm}$ , determinato sulla base di apposite prove, da eseguirsi secondo la norma UNI 6556:1976.

In sede di progettazione si può assumere il valore:

$$E_{cm} = 22.000 \cdot [f_{cm}/10]^{0,3} \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad (11.2.5)$$

Tale formula non è applicabile ai calcestruzzi maturati a vapore. Essa non è da considerarsi vincolante nell'interpretazione dei controlli sperimentali delle strutture.

#### 11.2.10.4 Coefficiente di Poisson

Per il coefficiente di Poisson può adottarsi, a seconda dello stato di sollecitazione, un valore compreso tra 0 (calcestruzzo fessurato) e 0,2 (calcestruzzo non fessurato).

#### 11.2.10.5 Coefficiente di dilatazione termica

Il coefficiente di dilatazione termica del calcestruzzo può essere determinato a mezzo di apposite prove, da eseguirsi secondo la norma UNI EN 1770:2000.

In sede di progettazione, o in mancanza di una determinazione sperimentale diretta, per il coefficiente di dilatazione termica del calcestruzzo può assumersi un valor medio pari a  $10 \times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$ , fermo restando che tale quantità dipende significativamente dal tipo di calcestruzzo considerato (rapporto inerti/legante, tipi di inerti, ecc.) e può assumere valori anche sensibilmente diversi da quello indicato.

#### 11.2.10.6 Ritiro

La deformazione assiale per ritiro del calcestruzzo può essere determinata a mezzo di apposite prove, da eseguirsi secondo le norme UNI 6555:1973 e UNI 7086:1972, rispettivamente per calcestruzzi confezionati con inerti aventi dimensioni massime sino a 30 mm, od oltre 30 mm.

In sede di progettazione, e quando non si ricorra ad additivi speciali, il ritiro del calcestruzzo può essere valutato sulla base delle indicazioni di seguito fornite.

La deformazione totale da ritiro si può esprimere come:

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca} \quad (11.2.6)$$

dove:

$\epsilon_{cs}$  è la deformazione totale per ritiro

$\epsilon_{cd}$  è la deformazione per ritiro da essiccamento

$\epsilon_{ca}$  è la deformazione per ritiro autogeno.

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro da essiccamento:

$$\epsilon_{cd,\infty} = k_h \epsilon_{c0} \quad (11.2.7)$$

può essere valutato mediante i valori delle seguenti Tab. 11.2.Va-b in funzione della resistenza caratteristica a compressione, dell'umidità relativa e del parametro  $h_0$ :

Tabella 11.2.Va - Valori di  $\epsilon_{c0}$

$F_{ck}$	Deformazione da ritiro per essiccamento (in) ‰ Umidità Relativa (in%)
----------	--

	20	40	60	80	90	100
20	-0,62	-0,58	-0,49	-0,30	-0,17	+0,00
40	-0,48	-0,46	-0,38	-0,24	-0,13	+0,00
60	-0,38	-0,36	-0,30	-0,19	-0,10	+0,00
80	-0,30	-0,28	-0,24	-0,15	-0,07	+0,00

Tabella 11.2.Vb Valori di  $k_h$ 

$h_0$ (mm)	$k_h$
100	1,0
200	0,85
300	0,75
$\geq 500$	0,70

Per valori intermedi dei parametri indicati è consentita l'interpolazione lineare. Lo sviluppo nel tempo della deformazione  $\epsilon_{cd}$  può essere valutato come:

$$\epsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t - t_s) \cdot \epsilon_{cd,\infty} \quad (11.2.8)$$

dove la funzione di sviluppo temporale assume la forma

$$\beta_{ds}(t-t_s) = (t-t_s) / [(t-t_s) + 0,04 h_0^{3/2}] \quad (11.2.9)$$

in cui:

$t$  è l'età del calcestruzzo nel momento considerato (in giorni)

$t_s$  è l'età del calcestruzzo a partire dalla quale si considera l'effetto del ritiro da essiccamento (normalmente il termine della maturazione, espresso in giorni)

$h_0$  è la dimensione fittizia (in mm) pari al rapporto  $2A_c / u$  essendo

$A_c$  è l'area della sezione in calcestruzzo

$u$  è il perimetro della sezione in calcestruzzo esposto all'aria.

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno  $\epsilon_{ca,\infty}$  può essere valutato mediante l'espressione:

$$\epsilon_{ca,\infty} = -2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \text{ con } f_{ck} \text{ in N/mm}^2 \quad (11.2.10)$$

#### 11.2.10.7 Viscosità

In sede di progettazione, se lo stato tensionale del calcestruzzo, al tempo  $t_0 = j$  di messa in carico, non è superiore a  $0,45 \cdot f_{ckj}$ , il coefficiente di viscosità  $\Phi(\infty, t_0)$ , a tempo infinito, a meno di valutazioni più precise (per es. § 3.1.4 di UNI EN 1992-1-1), può essere dedotto dalle seguenti Tab. 11.2.VI e 11.2.VII dove  $h_0$  è la dimensione fittizia definita in § 11.2.10.6:

Tabella 11.2.VI - Valori di  $\Phi(\infty, t_0)$ . Atmosfera con umidità relativa di circa il 75%

$t_0$	$h_0 \leq 75$ mm	$h_0 = 150$	$h_0 = 300$	$h_0 \geq 600$
3 giorni	3,5	3,2	3,0	2,8
7 giorni	2,9	2,7	2,5	2,3
15 giorni	2,6	2,4	2,2	2,1
30 giorni	2,3	2,1	1,9	1,8
$\geq 60$ giorni	2,0	1,8	1,7	1,6

Tabella 11.2.VII - Valori di  $\Phi(\infty, t_0)$ . Atmosfera con umidità relativa di circa il 55%



$t_0$	$h_0 \leq 75$ mm	$h_0 = 150$	$h_0 = 300$	$h_0 \geq 600$
3 giorni	4,5	4,0	3,6	3,3
7 giorni	3,7	3,3	3,0	2,8
15 giorni	3,3	3,0	2,7	2,5
30 giorni	2,9	2,6	2,3	2,2
$\geq 60$ giorni	2,5	2,3	2,1	1,9

Per valori intermedi è ammessa una interpolazione lineare.

Nel caso in cui sia richiesta una valutazione in tempi diversi da  $t = \infty$  del coefficiente di viscosità questo potrà essere valutato secondo modelli tratti da documenti di comprovata validità.

#### 11.2.11 DURABILITA'

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario o precompresso, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

A tal fine in fase di progetto la prescrizione, valutate opportunamente le condizioni ambientali del sito ove sorgerà la costruzione o quelle di impiego, deve fissare le caratteristiche del calcestruzzo da impiegare (composizione e resistenza meccanica), i valori del copriferro e le regole di maturazione.

Ai fini della valutazione della durabilità, nella formulazione delle prescrizioni sul calcestruzzo, si potranno prescrivere anche prove per la verifica della resistenza alla penetrazione agli agenti aggressivi, ad esempio si può tener conto del grado di impermeabilità del calcestruzzo. A tal fine può essere determinato il valore della profondità di penetrazione dell'acqua in pressione in mm.

Per la prova di determinazione della profondità della penetrazione dell'acqua in pressione nel calcestruzzo indurito vale quanto indicato nella norma UNI EN 12390-8:2002.

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si potrà fare utile riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004.

#### 11.3 ACCIAIO

##### 11.3.1 PRESCRIZIONI COMUNI A TUTTE LE TIPOLOGIE DI ACCIAIO

###### 11.3.1.1 Controlli

Le presenti norme prevedono tre forme di controllo obbligatorie:

- in stabilimento di produzione, da eseguirsi sui lotti di produzione;
- nei centri di trasformazione, da eseguirsi sulle forniture;
- di accettazione in cantiere, da eseguirsi sui lotti di spedizione.

A tale riguardo si definiscono:

**Lotti di produzione:** si riferiscono a produzione continua, ordinata cronologicamente mediante apposizione di contrassegni al prodotto finito (rotolo finito, bobina di trefolo, fascio di barre, ecc.). Un lotto di produzione deve avere valori delle grandezze nominali omogenee (dimensionali, meccaniche, di formazione) e può essere compreso tra 30 e 120 tonnellate.

**Forniture:** sono lotti formati da massimo 90 t, costituiti da prodotti aventi valori delle grandezze nominali omogenee.

**Lotti di spedizione:** sono lotti formati da massimo 30 t, spediti in un'unica volta, costituiti da prodotti aventi valori delle grandezze nominali omogenee.

### 11.3.1.2 Controlli di produzione in stabilimento e procedure di qualificazione

Tutti gli acciai oggetto delle presenti norme, siano essi destinati ad utilizzo come armature per cemento armato ordinario o precompresso o ad utilizzo diretto come carpenterie in strutture metalliche devono essere prodotti con un sistema permanente di controllo interno della produzione in stabilimento che deve assicurare il mantenimento dello stesso livello di affidabilità nella conformità del prodotto finito, indipendentemente dal processo di produzione.

Fatto salvo quanto disposto dalle norme europee armonizzate, ove applicabili, il sistema di gestione della qualità del prodotto che sovrintende al processo di fabbricazione deve essere predisposto in coerenza con la norma UNI EN ISO 9001:2000 e certificato da parte di un organismo terzo indipendente, di adeguata competenza ed organizzazione, che opera in coerenza con le norme UNI CEI EN ISO/IEC 17021:2006.

Ai fini della certificazione del sistema di gestione della qualità del processo produttivo il produttore e l'organismo di certificazione di processo potranno fare utile riferimento alle indicazioni contenute nelle relative norme disponibili UNI EN 10080:2005, della serie UNI EN 10025:2005, UNI EN 10210:2006 e UNI EN 10219:2006.

Quando non sia applicabile la marcatura CE, ai sensi del *DPR n. 246/93* di recepimento della *direttiva 89/106/CEE*, la valutazione della conformità del controllo di produzione in stabilimento e del prodotto finito è effettuata attraverso la procedura di qualificazione di seguito indicata.

Il Servizio Tecnico Centrale della Presidenza del Consiglio Superiore dei lavori pubblici è organismo abilitato al rilascio dell'attestato di qualificazione per gli acciai di cui sopra.

L'inizio della procedura di qualificazione deve essere preventivamente comunicato al Servizio Tecnico Centrale allegando una relazione ove siano riportati:

- 1) elenco e caratteristiche dei prodotti che si intende qualificare (tipo, dimensioni, caratteristiche meccaniche e chimiche, ecc.);
- 2) indicazione dello stabilimento e descrizione degli impianti e dei processi di produzione;
- 3) descrizione dell'organizzazione del controllo interno di qualità con indicazione delle responsabilità aziendali;
- 4) copia della certificazione del sistema di gestione della qualità;
- 5) indicazione dei responsabili aziendali incaricati della firma dei certificati;
- 6) descrizione particolareggiata delle apparecchiature e degli strumenti del Laboratorio interno di stabilimento per il controllo continuo di qualità;
- 7) dichiarazione con la quale si attesti che il servizio di controllo interno della qualità sovrintende ai controlli di produzione ed è indipendente dai servizi di produzione;
- 8) modalità di marchiatura che si intende adottare per l'identificazione del prodotto finito;
- 9) descrizione delle condizioni generali di fabbricazione del prodotto nonché dell'approvvigionamento delle materie prime e del prodotto intermedio (billette, rotoli, vergella, lamiere, laminati, ecc.);
- 10) copia controllata del manuale di qualità aziendale, coerente alla norma UNI EN ISO 9001:2000.

Il Servizio Tecnico Centrale verifica la completezza e congruità della documentazione presentata e procede a una verifica documentale preliminare della idoneità dei processi produttivi e del Sistema di Gestione della Qualità nel suo complesso.

Se tale verifica preliminare ha esito positivo, il Servizio Tecnico Centrale potrà effettuare una verifica ispettiva presso lo stabilimento di produzione.

Il risultato della Verifica Documentale Preliminare unitamente al risultato della Verifica Ispettiva saranno oggetto di successiva valutazione da parte del Servizio Tecnico Centrale per la necessaria ratifica e notifica al produttore. In caso di esito positivo il

Produttore potrà proseguire nella Procedura di Qualificazione del Prodotto. In caso negativo saranno richieste al Produttore le opportune azioni correttive che dovranno essere implementate.

La Procedura di Qualificazione del Prodotto continua con:

- esecuzione delle Prove di Qualificazione a cura di un Laboratorio di cui all'*art. 59 del DPR n. 380/2001* incaricato dal Servizio Tecnico Centrale su proposta del produttore secondo le procedure di cui al § 11.3.1.4;
- invio dei risultati delle prove di qualificazione da sottoporre a giudizio di conformità al Servizio Tecnico Centrale da parte del laboratorio di cui all'*art. 59 del DPR n. 380/2001* incaricato;
- in caso di giudizio positivo il Servizio Tecnico Centrale provvede al rilascio dell'Attestato di Qualificazione al produttore e inserisce il Produttore nel Catalogo Ufficiale dei Prodotti Qualificati che sarà reso pubblicamente disponibile;
- in caso di giudizio negativo, il Produttore può individuare le cause delle non conformità, apportare le opportune azioni correttive, dandone comunicazione sia al Servizio Tecnico Centrale che al Laboratorio incaricato e successivamente ripetere le prove di qualificazione.

Il prodotto può essere immesso sul mercato solo dopo il rilascio dell'Attestato di Qualificazione. La qualificazione ha validità 5 (cinque) anni.

#### 11.3.1.3 Mantenimento e rinnovo della qualificazione

Per il mantenimento della qualificazione i Produttori sono tenuti, con cadenza semestrale entro 60 giorni dalla data di scadenza del semestre di riferimento ad inviare al Servizio Tecnico Centrale:

- 1) dichiarazione attestante la permanenza delle condizioni iniziali di idoneità del processo produttivo, dell'organizzazione del controllo interno di produzione in fabbrica;
- 2) i risultati dei controlli interni eseguiti nel semestre sul prodotto nonché la loro elaborazione statistica con l'indicazione del quantitativo di produzione e del numero delle prove;
- 3) i risultati dei controlli eseguiti nel corso delle prove di verifica periodica della qualità, da parte del laboratorio di cui all'*art. 59 del DPR n. 380/2001* incaricato;
- 4) la documentazione di conformità statistica dei parametri rilevati (di cui ai prospetti relativi agli acciai specifici) nel corso delle prove di cui ai punti 2) e 3). Per la conformità statistica tra i risultati dei controlli interni ed i risultati dei controlli effettuati dal Laboratorio incaricato, devono essere utilizzati metodi statistici di confronto delle varianze e delle medie delle due serie di dati, secondo i procedimenti del controllo della qualità (a tal fine si potrà fare utile riferimento alle norme UNI 6809:1972 e UNI 6806:1972).

Il Produttore deve segnalare al Servizio Tecnico Centrale ogni eventuale modifica al processo produttivo o al sistema di controllo anche temporanea.

Il Servizio Tecnico Centrale esamina la documentazione, ne accerta la conformità ai requisiti previsti nelle presenti norme e rilascia l'Attestato di Conferma della qualificazione.

Ogni sospensione della produzione deve essere tempestivamente comunicata al Servizio Tecnico Centrale indicandone le motivazioni. Qualora la produzione venga sospesa per oltre un anno, la procedura di qualificazione deve essere ripetuta. La sospensione della produzione non esenta gli organismi incaricati dall'effettuare le visite di ispezione periodica della qualità di processo di cui ai §§ 11.3.2.11, 11.3.2.12, 11.3.3.5 e 11.3.4.11.

Il Servizio Tecnico Centrale può effettuare o far effettuare, in qualsiasi momento, al Laboratorio incaricato ulteriori visite ispettive finalizzate all'accertamento della sussistenza dei requisiti previsti per la qualificazione.

Al termine del periodo di validità di 5 (cinque) anni dell'Attestato di Qualificazione il produttore deve chiedere il rinnovo, il Servizio Tecnico Centrale, valutata anche la conformità relativa all'intera documentazione fornita nei 5 (cinque) anni precedenti, rinnoverà la qualificazione.

Il mancato invio della documentazione di cui sopra entro i previsti sessanta giorni ovvero l'accertamento da parte del Servizio Tecnico Centrale di rilevanti non conformità, comporta la sospensione ovvero la decadenza della qualificazione.

#### 11.3.1.4 Identificazione e rintracciabilità dei prodotti qualificati

Ciascun prodotto qualificato deve costantemente essere riconoscibile per quanto concerne le caratteristiche qualitative e riconducibile allo stabilimento di produzione tramite marchiatura indelebile depositata presso il Servizio Tecnico Centrale, dalla quale risulti, in modo inequivocabile, il riferimento all'Azienda produttrice, allo Stabilimento, al tipo di acciaio ed alla sua eventuale saldabilità.

Ogni prodotto deve essere marchiato con identificativi diversi da quelli di prodotti aventi differenti caratteristiche, ma fabbricati nello stesso stabilimento e con identificativi differenti da quelli di prodotti con uguali caratteristiche ma fabbricati in altri stabilimenti, siano essi o meno dello stesso produttore. La marchiatura deve essere inalterabile nel tempo e senza possibilità di manomissione.

Per stabilimento si intende una unità produttiva a sé stante, con impianti propri e magazzini per il prodotto finito. Nel caso di unità produttive multiple appartenenti allo stesso produttore, la qualificazione deve essere ripetuta per ognuna di esse e per ogni tipo di prodotto in esse fabbricato.

Considerata la diversa natura, forma e dimensione dei prodotti, le caratteristiche degli impianti per la loro produzione, nonché la possibilità di fornitura sia in pezzi singoli sia in fasci, differenti possono essere i sistemi di marchiatura adottati, anche in relazione all'uso, quali ad esempio l'impressione sui cilindri di laminazione, la punzonatura a caldo e a freddo, la stampigliatura a vernice, la targhetatura, la sigillatura dei fasci e altri. Permane comunque l'obbligatorietà del marchio di laminazione per quanto riguarda barre e rotoli.

Comunque, per quanto possibile, anche in relazione all'uso del prodotto, il produttore è tenuto a marciare ogni singolo pezzo. Ove ciò non sia possibile, per la specifica tipologia del prodotto, la marchiatura deve essere tale che prima dell'apertura dell'eventuale ultima e più piccola confezione (fascio, bobina, rotolo, pacco, ecc.) il prodotto sia riconducibile al produttore, al tipo di acciaio nonché al lotto di produzione e alla data di produzione.

Tenendo presente che l'elemento determinante della marchiatura è costituito dalla sua inalterabilità nel tempo e dalla impossibilità di manomissione, il produttore deve rispettare le modalità di marchiatura dichiarate nella documentazione presentata al Servizio Tecnico Centrale e deve comunicare tempestivamente eventuali modifiche apportate.

La mancata marchiatura, la non corrispondenza a quanto depositato o la sua illeggibilità, anche parziale, rendono il prodotto non impiegabile.

Qualora, sia presso gli utilizzatori, sia presso i commercianti, l'unità marchiata (pezzo singolo o fascio) venga scorporata, per cui una parte, o il tutto, perda l'originale marchiatura del prodotto è responsabilità sia degli utilizzatori sia dei commercianti documentare la provenienza mediante i documenti di accompagnamento del materiale e gli estremi del deposito del marchio presso il Servizio Tecnico Centrale.

Nel primo caso i campioni destinati al laboratorio incaricato delle prove di cantiere devono essere accompagnati dalla sopraindicata documentazione e da una dichiarazione di provenienza rilasciata dal Direttore dei Lavori, quale risulta dai documenti di accompagnamento del materiale.

I produttori ed i successivi intermediari devono assicurare una corretta archiviazione della documentazione di accompagnamento dei materiali garantendone la disponibilità per almeno 10 anni. Ai fini della rintracciabilità dei prodotti, il costruttore deve inoltre assicurare la conservazione della medesima documentazione, unitamente a marchiature o etichette di riconoscimento, fino al completamento delle operazioni di collaudo statico.

Eventuali disposizioni supplementari atte a facilitare l'identificazione e la rintracciabilità del prodotto attraverso il marchio possono essere emesse dal Servizio Tecnico Centrale.

Tutti i certificati relativi alle prove meccaniche degli acciai, sia in stabilimento che in cantiere o nel luogo di lavorazione, devono riportare l'indicazione del marchio identificativo, rilevato a cura del laboratorio incaricato dei controlli, sui campioni da sottoporre a prove. Ove i campioni fossero sprovvisti di tale marchio, oppure il marchio non dovesse rientrare fra quelli depositati presso il Servizio Tecnico Centrale le certificazioni emesse dal laboratorio non possono assumere valenza ai sensi delle presenti Norme e di ciò ne deve essere fatta esplicita menzione sul certificato stesso.

In tal caso il materiale non può essere utilizzato ed il Laboratorio incaricato è tenuto ad informare di ciò il Servizio Tecnico Centrale.

#### 11.3.1.5 Forniture e documentazione di accompagnamento

Tutte le forniture di acciaio, per le quali non sussista l'obbligo della Marcatura CE, devono essere accompagnate dalla copia dell'attestato di qualificazione del Servizio Tecnico Centrale.

L'attestato può essere utilizzato senza limitazione di tempo.

Il riferimento a tale attestato deve essere riportato sul documento di trasporto.

Le forniture effettuate da un commerciante intermedio devono essere accompagnate da copia dei documenti rilasciati dal Produttore e completati con il riferimento al documento di trasporto del commerciante stesso.

Il Direttore dei Lavori prima della messa in opera, è tenuto a verificare quanto sopra indicato ed a rifiutare le eventuali forniture non conformi, ferme restando le responsabilità del produttore.

#### 11.3.1.6 Prove di qualificazione e verifiche periodiche della qualità

I laboratori incaricati, di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001, devono operare secondo uno specifico piano di qualità approvato dal Servizio Tecnico Centrale.

I certificati di prova emessi dovranno essere uniformati ad un modello standard elaborato dal Servizio Tecnico Centrale.

I relativi certificati devono contenere almeno:

- l'identificazione dell'azienda produttrice e dello stabilimento di produzione;
- l'indicazione del tipo di prodotto e della eventuale dichiarata saldabilità;
- il marchio di identificazione del prodotto depositato presso il Servizio Tecnico Centrale;
- gli estremi dell'attestato di qualificazione nonché l'ultimo attestato di conferma della qualificazione (per le sole verifiche periodiche della qualità);
- la data del prelievo, il luogo di effettuazione delle prove e la data di emissione del certificato;
- le dimensioni nominali ed effettive del prodotto ed i risultati delle prove eseguite;
- l'analisi chimica per i prodotti dichiarati saldabili (o comunque utilizzati per la fabbricazione di prodotti finiti elettrosaldati);
- le elaborazioni statistiche previste nei §§ 11.3.2.11, 11.3.2.12, 11.3.3.5 e 11.3.4.10.

I prelievi in stabilimento sono effettuati, ove possibile, dalla linea di produzione.

Le prove possono essere effettuate dai tecnici del laboratorio incaricato, anche presso lo stabilimento del produttore, qualora le attrezzature utilizzate siano tarate e la loro idoneità sia accertata e documentata.

Di ciò ne deve essere fatta esplicita menzione nel rapporto di prova nel quale deve essere presente la dichiarazione del rappresentante del laboratorio incaricato relativa all'idoneità delle attrezzature utilizzate.

In caso di risultato negativo delle prove il Produttore deve individuare le cause e apportare le opportune azioni correttive, dandone comunicazione al Laboratorio incaricato e successivamente ripetere le prove di verifica.

Le specifiche per l'effettuazione delle prove di qualificazione e delle verifiche periodiche della qualità, ivi compresa la cadenza temporale dei controlli stessi, sono riportate rispettivamente nei punti seguenti:

§ 11.3.2.11, per acciai per cemento armato in barre o rotoli;

§ 11.3.2.12, per acciai per reti e tralici elettrosaldati;

§ 11.3.3.5, per acciai per cemento armato precompresso;

§ 11.3.4.11, per acciai per carpenterie metalliche.

#### 11.3.1.7 Centri di trasformazione

Si definisce Centro di trasformazione un impianto esterno alla fabbrica e/o al cantiere, fisso o mobile, che riceve dal produttore di acciaio elementi base (barre o rotoli, reti, lamiere o profilati, profilati cavi, ecc.) e confeziona elementi strutturali direttamente impiegabili in cantiere, pronti per la messa in opera o per successive lavorazioni.

Il Centro di trasformazione può ricevere e lavorare solo prodotti qualificati all'origine, accompagnati dalla documentazione prevista al § 11.3.1.5.

Particolare attenzione deve essere posta nel caso in cui nel centro di trasformazione vengano utilizzati elementi base, comunque qualificati, ma provenienti da produttori differenti, attraverso specifiche procedure documentate che garantiscano la rintracciabilità dei prodotti.

Il trasformatore deve dotarsi di un sistema di controllo della lavorazione allo scopo di assicurare che le lavorazioni effettuate non comportino alterazioni tali da compromettere le caratteristiche meccaniche e geometriche dei prodotti originari previste dalle presenti norme.

Il sistema di gestione della qualità del prodotto, che sovrintende al processo di trasformazione, deve essere predisposto in coerenza con la norma UNI EN ISO 9001:2000 e certificato da parte di un organismo terzo indipendente, di adeguata competenza ed organizzazione, che opera in coerenza con la norma UNI CEI EN ISO/IEC 17021:2006.

Tutti i prodotti forniti in cantiere dopo l'intervento di un trasformatore devono essere accompagnati da idonea documentazione, specificata nel seguito, che identifichi in modo inequivocabile il centro di trasformazione stesso.

I centri di trasformazione sono identificati, ai sensi delle presenti Norme, come «luogo di lavorazione» e, come tali, sono tenuti ad effettuare una serie di controlli atti a garantire la permanenza delle caratteristiche, sia meccaniche che geometriche, del materiale originario. I controlli devono essere effettuati secondo le disposizioni riportate nel seguito per ciascuna tipologia di acciaio lavorato.

Nell'ambito del processo produttivo deve essere posta particolare attenzione ai processi di piegatura e di saldatura. In particolare il Direttore Tecnico del centro di trasformazione deve verificare, tramite opportune prove, che le piegature e le saldature, anche nel caso di quelle non resistenti, non alterino le caratteristiche meccaniche originarie del prodotto. Per i processi sia di saldatura che di piegatura, si potrà fare utile riferimento alla normativa europea applicabile.

Per quanto sopra, è fatto obbligo a tali centri di nominare un Direttore Tecnico dello stabilimento che opererà secondo il disposto dell'*art. 64, comma 3, del DPR 380/01*.

I centri di trasformazione sono tenuti a dichiarare al Servizio Tecnico Centrale la loro attività, indicando l'organizzazione, i procedimenti di lavorazione, le massime dimensioni degli elementi base utilizzati, nonché fornire copia della certificazione del sistema di gestione della qualità che sovrintende al processo di trasformazione. Ogni centro di trasformazione dovrà inoltre indicare un proprio logo o marchio che identifichi in modo inequivocabile il centro stesso.

Nella dichiarazione deve essere indicato l'impegno ad utilizzare esclusivamente elementi di base qualificati all'origine.

Alla dichiarazione deve essere allegata la nota di incarico al Direttore Tecnico del centro di trasformazione, controfirmata dallo stesso per accettazione ed assunzione delle responsabilità, ai sensi delle presenti norme, sui controlli sui materiali.

Il Servizio Tecnico Centrale attesta l'avvenuta presentazione della dichiarazione di cui sopra.

La dichiarazione sopra citata deve essere confermata annualmente al Servizio Tecnico Centrale, con allegata una dichiarazione attestante che nulla è variato rispetto al precedente deposito, ovvero siano descritte le avvenute variazioni.

Ogni fornitura in cantiere di elementi presaldati, presagomati o preassemblati deve essere accompagnata:

a) da dichiarazione, su documento di trasporto, degli estremi dell'attestato di avvenuta dichiarazione di attività, rilasciato dal Servizio Tecnico Centrale, recante il logo o il marchio del centro di trasformazione;

b) dall'attestazione inerente l'esecuzione delle prove di controllo interno fatte eseguire dal Direttore Tecnico del centro di trasformazione, con l'indicazione dei giorni nei quali la fornitura è stata lavorata. Qualora il Direttore dei Lavori lo richieda, all'attestazione di cui sopra potrà seguire copia dei certificati relativi alle prove effettuate nei giorni in cui la lavorazione è stata effettuata.

Il Direttore dei Lavori è tenuto a verificare quanto sopra indicato ed a rifiutare le eventuali forniture non conformi, ferme restando le responsabilità del centro di trasformazione. Della documentazione di cui sopra dovrà prendere atto il collaudatore, che riporterà, nel Certificato di collaudo, gli estremi del centro di trasformazione che ha fornito l'eventuale materiale lavorato.

### 11.3.2 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

E' ammesso esclusivamente l'impiego di acciai saldabili qualificati secondo le procedure di cui al precedente § 11.3.1.2 e controllati con le modalità riportate nel § 11.3.2.11.

#### 11.3.2.1 Acciaio per cemento armato B450C

L'acciaio per cemento armato B450C è caratterizzato dai seguenti valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura da utilizzare nei calcoli:

Tabella 11.3.Ia

$f_{y\ nom}$	450 N/mm <sup>2</sup>
$f_{t\ nom}$	540 N/mm <sup>2</sup>

e deve rispettare i requisiti indicati nella seguente Tab. 11.3.Ib:

Tabella 11.3.Ib

CARATTERISTICHE	REQUISITI	FRATTILE%
Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk}$	$\geq f_{y\ nom}$	5.0
Tensione caratteristica di rottura $f_{tk}$	$\geq f_{t\ nom}$	5.0
$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,15$	10.0
$(f_y/f_{ynom})_k$	$< 1,35$	10.0
Allungamento $(A_{gt})_k$ :	$\leq 1,25$	10.0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza cricche:	$\geq 7,5\%$	10.0
$\Phi < 12\ mm$	4 $\Phi$	
$12 \leq \Phi \leq 16\ mm$	5 $\Phi$	
per $16 < \Phi \leq 25\ mm$	8 $\Phi$	
per $25 < \Phi \leq 40\ mm$	10 $\Phi$	

Per l'accertamento delle caratteristiche meccaniche vale quanto indicato al § 11.3.2.3.

#### 11.3.2.2 Acciaio per cemento armato B450A

L'acciaio per cemento armato B450A, caratterizzato dai medesimi valori nominali delle tensioni di snervamento e rottura dell'acciaio B450C, deve rispettare i requisiti indicati nella seguente Tab. 11.3.Ic.

Tabella 11.3.Ic

CARATTERISTICHE	REQUISITI	FRATTILE%
Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk}$	$\geq f_{y\ nom}$	5.0

Tensione caratteristica di rottura $f_{tk}$	$\geq f_{t\text{nom}}$	5.0
$(f/f_y)_k$	$\geq 1,05$	10.0
$(f_y/f_{y\text{nom}})_k$	$\leq 1,25$	10.0
Allungamento ( $A_{gt}$ ) <sub>k</sub> :	$\geq 2,5\%$	10.0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza cricche:		
per $\Phi \leq 10$ mm	4 $\Phi$	

Per l'accertamento delle caratteristiche meccaniche vale quanto indicato al § 11.3.2.3.

#### 11.3.2.3 Accertamento delle proprietà meccaniche

Per l'accertamento delle proprietà meccaniche di cui alle precedenti tabelle vale quanto indicato nella norma UNI EN ISO 15630-1:2004.

Per acciai deformati a freddo, ivi compresi i rotoli, le proprietà meccaniche sono determinate su provette mantenute per 60 minuti a  $100 \pm 10$  °C e successivamente raffreddate in aria calma a temperatura ambiente.

In ogni caso, qualora lo snervamento non sia chiaramente individuabile, si sostituisce  $f_y$  con  $f_{(0,2)}$ .

La prova di piegamento e raddrizzamento si esegue alla temperatura di  $20 \pm 5$  °C piegando la provetta a 90°, mantenendola poi per 60 minuti a  $100 \pm 10$  °C e procedendo, dopo raffreddamento in aria, al parziale raddrizzamento per almeno 20°. Dopo la prova il campione non deve presentare cricche.

#### 11.3.2.4 Caratteristiche dimensionali e di impiego

L'acciaio per cemento armato è generalmente prodotto in stabilimento sotto forma di barre o rotoli, reti o tralicci, per utilizzo diretto o come elementi di base per successive trasformazioni.

Prima della fornitura in cantiere gli elementi di cui sopra possono essere saldati, presagomati (staffe, ferri piegati, ecc.) o preassemblati (gabbie di armatura, ecc.) a formare elementi composti direttamente utilizzabili in opera.

La sagomatura e/o l'assemblaggio possono avvenire:

- in cantiere, sotto la vigilanza della Direzione Lavori;
- in centri di trasformazione, solo se provvisti dei requisiti di cui al § 11.3.1.7.

Tutti gli acciai per cemento armato devono essere ad aderenza migliorata, aventi cioè una superficie dotata di nervature o indentature trasversali, uniformemente distribuite sull'intera lunghezza, atte ad aumentarne l'aderenza al conglomerato cementizio.

Per quanto riguarda la marchiatura dei prodotti vale quanto indicato al § 11.3.1.4.

Per la documentazione di accompagnamento delle forniture vale quanto indicato al § 11.3.1.5

Le barre sono caratterizzate dal diametro  $\Phi$  della barra tonda liscia equipesante, calcolato nell'ipotesi che la densità dell'acciaio sia pari a 7,85 kg/dm<sup>3</sup>.

Gli acciai B450C, di cui al § 11.3.2.1, possono essere impiegati in barre di diametro  $\Phi$  compreso tra 6 e 40 mm.

Per gli acciai B450A, di cui al § 11.3.2.2 il diametro  $\Phi$  delle barre deve essere compreso tra 5 e 10 mm.

L'uso di acciai forniti in rotoli è ammesso, senza limitazioni, per diametri fino a  $\Phi \leq 16$  mm per B450C e fino a  $\Phi \leq 10$  mm per B450A.

#### 11.3.2.5 Reti e tralicci elettrosaldati



Gli acciai delle reti e tralacci elettrosaldati devono essere saldabili.

L'interasse delle barre non deve superare 330 mm.

I tralacci sono dei componenti reticolari composti con barre ed assemblati mediante saldature.

Per le reti ed i tralacci costituiti con acciaio di cui al § 11.3.2.1 gli elementi base devono avere diametro  $\Phi$  che rispetta la limitazione:  
 $6 \text{ mm} \leq \Phi \leq 16 \text{ mm}$ .

Per le reti ed i tralacci costituiti con acciaio di cui al § 11.3.2.2 gli elementi base devono avere diametro  $\Phi$  che rispetta la limitazione:  
 $5 \text{ mm} \leq \Phi \leq 10 \text{ mm}$ .

Il rapporto tra i diametri delle barre componenti reti e tralacci deve essere:

$$\Phi_{\min}/\Phi_{\max} \geq 0,6 \text{ (11.3.11)}$$

I nodi delle reti devono resistere ad una forza di distacco determinata in accordo con la norma UNI EN ISO 15630-2:2004 pari al 25% della forza di snervamento della barra, da computarsi per quella di diametro maggiore sulla tensione di snervamento pari a 450 N/mm<sup>2</sup>. Tale resistenza al distacco della saldatura del nodo, va controllata e certificata dal produttore di reti e di tralacci secondo le procedure di qualificazione di seguito riportate.

In ogni elemento di rete o traliccio le singole armature componenti devono avere le stesse caratteristiche. Nel caso dei tralacci è ammesso l'uso di staffe aventi superficie liscia perché realizzate con acciaio B450A oppure B450C saldabili.

La produzione di reti e tralacci elettrosaldati può essere effettuata a partire da materiale di base prodotto nello stesso stabilimento di produzione del prodotto finito o da materiale di base proveniente da altro stabilimento.

Nel caso di reti e tralacci formati con elementi base prodotti in altro stabilimento, questi ultimi possono essere costituiti:

- a) da acciai provvisti di specifica qualificazione;
- b) da elementi semilavorati quando il produttore, nel proprio processo di lavorazione, conferisca al semilavorato le caratteristiche meccaniche finali richieste dalla norma.

In ogni caso il produttore dovrà procedere alla qualificazione del prodotto finito, rete o traliccio, secondo le procedure di cui al punto 11.3.2.11.

Ogni pannello o traliccio deve essere inoltre dotato di apposita marchiatura che identifichi il produttore della rete o del traliccio stesso.

La marchiatura di identificazione può essere anche costituita da sigilli o etichettature metalliche indelebili con indicati tutti i dati necessari per la corretta identificazione del prodotto, ovvero da marchiatura supplementare indelebile. In ogni caso la marchiatura deve essere identificabile in modo permanente anche dopo annegamento nel calcestruzzo.

Laddove non fosse possibile tecnicamente applicare su ogni pannello o traliccio la marchiatura secondo le modalità sopra indicate, dovrà essere comunque apposta su ogni pacco di reti o tralacci un'apposita etichettatura con indicati tutti i dati necessari per la corretta identificazione del prodotto e del produttore; in questo caso il Direttore dei Lavori, al momento dell'accettazione della fornitura in cantiere deve verificare la presenza della predetta etichettatura.

Nel caso di reti e tralacci formati con elementi base prodotti nello stesso stabilimento, ovvero in stabilimenti del medesimo produttore, la marchiatura del prodotto finito può coincidere con la marchiatura dell'elemento base, alla quale può essere aggiunto un segno di riconoscimento di ogni singolo stabilimento.

#### 11.3.2.6 Centri di trasformazione

Si definisce Centro di trasformazione, nell'ambito degli acciai per cemento armato, un impianto esterno al produttore e/o al cantiere, fisso o mobile, che riceve dal produttore di acciaio elementi base (barre o rotoli, reti, ecc.) e confeziona elementi strutturali

direttamente impiegabili in opere in cemento armato quali, ad esempio, elementi saldati e/o presagomati (staffe, ferri piegati, ecc.) o preassemblati (gabbie di armatura), pronti per la messa in opera.

Il Centro di trasformazione deve possedere tutti i requisiti previsti al § 11.3.1.7.

#### 11.3.2.7 Sanabilità

L'analisi chimica effettuata su colata e l'eventuale analisi chimica di controllo effettuata sul prodotto finito deve soddisfare le limitazioni riportate nella Tab. 11.3.II dove il calcolo del carbonio equivalente  $C_{eq}$  è effettuato con la seguente formula:

$$C_{eq} = C + Mn / 6 + Cr + Mo + V / 5 + Ni + Cu / 15 \quad (11.3.12)$$

in cui i simboli chimici denotano il contenuto degli elementi stessi espresso in percentuale.

Tabella 11.3.II - Massimo contenuto di elementi chimici in%

		Analisi di prodotto	Analisi di colata
Carbonio	C	0,24	0,22
Fosforo	P	0,055	0,050
Zolfo	S	0,055	0,050
Rame	Cu	0,85	0,80
Azoto	N	0,014	0,012
Carbonio equivalente	$C_{eq}$	0,52	0,50

E' possibile eccedere il valore massimo di C dello 0,03% in massa, a patto che il valore del  $C_{eq}$  venga ridotto dello 0,02% in massa.

Contenuti di azoto più elevati sono consentiti in presenza di una sufficiente quantità di elementi che fissano l'azoto stesso.

#### 11.3.2.8 Tolleranze dimensionali

La deviazione ammissibile per la massa nominale deve essere come riportato nella Tab. 11.3.III seguente.

Tabella 11.3.III

	$5 \leq \Phi \leq 8$	$8 \leq \Phi \leq 40$
Diametro nominale (mm)		
Tolleranza in% sulla sezione ammessa per l'impiego	$\pm 6$	$\pm 4,5$

#### 11.3.2.9 Altri tipi di acciai

##### 11.3.2.9.1 Acciai inossidabili

E' ammesso l'impiego di acciai inossidabili di natura austenitica o austeno-ferritica, purché le caratteristiche meccaniche siano conformi alle prescrizioni relative agli acciai di cui al § 11.3.2.1, con l'avvertenza di sostituire al termine  $f_t$  della Tab. 11.3.Ia, il termine  $f_{7\%}$ , ovvero la tensione corrispondente ad un allungamento  $A_{gt} = 7\%$ . La saldabilità di tali acciai va documentata attraverso prove di saldabilità certificate da un laboratorio di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001 ed effettuate secondo gli specifici procedimenti di saldatura, da utilizzare in cantiere o in officina, previsti dal produttore.

Per essi la qualificazione è ammessa anche nel caso di produzione non continua, permanendo tutte le altre regole relative alla qualificazione.

##### 11.3.2.9.2 Acciai zincati

E' ammesso l'uso di acciai zincati purché le caratteristiche fisiche, meccaniche e tecnologiche siano conformi alle prescrizioni relative agli acciai normali.

I controlli e, di conseguenza, la relativa verifica delle caratteristiche sopra indicate deve essere effettuata sul prodotto finito, dopo il procedimento di zincatura.

#### 11.3.2.10 Procedure di controllo per acciai da cemento armato ordinario - barre e rotoli

##### 11.3.2.10.1 Controlli sistematici in stabilimento

###### 11.3.2.10.1.1 Generalità

Le prove di qualificazione e di verifica periodica, di cui ai successivi punti, devono essere ripetute per ogni prodotto avente caratteristiche differenti o realizzato con processi produttivi differenti, anche se provenienti dallo stesso stabilimento.

I rotoli devono essere soggetti a qualificazione separata dalla produzione in barre e dotati di marchiatura differenziata.

###### 11.3.2.10.1.2 Prove di qualificazione

Il laboratorio incaricato deve effettuare, senza preavviso, presso lo stabilimento di produzione, il prelievo di una serie di 75 saggi, ricavati da tre diverse colate o lotti di produzione, venticinque per ogni colata o lotto di produzione, scelti su tre diversi diametri opportunamente differenziati, nell'ambito della gamma prodotta. Il prelievo deve essere effettuato su tutti i prodotti che portano il marchio depositato in Italia, indipendentemente dall'etichettatura o dalla destinazione specifica.

Sui campioni vengono determinati, a cura del laboratorio incaricato, i valori delle tensioni di snervamento e rottura  $f_y$  e  $f_t$  l'allungamento  $A_{gt}$  ed effettuate le prove di piegamento.

###### 11.3.2.10.1.3 Procedura di valutazione

###### Valutazione dei risultati

Le grandezze caratteristiche  $f_y$ ,  $f_t$ ,  $A_{gt}$  ed il valore inferiore di  $f_t/f_y$  devono soddisfare la seguente relazione:

$$x - k s \geq C_v \quad (11.3.13)$$

La grandezza caratteristica  $(f_y/f_{ynom})_k$  ed il valore superiore di  $f_t/f_y$  devono soddisfare la seguente relazione:

$$x + k s \leq C_v \quad (11.3.14)$$

dove:

$C_v$  = valore prescritto per le singole grandezze nelle tabelle di cui ai §§ 11.3.2.1 e 11.3.2.2

$x$  = valore medio

$s$  = deviazione standard della popolazione

$k$  = è il coefficiente riportato in Tab. 11.3.IV per  $f_t$ ,  $f_y$  ed  $(f_y/f_{ynom})$  e in Tab. 11.3.V per  $A_{gt}$  e  $f_t/f_y$  e stabilito in base al numero dei saggi.

In ogni caso il coefficiente  $k$  assume, in funzione di  $n$ , i valori riportati nelle Tabb. 11.3.IV e 11.3.V.

Su almeno un saggio per colata o lotto di produzione è calcolato il valore dell'area relativa di nervatura o di dentellatura di cui al § 11.3.2.10.5.

Qualora uno dei campioni sottoposti a prova di qualificazione non soddisfi i requisiti di resistenza o duttilità di cui al § 11.3.2 delle presenti norme tecniche, il prelievo relativo al diametro di cui trattasi va ripetuto ed il nuovo prelievo sostituisce a tutti gli effetti quello precedente. Un ulteriore risultato negativo comporta la ripetizione della prova di qualificazione.

Tabella 11.3.IV -  $f_y$  -  $f_t$  -  $f_y/f_{ynom}$  - Coefficiente  $k$  in funzione del numero  $n$  di campioni (per una probabilità di insuccesso attesa del 5% [ $p = 0,95$ ] con una probabilità del 90%)

n	k	n	K
5	3,40	30	2,08
6	3,09	40	2,01
7	2,89	50	1,97
8	2,75	60	1,93
9	2,65	70	1,90
10	2,57	80	1,89
11	2,50	90	1,87
12	2,45	100	1,86
13	2,40	150	1,82
14	2,36	200	1,79
15	2,33	250	1,78
16	2,30	300	1,77
17	2,27	400	1,75
18	2,25	500	1,74
19	2,23	1000	1,71
20	2,21	-	1,64

Tabella 11.3.V -  $A_{gt}$ ,  $f_v/f_y$  - Coefficiente k in funzione del numero n di campioni (per una probabilità di insuccesso attesa del 10% [ $p = 0,90$ ] con una probabilità del 90%)

n	k	n	K
5	2,74	30	1,66
6	2,49	40	1,60
7	2,33	50	1,56
8	2,22	60	1,53
9	2,13	70	1,51
10	2,07	80	1,49
11	2,01	90	1,48
12	1,97	100	1,47
13	1,93	150	1,43
14	1,90	200	1,41
15	1,87	250	1,40
16	1,84	300	1,39
17	1,82	400	1,37
18	1,80	500	1,36
19	1,78	1000	1,34
20	1,77	-	1,282

#### 11.3.2.10.1.4 Prove periodiche di verifica della qualità

Ai fini della verifica della qualità il laboratorio incaricato deve effettuare controlli saltuari, ad intervalli non superiori a tre mesi, prelevando tre serie di 5 campioni, costituite ognuna da cinque barre di uno stesso diametro, scelte con le medesime modalità contemplate nelle prove a carattere statistico di cui al punto 11.3.2.10.1.2, e provenienti da una stessa colata.

Il prelievo deve essere effettuato su tutti i prodotti che portano il marchio depositato in Italia, indipendentemente dall'etichettatura o dalla destinazione specifica. Su tali serie il laboratorio effettua le prove di resistenza e di duttilità. I corrispondenti risultati delle prove di snervamento e rottura vengono introdotti nelle precedenti espressioni, le quali vengono sempre riferite a cinque serie di cinque saggi, facenti parte dello stesso gruppo di diametri, da aggiornarsi ad ogni prelievo, aggiungendo la nuova serie ed eliminando la prima in ordine di tempo. I nuovi valori delle medie e degli scarti quadratici così ottenuti vengono quindi utilizzati per la determinazione delle nuove tensioni, caratteristiche, sostitutive delle precedenti (ponendo  $n = 25$ ).

Ove i valori caratteristici riscontrati risultino inferiori ai minimi di cui ai §§ 11.3.2.1 e 11.3.2.2, il laboratorio incaricato ne dà comunicazione al Servizio Tecnico Centrale e ripete le prove di qualificazione solo dopo che il produttore ha avviato alle cause che hanno dato luogo al risultato insoddisfacente.

Qualora uno dei campioni sottoposti a prova di verifica della qualità non soddisfi i requisiti di duttilità di cui ai citati §§ 11.3.2.1 e 11.3.2.2, il prelievo relativo al diametro di cui trattasi va ripetuto. Il nuovo prelievo sostituisce quello precedente a tutti gli effetti. Un ulteriore risultato negativo comporta la ripetizione della qualificazione.

Le tolleranze dimensionali di cui al § 11.3.2.8 vanno riferite alla media delle misure effettuate su tutti i saggi di ciascuna colata o lotto di produzione.

Su almeno un saggio per colata o lotto di produzione è calcolato il valore dell'area relativa di nervatura o di dentellatura.

#### 11.3.2.10.2 Controlli su singole colate o lotti di produzione

I produttori già qualificati possono richiedere, di loro iniziativa, di sottoporsi a controlli su singole colate o lotti di produzione, eseguiti a cura di un laboratorio di cui all'*art. 59 del DPR n. 380/2001*. Le colate o lotti di produzione sottoposti a controllo devono essere cronologicamente ordinati nel quadro della produzione globale. I controlli consistono nel prelievo, per ogni colata e lotto di produzione e per ciascun gruppo di diametri da essi ricavato, di un numero  $n$  di saggi, non inferiore a dieci, sui quali si effettuano le prove previste al § 11.3.2.11.1.2. Le tensioni caratteristiche di snervamento e rottura vengono calcolate a mezzo delle espressioni di cui al § 11.3.2.11.1.3 nelle quali  $n$  è il numero dei saggi prelevati dalla colata.

#### 11.3.2.10.3 Controlli nei centri di trasformazione.

I controlli sono obbligatori e devono essere effettuati:

- a) in caso di utilizzo di barre, su ciascuna fornitura, o comunque ogni 90 t;
- b) in caso di utilizzo di rotoli, ogni dieci rotoli impiegati.

Qualora non si raggiungano le quantità sopra riportate, in ogni caso deve essere effettuato almeno un controllo per ogni giorno di lavorazione.

Ciascun controllo è costituito da 3 spezzoni di uno stesso diametro per ciascuna fornitura, sempre che il marchio e la documentazione di accompagnamento dimostrino la provenienza del materiale da uno stesso stabilimento. In caso contrario i controlli devono essere estesi alle eventuali forniture provenienti da altri stabilimenti.

I controlli devono consistere in prove di trazione e piegamento e devono essere eseguiti dopo il raddrizzamento.

In caso di utilizzo di rotoli deve altresì essere effettuata, con frequenza almeno mensile, la verifica dell'area relativa di nervatura o di dentellatura, secondo il metodo geometrico di cui alla seconda parte del punto 11.3.2.10.5.

Tutte le prove suddette devono essere eseguite dopo le lavorazioni e le piegature atte a dare ad esse le forme volute per il particolare tipo di impiego previsto.

Le prove di cui sopra devono essere eseguite e certificate dai laboratori di cui all'*art. 59 del DPR n. 380/2001*.

Il Direttore tecnico di stabilimento curerà la registrazione di tutti i risultati delle prove di controllo interno su apposito registro, di cui dovrà essere consentita la visione a quanti ne abbiano titolo.

#### 11.3.2.10.4 Controlli di accettazione in cantiere

I controlli di accettazione in cantiere sono obbligatori, devono essere effettuati entro 30 giorni dalla data di consegna del materiale e devono essere campionati, nell'ambito di ciascun lotto di spedizione, con le medesime modalità contemplate nelle prove a carattere statistico di cui al punto 11.3.2.10.1.2, in ragione di 3 spezzoni, marchiati, di uno stesso diametro, scelto entro ciascun lotto, sempre che il marchio e la documentazione di accompagnamento dimostrino la provenienza del materiale da uno stesso stabilimento. In caso contrario i controlli devono essere estesi ai lotti provenienti da altri stabilimenti.

I valori di resistenza ed allungamento di ciascun campione, accertati in accordo con il punto 11.3.2.3, da eseguirsi comunque prima della messa in opera del prodotto riferiti ad uno stesso diametro, devono essere compresi fra i valori massimi e minimi riportati nella tabella seguente:

Tabella 11.3.VI - Valori di accettazione

Caratteristica	Valore limite	NOTE
$f_y$ minimo	425 N/mm <sup>2</sup>	(450 - 25) N/mm <sup>2</sup>

$f_y$ massimo	572 N/mm <sup>2</sup>	[450 x (1,25 + 0,02)] N/mm <sup>2</sup>
$A_{gt}$ minimo	≥ 6,0%	per acciai B450C
$A_{gt}$ minimo	≥ 2,0%	per acciai B450A
Rottura/snervamento	$1,13 \leq f_t/f_y \leq 1,37$	per acciai B450C
Rottura/snervamento	$f_t/f_y \geq 1,03$	per acciai B450A
Piegamento/raddrizzamento	assenza di cricche	per tutti

Questi limiti tengono conto della dispersione dei dati e delle variazioni che possono intervenire tra diverse apparecchiature e modalità di prova.

Nel caso di campionamento e prova in cantiere, che deve essere effettuata entro 30 giorni dalla data di consegna del materiale in cantiere, qualora la determinazione del valore di una quantità fissata non sia conforme al valore di accettazione, il valore dovrà essere verificato prelevando e provando tre provini da prodotti diversi nel lotto consegnato.

Se un risultato è minore del valore, sia il provino che il metodo di prova devono essere esaminati attentamente. Se nel provino è presente un difetto o si ha ragione di credere che si sia verificato un errore durante la prova, il risultato della prova stessa deve essere ignorato. In questo caso occorrerà prelevare un ulteriore (singolo) provino.

Se i tre risultati validi della prova sono maggiori o uguali del prescritto valore di accettazione, il lotto consegnato deve essere considerato conforme.

Se i criteri sopra riportati non sono soddisfatti, 10 ulteriori provini devono essere prelevati da prodotti diversi del lotto in presenza del produttore o suo rappresentante che potrà anche assistere all'esecuzione delle prove presso un laboratorio di cui all'*art. 59 del DPR n. 380/2001*.

Il lotto deve essere considerato conforme se la media dei risultati sui 10 ulteriori provini è maggiore del valore caratteristico e i singoli valori sono compresi tra il valore minimo e il valore massimo secondo quanto sopra riportato.

In caso contrario il lotto deve essere respinto e il risultato segnalato al Servizio Tecnico Centrale.

Il prelievo dei campioni va effettuato a cura del Direttore dei Lavori o di tecnico di sua fiducia che deve assicurare, mediante sigle, etichettature indelebili, ecc., che i campioni inviati per le prove al laboratorio incaricato siano effettivamente quelli da lui prelevati.

Qualora la fornitura, di elementi sagomati o assemblati, provenga da un Centro di trasformazione, il Direttore dei Lavori, dopo essersi accertato preliminarmente che il suddetto Centro di trasformazione sia in possesso di tutti i requisiti previsti al § 11.3.1.7, può recarsi presso il medesimo Centro di trasformazione ed effettuare in stabilimento tutti i controlli di cui sopra. In tal caso il prelievo dei campioni viene effettuato dal Direttore tecnico del centro di trasformazione secondo le disposizioni del Direttore dei Lavori; quest'ultimo deve assicurare, mediante sigle, etichettature indelebili, ecc., che i campioni inviati per le prove al laboratorio incaricato siano effettivamente quelli da lui prelevati, nonché sottoscrivere la relativa richiesta di prove.

La domanda di prove al Laboratorio autorizzato deve essere sottoscritta dal Direttore dei Lavori e deve contenere indicazioni sulle strutture interessate da ciascun prelievo.

In caso di mancata sottoscrizione della richiesta di prove da parte del Direttore dei Lavori, le certificazioni emesse dal laboratorio non possono assumere valenza ai sensi del presente decreto e di ciò ne deve essere fatta esplicita menzione sul certificato stesso.

I certificati emessi dai laboratori devono obbligatoriamente contenere almeno:

- l'identificazione del laboratorio che rilascia il certificato;
- una identificazione univoca del certificato (numero di serie e data di emissione) e di ciascuna sua pagina, oltre al numero totale di pagine;
- l'identificazione del committente dei lavori in esecuzione e del cantiere di riferimento;
- il nominativo del Direttore dei Lavori che richiede la prova;
- la descrizione e l'identificazione dei campioni da provare;

- la data di ricevimento dei campioni e la data di esecuzione delle prove;
- l'identificazione delle specifiche di prova o la descrizione del metodo o procedura adottata, con l'indicazione delle norme di riferimento per l'esecuzione della stessa;
- le dimensioni effettivamente misurate dei campioni;
- i valori delle grandezze misurate e l'esito delle prove di piegamento.

I certificati devono riportare, inoltre, l'indicazione del marchio identificativo rilevato a cura del laboratorio incaricato dei controlli, sui campioni da sottoporre a prove. Ove i campioni fossero sprovvisti di tale marchio, oppure il marchio non dovesse rientrare fra quelli depositati presso il Servizio Tecnico Centrale, le certificazioni emesse dal laboratorio non possono assumere valenza ai sensi delle presenti norme e di ciò ne deve essere fatta esplicita menzione sul certificato stesso.

#### 11.3.2.10.5 Prove di aderenza

Ai fini della qualificazione, le barre devono superare con esito positivo prove di aderenza conformemente al metodo Beam-test da eseguirsi presso uno dei laboratori di cui all'*art. 59 del DPR n. 380/2001*, con le modalità specificate nella norma UNI EN 10080:2005.

Le tensioni di aderenza ricavate devono soddisfare le seguenti relazioni:

$$\tau_m \geq 0,098 (80 - 1,2 \text{ diametro}) \quad (11.3.15)$$

$$\tau_r \geq 0,098 (130 - 1,9 \text{ diametro}) \quad (11.3.16)$$

essendo:

diámetro = il diámetro della barra in mm;

$\tau_m$  il valor medio della tensione di aderenza in MPa calcolata in corrispondenza di uno scorrimento pari a 0,01, 0,1 ed 1 mm;

$\tau_r$  la tensione di aderenza massima al collasso.

Le prove devono essere estese ad almeno tre diámetro, come segue:

- uno nell'intervallo  $5 \leq \text{diámetro} \leq 10$  mm;
- uno nell'intervallo  $12 \leq \text{diámetro} \leq 18$  mm;
- uno pari al diámetro massimo.

Per le verifiche periodiche della qualità e per le verifiche delle singole partite, non è richiesta la ripetizione delle prove di aderenza quando se ne possa determinare la rispondenza nei riguardi delle caratteristiche e delle misure geometriche, con riferimento alla serie di barre che hanno superato le prove stesse con esito positivo.

Con riferimento sia all'acciaio nervato che all'acciaio dentellato, per accertare la rispondenza delle singole partite nei riguardi delle proprietà di aderenza, si valuteranno per un numero significativo di barre, conformemente alle procedure riportate nella norma UNI EN ISO 15630-1:2004:

- il valore dell'area relativa di nervatura  $f_r$ , per l'acciaio nervato;
- il valore dell'area relativa di dentellatura  $f_p$ , per l'acciaio dentellato.

Il valore minimo di tali parametri, valutati come indicato, deve risultare compreso entro i limiti di seguito riportati:

- per  $5 \leq \text{diámetro} \leq 6$  mm  $f_r$  ovvero  $f_p \geq 0,035$ ;

- per  $6 < \text{diametro} \leq 12 \text{ mm}$   $f_r$  ovvero  $f_p \geq 0,040$ ;

- per  $\text{diametro} > 12 \text{ mm}$   $f_r$  ovvero  $f_p \geq 0,056$ .

Nel certificato di prova, oltre agli esiti delle verifiche di cui sopra, devono essere descritte le caratteristiche geometriche della sezione e delle nervature ovvero dentellature.

#### 11.3.2.11 Procedure di controllo per acciai da cemento armato ordinario - reti e tralici elettrosaldati

##### 11.3.2.11.1 Controlli sistematici in stabilimento

###### 11.3.2.11.1.1 Prove di qualificazione

Il laboratorio di cui all'*art. 59 del DPR n. 380/2001* effettua, presso lo stabilimento di produzione, in almeno quattro sopralluoghi senza preavviso il prelievo di una serie di 80 saggi, ricavati da 40 diversi pannelli, 2 per ogni elemento.

Ogni saggio deve consentire due prove:

- prova di trazione su uno spezzone di filo comprendente almeno un nodo saldato, per la determinazione della tensione di rottura, della tensione di snervamento e dell'allungamento;

- prova di resistenza al distacco offerta dalla saldatura del nodo, determinata forzando con idoneo dispositivo il filo trasversale nella direzione di quello maggiore posto in trazione.

Il prelievo deve essere effettuato su tutti i prodotti che portano il marchio depositato in Italia, indipendentemente dall'etichettatura o dalla destinazione specifica.

Per la determinazione delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura, determinate in accordo con il § 11.3.2.3, valgono le medesime formule di cui al § 11.3.2.11.1 dove  $n$ , numero dei saggi considerati, va assunto nel presente caso pari a 80, ed il coefficiente  $k$  assume, in funzione di  $n$ , i valori riportati nelle tabelle di cui al § 11.3.2.11.1.

Qualora uno dei campioni sottoposti a prove di qualificazione non soddisfi i requisiti previsti nelle norme tecniche relativamente ai valori di allungamento o resistenza al distacco, il prelievo relativo all'elemento di cui trattasi va ripetuto su un altro elemento della stessa partita. Il nuovo prelievo sostituisce quello precedente a tutti gli effetti. Un ulteriore risultato negativo comporta la ripetizione delle prove di qualificazione.

###### 11.3.2.11.1.2 Prove di verifica della qualità

Il laboratorio incaricato deve effettuare controlli saltuari ad intervalli non superiori a tre mesi, su serie di 20 saggi, ricavati da 10 diversi elementi, 2 per ogni elemento. Il prelievo deve essere effettuato su tutti i prodotti che portano il marchio depositato in Italia, indipendentemente dall'etichettatura o dalla destinazione specifica.

Sulla serie il laboratorio effettua la prova di trazione e di distacco. I corrispondenti risultati vengono aggiunti a quelli dei precedenti prelievi dopo aver eliminato la prima serie in ordine di tempo.

Si determinano così le nuove tensioni caratteristiche sostitutive delle precedenti sempre ponendo  $n = 20$ .

Ove i valori caratteristici riscontrati risultino inferiori ai minimi di cui ai §§ 11.3.2.1 e 11.3.2.2 il laboratorio incaricato sospende le verifiche della qualità dandone comunicazione al Servizio Tecnico Centrale e ripete la qualificazione solo dopo che il produttore ha avviato alle cause che hanno dato luogo al risultato insoddisfacente.

Qualora uno dei campioni sottoposti a prove di verifica non soddisfi i valori previsti al § 11.3.2, il prelievo relativo all'elemento di cui trattasi va ripetuto su un altro elemento della stessa partita. Il nuovo prelievo sostituisce quello precedente a tutti gli effetti. In caso di ulteriore risultato negativo, il laboratorio incaricato sospende le verifiche della qualità dandone comunicazione al Servizio Tecnico Centrale e ripete la qualificazione dopo che il produttore ha avviato alle cause che hanno dato luogo al risultato insoddisfacente.

###### 11.3.2.11.2 Controlli su singoli lotti di produzione



Negli stabilimenti soggetti ai controlli sistematici, i produttori qualificati possono sottoporre a controlli singoli lotti di produzione a cura del laboratorio incaricato.

I controlli consistono nel prelievo per ogni lotto di un numero  $n$  di saggi, non inferiore a venti e ricavati da almeno dieci diversi elementi, sui quali si effettuano le prove previste al § 11.3.2.11.1.

Le tensioni caratteristiche di snervamento e rottura vengono calcolate a mezzo delle formule di cui al § 11.3.2.11.1 nelle quali  $n$  è il numero dei saggi prelevati.

#### 11.3.2.11.3 Controlli di accettazione in cantiere

I controlli sono obbligatori e devono essere effettuati su tre saggi ricavati da tre diversi pannelli, nell'ambito di ciascun lotto di spedizione.

Qualora uno dei campioni sottoposti a prove di accettazione non soddisfi i requisiti previsti nelle norme tecniche relativamente ai valori di snervamento, resistenza a trazione del filo, allungamento, rottura e resistenza al distacco, il prelievo relativo all'elemento di cui trattasi va ripetuto su un altro elemento della stessa partita. Il nuovo prelievo sostituisce quello precedente a tutti gli effetti. Un ulteriore risultato negativo comporta il prelievo di nuovi saggi secondo la procedura di cui al § 11.3.2.11.4.

### 11.3.3 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO PRECOMPRESSO

E' ammesso esclusivamente l'impiego di acciai qualificati secondo le procedure di cui al precedente § 11.3.1.2 e controllati con le modalità riportate nel § 11.3.3.5.

#### 11.3.3.1 Caratteristiche dimensionali e di impiego

L'acciaio per armature da precompressione è generalmente fornito sotto forma di:

Filo: prodotto trafilato di sezione piena che possa fornirsi in rotoli;

Barra: prodotto laminato di sezione piena che possa fornirsi soltanto in forma di elementi rettilinei;

Treccia: 2 o 3 fili avvolti ad elica intorno al loro comune asse longitudinale; passo e senso di avvolgimento dell'elica sono uguali per tutti i fili della treccia;

Trefolo: fili avvolti ad elica intorno ad un filo rettilineo completamente ricoperto dai fili elicoidali. Il passo ed il senso di avvolgimento dell'elica sono uguali per tutti i fili di uno stesso strato.

I fili possono essere tondi o di altre forme; vengono individuati mediante il diametro nominale o il diametro nominale equivalente riferito alla sezione circolare equipesante.

Non è consentito l'impiego di fili lisci nelle strutture precomprese ad armature pre-tese.

Le barre possono essere lisce, a filettatura continua o parziale, con risalti; vengono individuate mediante il diametro nominale.

Per quanto riguarda la marchiatura dei prodotti, generalmente costituita da sigillo o etichettatura sulle legature, vale quanto indicato al § 11.3.1.4.

Per la documentazione di accompagnamento delle forniture vale quanto indicato al § 11.3.1.5.

Gli acciai possono essere forniti in rotoli (fili, trecce, trefoli), in bobine (trefoli), in fasci (barre).

I fili devono essere forniti in rotoli di diametro tale che, all'atto dello svolgimento, allungati al suolo su un tratto di 10 m non presentino curvatura con freccia superiore a 400 mm; il produttore deve indicare il diametro minimo di avvolgimento.

Ciascun rotolo di filo liscio, ondulato o con impronte deve essere esente da saldature.

Sono ammesse le saldature di fili destinati alla produzione di trecce e di trefoli se effettuate prima della trafilatura; non sono ammesse saldature durante l'operazione di cordatura.

All'atto della posa in opera gli acciai devono presentarsi privi di ossidazione, corrosione, difetti superficiali visibili, pieghe.

E' tollerata un'ossidazione che scompaia totalmente mediante sfregamento con un panno asciutto.

Non è ammessa in cantiere alcuna operazione di raddrizzamento.

### 11.3.3.2 Caratteristiche meccaniche

Gli acciai per armature da precompressione devono possedere proprietà meccaniche, garantite dal produttore, non inferiori a quelle indicate nella successiva Tab. 11.3.VII:

Tabella 11.3.VII

Tipo di acciaio	Barre	Fili	Trefoli	Trefoli a fili sagomati	Trecce
Tensione caratteristica di rottura $f_{ptk}$ N/mm <sup>2</sup>	≥ 1000	≥ 1570	≥ 1860	≥ 1820	≥ 1900
Tensione caratteristica allo 0,1% di deformazione residua $f_{p(0,1)k}$ N/mm <sup>2</sup>	-	≥ 1420	-	-	-
Tensione caratteristica all'1% di deformazione totale $f_{p(1)k}$ N/mm <sup>2</sup>	-	-	≥ 1670	≥ 1620	≥ 1700
Tensione caratteristiche di snervamento $f_{pyk}$ N/mm <sup>2</sup>	≥ 800	-	-	-	-
Allungamento sotto carico massimo $A_{gt}$	≥ 3,5	≥ 3,5	≥ 3,5	≥ 3,5	≥ 3,5

Per il modulo di elasticità si farà riferimento al catalogo del fornitore.

Le grandezze qui di seguito elencate: diametro, A,  $f_{ptk}$ ,  $f_{p(0,1)k}$ ,  $f_{pyk}$ ,  $f_{p(1)k}$ ,  $A_{gt}$ ,  $E_p$ , l, N,  $\alpha$  (180°), L e r devono formare oggetto di garanzia da parte del produttore ed i corrispondenti valori garantiti figurare nel catalogo del produttore stesso.

Il controllo delle grandezze di cui sopra è eseguito secondo le modalità e le prescrizioni indicate nei punti successivi.

Pertanto i valori delle grandezze:

di diametro, A	sono confrontati con quelli che derivano dall'applicazione ai valori nominali, delle tolleranze prescritte al § 11.3.3.5.2.3;
$f_{ptk}$ , $f_{pyk}$ , $f_{p(1)k}$ , $f_{p(0,1)k}$ , $A_{gt}$	ottenuti applicando ai valori singoli $f_{pt}$ , $f_{py}$ , $f_{p(1)}$ , $f_{p(0,1)}$ le formule di cui al § 11.3.3.5.2.3 sono confrontati con i corrispondenti valori garantiti che figurano nel catalogo del produttore e con quelli della Tab. 11.3.VI;
l, N, $\alpha$ (180°)	sono confrontati con quelli prescritti rispettivamente al § 11.3.3.5.2.3;
$E_p$ , L e r	di cui al § 11.3.3.5.2.3, sono confrontati con i valori che figurano nel catalogo del produttore.

Si prende inoltre in considerazione la forma del diagramma sforzi deformazioni.

Il produttore deve controllare la composizione chimica e la struttura metallografica al fine di garantire le proprietà meccaniche prescritte.

### 11.3.3.3 Cadute di tensione per rilassamento

In assenza di dati sperimentali afferenti al lotto considerato, la caduta di tensione  $\Delta\sigma_{pr}$  per rilassamento al tempo t ad una temperatura di 20 °C può assumersi pari ai valori calcolati con le seguenti formule:

$$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi} = 5,39 \rho_{1000} e^{6,7\mu} (t/1000)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5} \text{ per Classe 1}$$

$$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi} = 0,66 \rho_{1000} e^{9,1\mu} (t/1000)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5} \text{ per Classe 2 (11.3.7)}$$

$$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi} = 1,98 \rho_{1000} e^{8,0\mu} (t/1000)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5} \text{ per Classe 3}$$

dove

$\sigma_{pi}$  è la tensione iniziale nel cavo;

$\rho_{1000}$  è la perdita per rilassamento (in percentuale) a 1000 ore dopo la messa in tensione, a 20 °C e a partire da una tensione iniziale pari a 0,7 della resistenza  $f_p$  del campione provato;

$$\mu = \sigma_{pi}/f_{pk};$$

$f_{pk}$  è la resistenza caratteristica dell'acciaio da precompressione;

$t$  è il tempo misurato in ore dalla messa in tensione.

Le prime due espressioni 11.3.17 si applicano, rispettivamente, ai fili, trecce e trefoli a normale rilassamento ed a basso rilassamento. La terza espressione si applica alle barre laminare a caldo.

In mancanza di specifica sperimentazione, i valori di  $\rho_{1000}$  possono essere tratti dalla Tab. 11.3.VIII.

Tabella 11.3.VIII

Classe di armatura	$\rho_{1000}$
Classe 1 - Trecce, filo o trefolo ordinario	8,0
Classe 2 - Trecce, filo o trefolo stabilizzato	2,5
Classe 3 - Barra laminata	4,0

La caduta finale per rilassamento può essere valutata con le formule sopra scritte per un tempo  $t = 500000$  ore.

Il rilassamento di armature che subiscono un ciclo termico dopo la messa in tensione è opportuno venga valutato sperimentalmente.

#### 11.3.3.4 Centri di trasformazione

Si definisce Centro di trasformazione, nell'ambito degli acciai per cemento armato precompresso, un impianto esterno alla fabbrica e/o al cantiere, fisso o mobile, che riceve dal produttore di acciaio elementi base (fili, trecce, trefoli, barre, ecc.) e confeziona elementi strutturali direttamente impiegabili in cantiere per la messa in opera.

Il Centro di trasformazione deve possedere tutti i requisiti previsti al § 11.3.1.7.

#### 11.3.3.5 Procedure di controllo per acciai da cemento armato precompresso

##### 11.3.3.5.1 Prescrizioni comuni - Modalità di prelievo

I saggi destinati ai controlli:

- non devono essere avvolti con diametro inferiore a quello della bobina o rotolo di provenienza;
- devono essere prelevati con le lunghezze richieste dal laboratorio incaricato delle prove ed in numero sufficiente per eseguire eventuali prove di controllo successive;
- devono essere adeguatamente protetti nel trasporto.

### 11.3.3.5.2 Controlli sistematici in stabilimento

#### 11.3.3.5.2.1 Prove di qualificazione

Il laboratorio incaricato deve effettuare, senza preavviso, presso lo stabilimento di produzione, il prelievo di una serie di 50 saggi, 5 per lotto, da 10 lotti di produzione diversi. I 10 lotti di produzione presi in esame per le prove di qualificazione devono essere costituiti da prodotti della stessa forma ed avere la stessa resistenza nominale, ma non necessariamente lo stesso diametro e la stessa caratteristica di formazione. Gli acciai devono essere raggruppati in categorie nel catalogo del produttore ai fini della relativa qualificazione.

I 5 saggi di ogni singolo lotto vengono prelevati da differenti fasci, rotoli o bobine. Ogni saggio deve recare contrassegni atti ad individuare il lotto ed il rotolo, la bobina o il fascio di provenienza.

Sulla serie di 50 saggi vengono determinate le grandezze diametro,  $f_{pt}$ ,  $f_{py}$ ,  $f_{p(0,1)}$ ,  $f_{p(1)}$ ,  $l$ ,  $E_p$ ,  $A_{gt}$ ,  $N$  ovvero  $\alpha$  ( $180^\circ$ ) sotto il controllo di un laboratorio di cui all'*art. 59 del DPR n. 380/2001*. Le relative prove possono venire eseguite dai tecnici del laboratorio incaricato presso il laboratorio dello stabilimento di produzione purché venga rispettato quanto prescritto dalle norme in merito alla verifica della taratura delle attrezzature.

Le grandezze  $L$  e  $r$  sono determinate su saggi provenienti da 5 e 4 lotti rispettivamente, in numero di 3 saggi per ogni lotto.

#### 11.3.3.5.2.2 Prove di verifica della qualità

Ai fini della verifica della qualità il laboratorio incaricato deve effettuare controlli saltuari su un campione costituito da 5 saggi provenienti da un lotto per ogni categoria di armatura. Il controllo verte su un minimo di sei lotti ogni trimestre da sottoporre a prelievo in non meno di tre sopralluoghi. Su tali saggi il laboratorio incaricato determina le grandezze diametro,  $f_{pt}$ ,  $l$ ,  $f_{py}$ ,  $f_{p(1)}$ ,  $f_{p(0,1)}$ ,  $E_p$ ,  $N$ ,  $A_{gt}$  ovvero  $\alpha$  ( $180^\circ$ ).

Per le grandezze  $r$  ed  $L$  i controlli si effettuano una volta al semestre, per entrambe su 3 saggi provenienti dallo stesso lotto per ogni categoria di armatura.

I valori caratteristici  $f_{ptk}$ ,  $f_{pyk}$ ,  $f_{(0,1)k}$ ,  $f_{p(1)k}$  sono determinati su 10 serie di 5 saggi corrispondenti alla stessa categoria di armatura, da aggiornarsi ad ogni prelievo aggiungendo la nuova serie ed eliminando la prima in ordine di tempo.

I valori caratteristici  $f_{ptk}$ ,  $f_{pyk}$ ,  $f_{(0,1)k}$ ,  $f_{p(1)k}$  devono rispettare i valori minimi di cui alla Tab. 11.3.VII.

Se gli scarti quadratici medi risultano superiori al 3% del valore medio per  $f_{pt}$ , e al 4% per  $f_{py}$ ,  $f_{(0,1)}$ ,  $f_{p(1)}$ , il controllo si intende sospeso e la procedura di qualificazione deve essere ripresa dall'inizio.

Ove i valori caratteristici  $f_{ptk}$ ,  $f_{pyk}$ ,  $f_{(0,1)k}$ ,  $f_{p(1)k}$  riscontrati risultino inferiori ai valori minimi di cui alla Tab. 11.3.VI il laboratorio incaricato sospende le verifiche della qualità dandone comunicazione al Servizio Tecnico Centrale e ripeterà la qualificazione solo dopo che il produttore abbia avviato alle cause che hanno dato luogo al risultato insoddisfacente.

#### 11.3.3.5.2.3 Determinazione delle proprietà e tolleranze

##### Diametro (diametro) e Area della sezione (A)

L'area della sezione di fili lisci, con impronte, trecce e trefoli si valuta per pesata assumendo che la densità dell'acciaio sia pari a  $7,81 \text{ kg/dm}^3$  ( $7,85 \text{ kg/dm}^3$  per le barre).

La misura delle dimensioni trasversali nei fili con impronta non deve essere effettuata in corrispondenza delle impronte stesse.

Sui valori nominali delle sezioni dei fili, delle barre, delle trecce e dei trefoli è ammessa una tolleranza di  $\pm 2\%$  ( $-2\% \div 6\%$  per le barre).

Nei calcoli statici si adottano le sezioni nominali.

##### Tensione di rottura ( $f_{pt}$ )

La determinazione si effettua per mezzo della prova a trazione su barre secondo le norme UNI EN 10002-1:2004, su fili, trecce e trefoli secondo UNI EN ISO 15630-3:2004.

Allungamento sotto carico massimo ( $A_{gt}$ )

Per barre, fili e trefoli la determinazione viene eseguita secondo la norma UNI EN ISO 15630-3:2004.

Limite elastico allo 0,1% ( $f_{p(0,1)}$ )

Il valore del limite convenzionale  $f_{p(0,1)}$  si ricava dal corrispondente diagramma sforzi-deformazioni, ottenuto con prove a trazione eseguite secondo la norma UNI EN ISO 15630-3:2004.

I singoli valori unitari devono essere riferiti alle corrispondenti sezioni nominali.

Il valore del limite 0,1% deve risultare compreso tra l'85% ed il 95% del corrispondente valore della tensione di rottura  $f_{pt}$ .

Tensione di snervamento ( $f_{py}$ )

Il valore della tensione di snervamento  $f_{py}$  si ricava dal corrispondente diagramma sforzi-deformazioni ottenuto con la prova a trazione eseguita secondo la norma UNI EN ISO 15630-3:2004. Esso deve risultare compreso tra l'85% ed il 95% del corrispondente valore della tensione di rottura  $f_{pt}$ .

Modulo di elasticità

Il modulo apparente di elasticità è inteso come rapporto fra la differenza di tensione media e la differenza di deformazione corrispondente, valutato per l'intervallo di tensione (0,2-0,7)  $f_{pt}$  conformemente alla norma UNI EN ISO 15630-3:2004.

Sono tollerati scarti del  $\pm 5\%$  rispetto al valore garantito.

Tensione all'1% ( $f_{p(1)}$ )

La tensione corrispondente all'1% di deformazione totale deve risultare compresa tra l'85% ed il 95% del corrispondente valore della tensione di rottura  $f_{pt}$ .

Prova di piegamento alternato (N)

La prova di piegamento alternato si esegue su fili aventi diametro  $\leq 8$  mm secondo la norma UNI EN ISO 15630-3:2004 con rulli di diametro pari a 4 diametro.

Il numero dei piegamenti alterni a rottura non deve risultare inferiore a 4 per i fili lisci e a 3 per i fili ondulati o con impronte.

Prova di piegamento ( $\alpha$ )

La prova di piegamento si esegue su fili aventi diametro  $\geq 8$  mm e su barre secondo la norma UNI EN ISO 15630-3:2004.

L'angolo di piegamento deve essere di  $180^\circ$  e il diametro del mandrino deve essere pari a:

5 diametro per i fili;

6 diametro per le barre con diametro  $\leq 26$  mm;

8 diametro per le barre con diametro  $> 26$  mm.

Resistenza a fatica (L)

La prova viene condotta secondo la norma UNI EN ISO 15630-3:2004 con sollecitazione assiale a ciclo pulsante, facendo oscillare la tensione fra una tensione superiore  $\sigma_1$ , e una tensione inferiore  $\sigma_2$ . Il risultato della prova è ritenuto soddisfacente se il campione sopporta, senza rompersi, almeno due milioni di cicli. La frequenza di prova deve essere non superiore a 120 Hz per i fili e le barre e 20 Hz per i trefoli come previsto dalla norma UNI EN ISO 15630-3:2004.

Come alternativa a tale procedimento è possibile determinare sperimentalmente l'ampiezza limite di fatica  $L$  a  $2 \cdot 10^6$  cicli, in funzione della tensione media  $\sigma_m$ .

Rilassamento a temperatura ordinaria (R)

Condizioni di prova

Si determina il diagramma della caduta di tensione a lunghezza costante ed a temperatura  $T = 20 \pm 1$  °C a partire dalla tensione iniziale e per la durata stabilita.

Caratteristiche del campione

Il campione deve essere sollecitato per un tratto non inferiore a 100 cm; in conseguenza la lunghezza del saggio deve essere almeno 125 cm per tener conto degli organi di afferraggio. Nella zona sollecitata la provetta non deve subire alcuna lavorazione né pulitura.

Carico iniziale

La tensione iniziale deve essere applicata con velocità pari a  $200 \pm 50$  N/mm<sup>2</sup> al minuto e mantenuta per 2 minuti  $\pm 2$  secondi prima dell'inizio della misura.

Quando le necessità operative lo richiedano, è ammessa una pre-tensione inferiore al 40% della tensione iniziale ed al 30% di quella di rottura (determinata su una provetta proveniente dallo stesso campionamento).

Il carico iniziale deve avere precisione  $\pm 1\%$  quando inferiore a 100 tonnellate;  $\pm 2\%$  quando superiore.

Precisione della misura

La caduta di sforzo (rilassamento) va misurata con precisione  $\pm 1\%$ ; pertanto il principio di funzionamento dell'apparecchiatura di prova, la sensibilità dei singoli strumenti rilevatori, la posizione di questi, ecc. devono essere tali da garantire detta precisione.

#### 11.3.3.5.2.4 Controlli su singoli lotti di produzione

Negli stabilimenti soggetti a controlli sistematici di cui al presente § 11.3.1, i produttori possono richiedere di sottoporsi a controlli, eseguiti a cura di un laboratorio di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001, su singoli lotti di produzione (massima massa del lotto = 100 t) di quei prodotti che, per ragioni di produzione, non possono ancora rispettare le condizioni minime quantitative per qualificarsi. Le prove da effettuare sono quelle di cui al successivo § 11.3.3.5.3.

#### 11.3.3.5.3 Controlli nei centri di trasformazione

I controlli sono obbligatori e devono essere effettuati a cura del Direttore tecnico dello stabilimento.

I controlli vengono eseguiti secondo le modalità di seguito indicate.

Effettuato un prelievo di 3 saggi provenienti da una stessa fornitura, intesa come lotto formato da massimo 90 t, ed appartenenti ad una stessa categoria, si determinano, mediante prove eseguite presso un laboratorio di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001, i corrispondenti valori minimi di  $f_{pt}$ ,  $f_{py}$ ,  $f_{p(1)}$ ,  $f_{p(0,1)}$ .

I risultati delle prove sono considerati compatibili con quelli ottenuti in stabilimento se nessuno dei valori minimi sopra indicati è inferiore ai corrispondenti valori caratteristici garantiti dal produttore.

Nel caso che anche uno solo dei valori minimi suddetti non rispetti la corrispondente condizione, verranno eseguite prove supplementari soggette a valutazioni statistiche come di seguito indicato.

Il campione da sottoporre a prove supplementari è costituito da almeno 10 saggi prelevati da altrettanti rotoli, bobine o fasci. Se il numero dei rotoli, bobine o fasci costituenti il lotto è inferiore a 10, da alcuni rotoli o bobine verranno prelevati due saggi, uno da ciascuna estremità. Per le barre vengono prelevati due saggi da due barre diverse dello stesso fascio.

Ogni saggio deve recare contrassegni atti ad individuare il lotto ed il rotolo, bobina o fascio di provenienza.

Effettuato il prelievo supplementare si determinano, mediante prove effettuate presso un laboratorio di cui all'*art. 59 del DPR n. 380/2001*, i corrispondenti valori medi  $g_{mn}$  e le deviazioni standard  $s_n$  di  $f_{pt}$ ,  $f_{py}$ ,  $f_{p(1)}$ ,  $f_{p(0,1)}$ .

I risultati delle prove vengono considerati compatibili con quelli ottenuti in stabilimento se:

- per le tensioni di rottura  $f_{pt}$ :

$$g_{mn} \geq 1,03 f_{ptk}$$

$$s_n \leq 0,05 f_{ptk}$$

- per le grandezze  $f_{py}$ ,  $f_{p(1)}$ ,  $f_{p(0,1)}$ :

$$g_{mn} \geq 1,04 (f_{pyk}, f_{p(1)k}, f_{p(0,1)k})$$

$$s_n \leq 0,07 (f_{pyk}, f_{p(1)k}, f_{p(0,1)k})$$

- i valori del modulo di elasticità longitudinale  $E_p$  sono conformi al valore garantito dal produttore, con una tolleranza del  $\pm 5\%$ .

Se tali disuguaglianze non sono verificate, o se non sono rispettate le prescrizioni di cui al § 11.3.3.5.2.3. si ripeteranno, previo avviso al produttore, le prove su altri 10 saggi.

L'ulteriore risultato negativo comporta l'inidoneità della partita e la trasmissione dei risultati al produttore, che è tenuto a farli inserire tra i risultati dei controlli statistici della sua produzione.

In tal caso il Direttore tecnico del centro di trasformazione deve comunicare il risultato anomalo sia al laboratorio incaricato del controllo che al Servizio Tecnico Centrale.

Il prelievo dei campioni va effettuato a cura del Direttore tecnico centro di trasformazione che deve assicurare, mediante sigle, etichettature indelebili, ecc., che i campioni inviati per le prove al laboratorio incaricato siano effettivamente quelli da lui prelevati.

Per le caratteristiche dei certificati emessi dal laboratorio, si fa riferimento a quanto riportato al § 11.3.2.11.4, fatta eccezione per il marchio di qualificazione, normalmente non presente sugli acciai da cemento armato precompresso, per il quale si potrà fare riferimento ad eventuali cartellini identificativi ovvero ai dati dichiarati del richiedente.

Il Direttore tecnico centro di trasformazione curerà la registrazione di tutti i risultati delle prove di controllo interno su apposito registro, di cui dovrà essere consentita la visione a quanti ne abbiano titolo.

Tutte le forniture provenienti da un Centro di trasformazione devono essere accompagnate dalla documentazione di cui al § 11.3.1.7.

#### 11.3.3.5.4 Controlli di accettazione in cantiere

I controlli in cantiere, demandati al Direttore dei Lavori, sono obbligatori e devono essere eseguiti secondo le medesime indicazioni di cui al precedente § 11.3.3.5.3, con l'avvertenza che il prelievo preliminare dei 3 saggi va effettuato per ogni lotto di spedizione, di massimo 30 t.

Qualora la fornitura di cavi preformati provenga da un Centro di trasformazione, il Direttore dei Lavori, esaminata preliminarmente la documentazione attestante il possesso di tutti i requisiti previsti al § 11.3.1.7, che il suddetto Centro di trasformazione è tenuto a trasmettergli, può recarsi presso il medesimo Centro di trasformazione ed effettuare in stabilimento tutti i controlli di cui sopra. In tal caso il prelievo dei campioni viene effettuato dal Direttore tecnico del centro di trasformazione secondo le disposizioni del Direttore dei Lavori; quest'ultimo deve assicurare, mediante sigle, etichettature indelebili, ecc., che i campioni inviati per le prove al laboratorio incaricato siano effettivamente quelli da lui prelevati, nonché sottoscrivere la relativa richiesta di prove.

Per le modalità di prelievo dei campioni, di esecuzione delle prove e di compilazione dei certificati valgono le medesime disposizioni di cui al precedente § 11.3.3.5.3.

#### 11.3.4 ACCIAI PER STRUTTURE METALLICHE E PER STRUTTURE COMPOSTE

##### 11.3.4.1 Generalità

Per la realizzazione di strutture metalliche e di strutture composte si dovranno utilizzare acciai conformi alle norme armonizzate della serie UNI EN 10025 (per i laminati), UNI EN 10210 (per i tubi senza saldatura) e UNI EN 10219-1 (per i tubi saldati), recanti la Marcatura CE, cui si applica il sistema di attestazione della conformità 2+, e per i quali si rimanda a quanto specificato al punto A del § 11.1.

Per gli acciai di cui alle norme armonizzate UNI EN 10025, UNI EN 10210 ed UNI EN 10219-1, in assenza di specifici studi statistici di documentata affidabilità, ed in favore di sicurezza, per i valori delle tensioni caratteristiche di snervamento  $f_{yk}$  e di rottura  $f_{tk}$  da utilizzare nei calcoli si assumono i valori nominali  $f_y = R_{eH}$  e  $f_t = R_m$  riportati nelle relative norme di prodotto.

Per i prodotti per cui non sia applicabile la marcatura CE, si rimanda a quanto specificato al punto B del § 11.1 e si applica la procedura di cui al § 11.3.4.11.

Per l'accertamento delle caratteristiche meccaniche indicate nel seguito, il prelievo dei saggi, la posizione nel pezzo da cui essi devono essere prelevati, la preparazione delle provette e le modalità di prova devono rispondere alle prescrizioni delle norme UNI EN ISO 377:1999, UNI 552:1986, EN 10002-1:2004, UNI EN 10045-1:1992.

In sede di progettazione si possono assumere convenzionalmente i seguenti valori nominali delle proprietà del materiale:

modulo elastico	$E = 210.000 \text{ N/mm}^2$
modulo di elasticità trasversale	$G = E / [2 (1 + \nu)] \text{ N/mm}^2$
coefficiente di Poisson	$\nu = 0,3$
coefficiente di espansione termica lineare (per temperature fino a 100 °C)	$\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}^{-1}$
densità	$\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$

Sempre in sede di progettazione, per gli acciai di cui alle norme europee EN 10025, EN 10210 ed EN 10219-1, si possono assumere nei calcoli i valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento  $f_{yk}$  e di rottura  $f_{tk}$  riportati nelle tabelle seguenti.

Tabella 11.3.IX - Laminati a caldo con profili a sezione aperta

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale dell'elemento			
	$t \leq 40 \text{ mm}$ $f_{yk} [\text{N/mm}^2]$	$f_{tk} [\text{N/mm}^2]$	$40 \text{ mm} < t \leq 80 \text{ mm}$ $f_{yk} [\text{N/mm}^2]$	$f_{tk} [\text{N/mm}^2]$
UNI EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	420	550
UNI EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
UNI EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360



S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
UNI EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490

Tabella 11.3.X - Laminati a caldo con profili a sezione cava

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale dell'elemento		40 mm < t ≤ 80 mm	
	t ≤ 40 mm f <sub>yk</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>tk</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>yk</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>tk</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]
UNI EN 100210-1				
S 235 H	235	360	215	340
S 275 H	275	430	255	410
S 355 H	355	510	335	490
S 275 NH/NLH	275	390	255	370
S 355 NH/NLH	355	490	335	470
S 420 NH/NLH	420	540	390	520
S 460 NH/NLH	460	560	430	550
UNI EN 10219-1				
S 235 H	235	360		
S 275 H	275	430		
S 355 H	355	510		
S 275 NH/NLH	275	370		
S 355 NH/NLH	355	470		
S 275 MH/MLH	275	360		
S 355 MH/MLH	355	470		
S 420 MH/MLH	420	500		
S 460 MH/MLH	460	530		

#### 11.3.4.2 Acciai laminati

Gli acciai laminati di uso generale per la realizzazione di strutture metalliche e per le strutture composte comprendono:

##### Prodotti lunghi

- laminati mercantili (angolari, L, T, piatti e altri prodotti di forma);
- travi ad ali parallele del tipo HE e IPE, travi IPN;
- laminati ad U.

##### Prodotti piani

- lamiere e piatti;
- nastri.

##### Profilati cavi

- tubi prodotti a caldo.

##### Prodotti derivati

- travi saldate (ricavate da lamiere o da nastri a caldo);
- profilati a freddo (ricavati da nastri a caldo);
- tubi saldati (cilindrici o di forma ricavati da nastri a caldo);
- lamiere grecate (ricavate da nastri a caldo).

#### 11.3.4.2.1 Controlli sui prodotti laminati

I controlli sui laminati verranno eseguiti secondo le prescrizioni di cui al § 11.3.4.10.

#### 11.3.4.2.2 Fornitura dei prodotti laminati

Per la documentazione di accompagnamento delle forniture vale quanto indicato al § 11.3.1.5.

#### 11.3.4.3 Acciaio per getti

Per l'esecuzione di parti in getti si devono impiegare acciai conformi alla norma UNI EN 10293:2006.

Quando tali acciai debbano essere saldati, valgono le stesse limitazioni di composizione chimica previste per gli acciai laminati di resistenza simile.

#### 11.3.4.4 Acciaio per strutture saldate

##### 11.3.4.4.1 Composizione chimica degli acciai

Gli acciai per strutture saldate, oltre a soddisfare le condizioni indicate al § 11.3.4.1, devono avere composizione chimica conforme a quanto riportato nelle norme europee armonizzate applicabili, di cui al punto 11.3.4.1.

##### 11.3.4.5 Processo di saldatura

La saldatura degli acciai dovrà avvenire con uno dei procedimenti all'arco elettrico codificati secondo la norma UNI EN ISO 4063:2001. E' ammesso l'uso di procedimenti diversi purché sostenuti da adeguata documentazione teorica e sperimentale.

I saldatori nei procedimenti semiautomatici e manuali dovranno essere qualificati secondo la norma UNI EN 287-1:2004 da parte di un Ente terzo. A deroga di quanto richiesto nella norma UNI EN 287-1:2004, i saldatori che eseguono giunti a T con cordoni d'angolo dovranno essere specificamente qualificati e non potranno essere qualificati soltanto mediante l'esecuzione di giunti testa-testa.

Gli operatori dei procedimenti automatici o robotizzati dovranno essere certificati secondo la norma UNI EN 1418:1999. Tutti i procedimenti di saldatura dovranno essere qualificati secondo la norma UNI EN ISO 15614-1:2005.

Le durezza eseguite sulle macrografie non dovranno essere superiori a 350 HV30.

Per la saldatura ad arco di prigionieri di materiali metallici (saldatura ad innesco mediante sollevamento e saldatura a scarica di condensatori ad innesco sulla punta) si applica la norma UNI EN ISO 14555:2001; valgono perciò i requisiti di qualità di cui al prospetto A1 della appendice A della stessa norma.

Le prove di qualifica dei saldatori, degli operatori e dei procedimenti dovranno essere eseguite da un Ente terzo; in assenza di prescrizioni in proposito l'Ente sarà scelto dal costruttore secondo criteri di competenza e di indipendenza.

Sono richieste caratteristiche di duttilità, snervamento, resistenza e tenacità in zona fusa e in zona termica alterata non inferiori a quelle del materiale base.

Nell'esecuzione delle saldature dovranno inoltre essere rispettate le norme UNI EN 1011:2005 parti 1 e 2 per gli acciai ferritici e della parte 3 per gli acciai inossidabili. Per la preparazione dei lembi si applicherà, salvo casi particolari, la norma UNI EN ISO 9692-1:2005.

Le saldature saranno sottoposte a controlli non distruttivi finali per accertare la corrispondenza ai livelli di qualità stabiliti dal progettista sulla base delle norme applicate per la progettazione.

In assenza di tali dati per strutture non soggette a fatica si adotterà il livello C della norma UNI EN ISO 5817:2004 e il livello B per strutture soggette a fatica.

L'entità ed il tipo di tali controlli, distruttivi e non distruttivi, in aggiunta a quello visivo al 100%, saranno definiti dal Collaudatore e dal Direttore dei Lavori; per i cordoni ad angolo o giunti a parziale penetrazione si useranno metodi di superficie (ad es. liquidi penetranti o polveri magnetiche), mentre per i giunti a piena penetrazione, oltre a quanto sopra previsto, si useranno metodi volumetrici e cioè raggi X o gamma o ultrasuoni per i giunti testa a testa e solo ultrasuoni per i giunti a T a piena penetrazione.

Per le modalità di esecuzione dei controlli ed i livelli di accettabilità si potrà fare utile riferimento alle prescrizioni della norma UNI EN 12062:2004.

Tutti gli operatori che eseguiranno i controlli dovranno essere qualificati secondo la norma UNI EN 473:2001 almeno di secondo livello.

Oltre alle prescrizioni applicabili di cui al precedente § 11.3.1.7, il costruttore deve corrispondere ai seguenti requisiti.

In relazione alla tipologia dei manufatti realizzati mediante giunzioni saldate, il costruttore deve essere certificato secondo la norma UNI EN ISO 3834:2006 parti 2 e 4; il livello di conoscenza tecnica del personale di coordinamento delle operazioni di saldatura deve corrispondere ai requisiti della normativa di comprovata validità. I requisiti sono riassunti nella Tab. 11.3.XI di seguito riportata.

La certificazione dell'azienda e del personale dovrà essere operata da un Ente terzo, scelto, in assenza di prescrizioni, dal costruttore secondo criteri di indipendenza e di competenza.

Tabella 11.3.XI

Tipo di azione sulle strutture	Strutture soggette a fatica in modo non significativo			Strutture soggette a fatica in modo significativo
	A	B	C	D
Riferimento	S235, s ≤ 30mm S275, s ≤ 30mm	S355, s ≤ 30mm S235 S275	S235 S275 S355	S235 S275 S355
Materiale Base:			S460, s ≤ 30mm	S460 (Nota 1)
Spessore minimo delle membrature				Acciai inossidabili e altri acciai non esplicitamente menzionati (Nota 1)
Livello dei requisiti di qualità secondo la norma UNI EN ISO 3834:2006	Elementare	Medio	Medio	Completo
Livello di conoscenza tecnica del personale di coordinamento della saldatura secondo la norma UNI EN 719:1996	Di base	Specifico	Completo	Completo

Nota 1) Vale anche per strutture non soggette a fatica in modo significativo

#### 11.3.4.6 Bulloni e Chiodi

##### 11.3.4.6.1 Bulloni

I bulloni - conformi per le caratteristiche dimensionali alle norme UNI EN ISO 4016:2002 e UNI 5592:1968 devono appartenere alle sotto indicate classi della norma UNI EN ISO 898-1:2001, associate nel modo indicato nella Tab. 11.3.XII.

Tabella 11.3.XII.a

	Normali			Ad alta resistenza	
Vite	4,6	5,6	6,8	8,8	10,9
Dado	4	5	6	8	10

Le tensioni di snervamento  $f_{yb}$  e di rottura  $f_{tb}$  delle viti appartenenti alle classi indicate nella precedente tabella 11.3.XII.a sono riportate nella seguente tabella 11.3.XII.b.

Tabella 11.3.XII.b

Classe	4,6	5,6	6,8	8,8	10,9
$f_{yb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	240	300	480	649	900
$f_{tb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	400	500	600	800	1000

#### 11.3.4.6.2 Bulloni per giunzioni ad attrito

I bulloni per giunzioni ad attrito devono essere conformi alle prescrizioni della Tab. 11.3.XIII. Viti e dadi, devono essere associati come indicato nella Tab. 11.3.XII.

Tabella 11.3.XIII

Elemento	Materiale	Riferimento
Viti	8.8 - 10.9 secondo UNI EN ISO 898-1:2001	UNI EN 14399:2005 parti 3 e 4
Dadi	8 - 10 secondo UNI EN 20898-2:1994	
Rosette	Acciaio C 50 UNI EN 10083-2:2006 temperato e rinvenuto HRC 32 ÷ 40	UNI EN 14399:2005 parti 5 e 6
Piastrine	Acciaio C 50 UNI EN 10083-2:2006 temperato e rinvenuto HRC 32 ÷ 40	

Gli elementi di collegamento strutturali ad alta resistenza adatti al precarico devono soddisfare i requisiti di cui alla norma europea armonizzata UNI EN 14399-1, e recare la relativa marcatura CE, con le specificazioni di cui al punto A del § 11.1.

#### 11.3.4.6.3 Chiodi

Per i chiodi da ribadire a caldo si devono impiegare gli acciai previsti dalla norma UNI 7356.

#### 11.3.4.7 Connettori a piolo

Nel caso si utilizzino connettori a piolo, l'acciaio deve essere idoneo al processo di formazione dello stesso e compatibile per saldatura con il materiale costituente l'elemento strutturale interessato dai pioli stessi. Esso deve avere le seguenti caratteristiche meccaniche:

- allungamento percentuale a rottura (valutato su base  $L_0 = 5,65 \sqrt{A_0}$ , dove  $A_0$  è l'area della sezione trasversale del saggio)  $\geq 12$ ;
- rapporto  $f_t / f_y \geq 1,2$ .

Quando i connettori vengono uniti alle strutture con procedimenti di saldatura speciali, senza metallo d'apporto, essi devono essere fabbricati con acciai la cui composizione chimica soddisfi le limitazioni seguenti:

$C \leq 0,18\%$ ,  $Mn \leq 0,9\%$ ,  $S \leq 0,04\%$ ,  $P \leq 0,05\%$ .

#### 11.3.4.8 Acciai inossidabili

Nell'ambito delle indicazioni generali di cui al secondo comma del § 11.3.4.1 (Generalità), è consentito l'impiego di acciaio inossidabile per la realizzazione di strutture metalliche.

In particolare per i prodotti laminati la qualificazione è ammessa anche nel caso di produzione non continua, permanendo tutte le altre regole relative alla qualificazione (§ 11.3.1) ed al controllo (§ 11.3.4.10).

#### 11.3.4.9 Specifiche per acciai da carpenteria in zona sismica

L'acciaio costituente le membrature, le saldature ed i bulloni deve essere conforme ai requisiti riportati nelle norme sulle costruzioni in acciaio.

Per le zone dissipative si applicano le seguenti regole addizionali:

- per gli acciai da carpenteria il rapporto fra i valori caratteristici della tensione di rottura  $f_{tk}$  (nominale) e la tensione di snervamento  $f_{yk}$  (nominale) deve essere maggiore di 1,20 e l'allungamento a rottura  $A_5$ , misurato su provino standard, deve essere non inferiore al 20%;

- la tensione di snervamento massima  $f_{y,max}$  deve risultare  $f_{y,max} \leq 1,2 f_{yk}$ ;

- i collegamenti bullonati devono essere realizzati con bulloni ad alta resistenza di classe 8.8 o 10.9.

#### 11.3.4.10 Centri di trasformazione

Si definiscono Centri di trasformazione, nell'ambito degli acciai per carpenteria metallica, i centri di produzione di lamiere grecate e profilati formati a freddo, i centri di prelaborazione di componenti strutturali, le officine di produzione di carpenterie metalliche, le officine di produzione di elementi strutturali di serie e le officine per la produzione di bulloni e chiodi.

Il Centro di trasformazione deve possedere tutti i requisiti previsti al § 11.3.1.7.

#### 11.3.4.11 Procedure di controllo su acciai da carpenteria

##### 11.3.4.11.1 Controlli in stabilimento di produzione

##### 11.3.4.11.1.1 Suddivisione dei prodotti

Sono prodotti qualificabili sia quelli raggruppabili per colata che quelli per lotti di produzione.

Ai fini delle prove di qualificazione e di controllo (vedere § 11.3.4.10.1.2), i prodotti nell'ambito di ciascuna gamma merceologica di cui al § 11.3.4.2, sono raggruppabili per gamme di spessori così come definito nelle norme europee armonizzate UNI EN 10025, UNI EN 10210-1 e UNI EN 10219-1.

Agli stessi fini, sono raggruppabili anche i diversi gradi di acciai (JR, J0, J2, K2), sempre che siano garantite per tutti le caratteristiche del grado superiore del raggruppamento.

Un lotto di produzione è costituito da un quantitativo compreso fra 30 e 120 t, o frazione residua, per ogni profilo, qualità e gamma di spessore, senza alcun riferimento alle colate che sono state utilizzate per la loro produzione. Per quanto riguarda i profilati cavi, il lotto di produzione corrisponde all'unità di collaudo come definita dalle norme europee armonizzate UNI EN 10210-1 e UNI EN 10219-1 in base al numero dei pezzi.

##### 11.3.4.11.1.2 Prove di qualificazione

Ai fini della qualificazione, con riferimento ai prodotti di cui al punto B del § 11.1, fatto salvo quanto prescritto ed obbligatoriamente applicabile per i prodotti di cui a norme armonizzate in regime di cogenza, il produttore deve predisporre una idonea documentazione sulle caratteristiche chimiche, ove pertinenti, e meccaniche riscontrate per quelle qualità e per quei prodotti che intende qualificare.

La documentazione deve essere riferita ad una produzione consecutiva relativa ad un periodo di tempo di almeno sei mesi e ad un quantitativo di prodotti tale da fornire un quadro statisticamente significativo della produzione stessa e comunque  $\geq 2.000$  t oppure ad un numero di colate o di lotti  $\geq 25$ .

Tale documentazione di prova deve basarsi sui dati sperimentali rilevati dal produttore, integrati dai risultati delle prove di qualificazione effettuate a cura di un laboratorio di cui all'*art. 59, comma 1, del DPR n. 380/2001*, incaricato dal produttore stesso.

Le prove di qualificazione devono riferirsi a ciascun tipo di prodotto, inteso individuato da gamma merceologica, classe di spessore e qualità di acciaio, ed essere relative al rilievo dei valori caratteristici; per ciascun tipo verranno eseguite almeno 30 prove su saggi appositamente prelevati.

La documentazione del complesso delle prove meccaniche deve essere elaborata in forma statistica calcolando, per lo snervamento e la resistenza a rottura, il valore medio, lo scarto quadratico medio e il relativo valore caratteristico delle corrispondenti distribuzioni di frequenza.

#### 11.3.4.11.1.3 Controllo continuo della qualità della produzione

Con riferimento ai prodotti di cui al punto B del § 11.1, il servizio di controllo interno della qualità dello stabilimento produttore deve predisporre un'accurata procedura atta a mantenere sotto controllo con continuità tutto il ciclo produttivo.

Per ogni colata, o per ogni lotto di produzione, contraddistinti dal proprio numero di riferimento, viene prelevato dal prodotto finito un saggio per colata e comunque un saggio ogni 80 t oppure un saggio per lotto e comunque un saggio ogni 40 t o frazione; per quanto riguarda i profilati cavi, il lotto di produzione è definito dalle relative norme UNI di prodotto, in base al numero dei pezzi.

Dai saggi di cui sopra verranno ricavati i provini per la determinazione delle caratteristiche chimiche e meccaniche previste dalle norme europee armonizzate UNI EN 10025, UNI EN 10210-1 e UNI EN 10219-1 rilevando il quantitativo in tonnellate di prodotto finito cui la prova si riferisce.

Per quanto concerne  $f_y$  e  $f_t$  i dati singoli raccolti, suddivisi per qualità e prodotti (secondo le gamme dimensionali) vengono riportati su idonei diagrammi per consentire di valutare statisticamente nel tempo i risultati della produzione rispetto alle prescrizioni delle presenti norme tecniche.

I restanti dati relativi alle caratteristiche chimiche, di resilienza e di allungamento vengono raccolti in tabelle e conservati, dopo averne verificato la rispondenza alle norme UNI EN 10025, UNI EN 10210-1 e UNI EN 10219-1 per quanto concerne le caratteristiche chimiche e, per quanto concerne resilienza e allungamento, alle prescrizioni di cui alle tabelle delle corrispondenti norme europee della serie UNI EN 10025 ovvero delle tabelle di cui alle norme europee UNI EN 10210 ed UNI EN 10219 per i profilati cavi.

E' cura e responsabilità del produttore individuare, a livello di colata o di lotto di produzione, gli eventuali risultati anomali che portano fuori limiti la produzione e di provvedere ad ovviarne le cause. I diagrammi sopra indicati devono riportare gli eventuali dati anomali.

I prodotti non conformi devono essere deviati ad altri impieghi, previa punzonatura di annullamento, e tenendone esplicita nota nei registri.

La documentazione raccolta presso il controllo interno di qualità dello stabilimento produttore deve essere conservata a cura del produttore.

#### 11.3.4.11.1.4 Verifica periodica della qualità

Con riferimento ai prodotti di cui al punto B del § 11.1, il laboratorio incaricato effettua periodicamente a sua discrezione e senza preavviso, almeno ogni sei mesi, una visita presso lo stabilimento produttore nel corso della quale su tre tipi di prodotto, scelti di volta in volta tra qualità di acciaio, gamma merceologica e classe di spessore, effettuerà per ciascun tipo non meno di 30 prove a trazione su provette ricavate sia da saggi prelevati direttamente dai prodotti sia da saggi appositamente accantonati dal produttore in numero di almeno 2 per colata o lotto di produzione, relativa alla produzione intercorsa dalla visita precedente.

Inoltre il laboratorio incaricato effettua le altre prove previste (resilienza e analisi chimiche) sperimentando su provini ricavati da 3 campioni per ciascun tipo sopraddetto.

Infine si controlla che siano rispettati i valori minimi prescritti per la resilienza e quelli massimi per le analisi chimiche.

Nel caso che i risultati delle prove siano tali per cui viene accertato che i limiti prescritti non siano rispettati, vengono prelevati altri saggi (nello stesso numero) e ripetute le prove.

Ove i risultati delle prove, dopo ripetizione, fossero ancora insoddisfacenti, il laboratorio incaricato sospende le verifiche della qualità dandone comunicazione al Servizio Tecnico Centrale e ripete la qualificazione dopo che il produttore ha ovviato alle cause che hanno dato luogo al risultato insoddisfacente.

Per quanto concerne le prove di verifica periodica della qualità per gli acciai di cui al § 11.3.4.1, con caratteristiche comprese tra i tipi S235 ed S355, si utilizza un coefficiente di variazione pari all'8%.

Per gli acciai con snervamento o rottura superiore al tipo S355 si utilizza un coefficiente di variazione pari al 6%.

Per tali acciai la qualificazione è ammessa anche nel caso di produzione non continua nell'ultimo semestre ed anche nei casi in cui i quantitativi minimi previsti non siano rispettati, permanendo tutte le altre regole relative alla qualificazione.

#### 11.3.4.11.1.5 Controlli su singole colate

Negli stabilimenti soggetti a controlli sistematici di cui al precedente § 11.3.4.10.1, i produttori possono richiedere di loro iniziativa di sottoporsi a controlli, eseguiti a cura di un Laboratorio di cui all'*art. 59, comma 1, del DPR n. 380/2001*, su singole colate di quei prodotti che, per ragioni produttive, non possono ancora rispettare le condizioni quantitative minime (vedere § 11.3.4.10.2) per qualificarsi.

Le prove da effettuare sono quelle relative alle norme europee armonizzate UNI EN 10025, UNI EN 10210-1 e UNI EN 10219-1 ed i valori da rispettare sono quelli di cui alle tabelle delle corrispondenti norme europee della serie UNI EN 10025 ovvero delle tabelle di cui alle norme europee UNI EN 10210 ed UNI EN 10219 per i profilati cavi.

#### 11.3.4.11.2 Controlli nei centri di trasformazione

##### 11.3.4.11.2.1 Centri di produzione di lamiere grecate e profilati formati a freddo

Si definiscono centri di produzione di prodotti formati a freddo e lamiere grecate tutti quegli impianti che ricevono dai produttori di acciaio nastri o lamiere in acciaio e realizzano profilati formati a freddo, lamiere grecate e pannelli composti profilati, ivi compresi quelli saldati che però non siano sottoposti a successive modifiche o trattamenti termici. Per quanto riguarda i materiali soggetti a lavorazione, può farsi utile riferimento, oltre alle norme citate nel precedente § 11.3.4.1, anche alle norme UNI EN 10326:2004 e UNI EN 10149:1997 (parti 1, 2 e 3).

Oltre alle prescrizioni applicabili di cui al precedente § 11.3.1.7, i centri di produzione di prodotti formati a freddo e lamiere grecate, oggetto delle presenti norme, devono rispettare le seguenti prescrizioni.

Per le lamiere grecate da impiegare in solette composte (di cui al precedente § 4.6.6 delle presenti norme) il produttore deve effettuare una specifica sperimentazione al fine di determinare la resistenza a taglio longitudinale di progetto della lamiera grecata. La sperimentazione e la elaborazione dei risultati sperimentali devono essere conformi alle prescrizioni dell'Appendice B.3 alla norma UNI EN 1994-1-1:2005. Questa sperimentazione e l'elaborazione dei risultati sperimentali devono essere eseguite da laboratorio indipendente di riconosciuta competenza. Il rapporto di prova deve essere trasmesso in copia al Servizio Tecnico Centrale e deve essere riprodotto integralmente nel catalogo dei prodotti.

Nel caso di prodotti coperti da marcatura CE (Caso A di cui al § 11.1), il centro deve dichiarare, nelle forme e con le limitazioni previste, le caratteristiche tecniche previste nelle norme armonizzate applicabili.

I centri di produzione possono, in questo caso, derogare dagli adempimenti previsti al § 11.3.1 delle presenti norme tecniche, relativamente ai controlli sui loro prodotti (sia quelli interni che quelli da parte del laboratorio incaricato) ma devono fare riferimento alla documentazione di accompagnamento dei materiali di base, soggetti a marcatura CE o qualificati come previsto nelle presenti norme. Tale documentazione sarà trasmessa insieme con la specifica fornitura e farà parte della documentazione finale relativa alle trasformazioni successive.

I documenti che accompagnano ogni fornitura in cantiere devono indicare gli estremi della certificazione del sistema di gestione della qualità del prodotto che sovrintende al processo di trasformazione (di cui al § 11.3.1.7), ed inoltre ogni fornitura in cantiere deve essere accompagnata da copia della dichiarazione sopra citata.

Gli utilizzatori dei prodotti e/o il Direttore dei Lavori sono tenuti a verificare quanto sopra indicato ed a rifiutare le eventuali forniture non conformi.

#### 11.3.4.11.2.2 Centri di prelaborazione di componenti strutturali

Si definiscono centri di prelaborazione o di servizio quegli impianti che ricevono dai produttori di acciaio elementi base (prodotti lunghi e/o piani) e realizzano elementi singoli prelaborati che vengono successivamente utilizzati dalle officine di produzione che realizzano strutture complesse nell'ambito delle costruzioni.

I centri di prelaborazione, oggetto delle presenti norme, devono rispettare le prescrizioni applicabili di cui al precedente § 11.3.1.7.

#### 11.3.4.11.2.3 Officine per la produzione di carpenterie metalliche

I controlli sono obbligatori e devono essere effettuati a cura del Direttore Tecnico dell'officina.

Con riferimento ai prodotti di cui al punto B del § 11.1, i controlli vengono eseguiti secondo le modalità di seguito indicate.

Devono essere effettuate per ogni fornitura minimo 3 prove, di cui almeno una sullo spessore massimo ed una sullo spessore minimo.

I dati sperimentali ottenuti devono soddisfare le prescrizioni di cui alle tabelle delle corrispondenti norme europee armonizzate della serie UNI EN 10025 ovvero delle tabelle di cui al § 11.3.4.1 per i profilati cavi per quanto concerne l'allungamento e la resilienza, nonché delle norme europee armonizzate della serie UNI EN 10025, UNI EN 10210-1 e UNI EN 10219-1 per le caratteristiche chimiche.

Ogni singolo valore della tensione di snervamento e di rottura non deve risultare inferiore ai limiti tabellari.

Deve inoltre essere controllato che le tolleranze di fabbricazione rispettino i limiti indicati nelle norme europee applicabili sopra richiamate e che quelle di montaggio siano entro i limiti indicati dal progettista. In mancanza deve essere verificata la sicurezza con riferimento alla nuova geometria.

Il prelievo dei campioni va effettuato a cura del Direttore Tecnico dell'officina che deve assicurare, mediante sigle, etichettature indelebili, ecc., che i campioni inviati per le prove al laboratorio incaricato siano effettivamente quelli da lui prelevati.

Per le caratteristiche dei certificati emessi dal laboratorio, si fa riferimento a quanto riportato al § 11.3.2.10.4, fatta eccezione per il marchio di qualificazione, non sempre presente sugli acciai da carpenteria, per il quale si potrà fare riferimento ad eventuali cartellini identificativi ovvero ai dati dichiarati dal produttore.

Il Direttore Tecnico dell'officina curerà la registrazione di tutti i risultati delle prove di controllo interno su apposito registro, di cui dovrà essere consentita la visione a quanti ne abbiano titolo.

Tutte le forniture provenienti da un'officina devono essere accompagnate dalla documentazione di cui al § 11.3.1.7.

Per quanto riguarda le specifiche dei controlli, le procedure di qualificazione e i documenti di accompagnamento dei manufatti in acciaio prefabbricati in serie si rimanda agli equivalenti paragrafi del § 11.8, ove applicabili.

#### 11.3.4.11.2.4 Officine per la produzione di bulloni e chiodi

I produttori di bulloni e chiodi per carpenteria metallica devono dotarsi di un sistema di gestione della qualità del processo produttivo per assicurare che il prodotto abbia i requisiti previsti dalle presenti norme e che tali requisiti siano costantemente mantenuti fino alla posa in opera.

Il sistema di gestione della qualità del prodotto che sovrintende al processo di fabbricazione deve essere predisposto in coerenza con la norma UNI EN ISO 9001:2000 e certificato da parte di un organismo terzo indipendente, di adeguata competenza ed organizzazione, che opera in coerenza con le norme UNI CEI EN ISO/IEC 17021:2006.

I documenti che accompagnano ogni fornitura in cantiere di bulloni o chiodi da carpenteria devono indicare gli estremi della certificazione del sistema di gestione della qualità.



I produttori di bulloni e chiodi per carpenteria metallica sono tenuti a dichiarare al Servizio Tecnico Centrale la loro attività, con specifico riferimento al processo produttivo ed al controllo di produzione in fabbrica, fornendo copia della certificazione del sistema di gestione della qualità.

La dichiarazione sopra citata deve essere confermata annualmente al Servizio Tecnico Centrale, con allegata una dichiarazione attestante che nulla è variato, nel prodotto e nel processo produttivo, rispetto alla precedente dichiarazione, ovvero nella quale siano descritte le avvenute variazioni.

Il Servizio Tecnico Centrale attesta l'avvenuta presentazione della dichiarazione.

Ogni fornitura in cantiere o nell'officina di formazione delle carpenterie metalliche, di bulloni o chiodi deve essere accompagnata da copia della dichiarazione sopra citata e della relativa attestazione da parte del Servizio Tecnico Centrale.

Il Direttore dei Lavori è tenuto a verificare quanto sopra indicato ed a rifiutare le eventuali forniture non conformi.

#### 11.3.4.11.3 Controlli di accettazione in cantiere

I controlli in cantiere, demandati al Direttore dei Lavori, sono obbligatori e devono essere eseguiti secondo le medesime indicazioni di cui al precedente § 11.3.3.5.3, effettuando un prelievo di almeno 3 saggi per ogni lotto di spedizione, di massimo 30 t.

Qualora la fornitura, di elementi lavorati, provenga da un Centro di trasformazione, il Direttore dei Lavori, dopo essersi accertato preliminarmente che il suddetto Centro di trasformazione sia in possesso di tutti i requisiti previsti al § 11.3.1.7, può recarsi presso il medesimo Centro di trasformazione ed effettuare in stabilimento tutti i controlli di cui sopra. In tal caso il prelievo dei campioni viene effettuato dal Direttore Tecnico del Centro di trasformazione secondo le disposizioni del Direttore dei Lavori; quest'ultimo deve assicurare, mediante sigle, etichettature indelebili, ecc., che i campioni inviati per le prove al laboratorio incaricato siano effettivamente quelli da lui prelevati, nonché sottoscrivere la relativa richiesta di prove.

Per le modalità di prelievo dei campioni, di esecuzione delle prove e di compilazione dei certificati valgono le medesime disposizioni di cui al precedente § 11.3.3.5.3.

### 11.4 MATERIALI DIVERSI DALL'ACCIAIO UTILIZZATI CON FUNZIONE DI ARMATURA IN STRUTTURE DI CALCESTRUZZO ARMATO

Per l'impiego di materiali diversi dall'acciaio con funzione di armatura in strutture in cemento armato, si rimanda a quanto indicato nel § 4.6, tenendo anche conto di quanto specificato al § 11.1.

### 11.5 SISTEMI DI PRECOMPRESSIONE A CAVI POST-TESI E TIRANTI DI ANCORAGGIO

#### 11.5.1 SISTEMI DI PRECOMPRESSIONE A CAVI POST TESI

Le presenti norme si applicano a qualsiasi sistema a cavi post-tesi, usato per la precompressione di strutture in conglomerato cementizio.

A tali sistemi di precompressione si applica quanto specificato al punto C) del § 11.1, sulla base della Linea Guida di benessere Tecnico Europeo ETAG 013. Ad integrazione di quanto indicato al punto C del § 11.1, ai fini dell'impiego essi sono tenuti a depositare presso il Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici:

- a) copia del certificato di conformità al Benestare Tecnico Europeo (ETA);
- b) copia del Benestare Tecnico Europeo (ETA);
- c) i disegni degli ancoraggi con la esatta indicazione delle dimensioni, dei materiali impiegati, delle tolleranze ammesse e di ogni altra caratteristica;
- d) la resistenza caratteristica del calcestruzzo da utilizzare in corrispondenza degli ancoraggi;

e) le armature accoppiate agli ancoraggi con esatta specifica delle dimensioni, delle caratteristiche, ed una relazione tecnica giustificativa, illustrante anche le particolari modalità di posizionamento e fissaggio degli ancoraggi, sia per ciò che riguarda il loro accostamento, sia per la loro distanza dai lembi della struttura;

f) le specifiche tecniche dei condotti da utilizzare, nonché le istruzioni per il posizionamento e fissaggio;

g) le specifiche tecniche delle attrezzature e dei prodotti da utilizzare nelle operazioni di tensione, iniezione e sigillatura, nonché le procedure di esecuzione delle suddette operazioni.

Il Servizio Tecnico Centrale attesta il deposito della documentazione.

Le modalità di esecuzione delle prove di accettazione sono riportate nella Linea Guida di Benestare tecnico Europeo ETAG 013.

#### 11.5.2 TIRANTI DI ANCORAGGIO

Per quanto riguarda i tiranti permanenti e provvisori di ancoraggio per uso geotecnico, tutti i materiali e componenti utilizzati devono essere conformi alle prescrizioni contenute nelle presenti norme, per quanto applicabili.

#### 11.6 APPOGGI STRUTTURALI

Gli appoggi strutturali sono dispositivi di vincolo utilizzati nelle strutture, nei ponti e negli edifici, allo scopo di trasmettere puntualmente carichi e vincolare determinati gradi di libertà di spostamento.

Gli appoggi strutturali, per i quali si applica quanto specificato al punto A del § 11.1, devono essere conformi alle norme europee armonizzate della serie UNI EN 1337 e recare la Marcatura CE. Si applica il Sistema di Attestazione della Conformità 1. In aggiunta a quanto previsto al punto A del § 11.1, ogni fornitura deve essere accompagnata da un manuale contenente le specifiche tecniche per la posa in opera.

Il Direttore dei Lavori è tenuto a verificare nell'ambito delle proprie competenze, quanto sopra indicato ed a rifiutare le eventuali forniture prive dell'attestato di conformità; dovrà inoltre effettuare idonee prove di accettazione, che comprendano in ogni caso la verifica geometrica e delle tolleranze dimensionali, nonché la valutazione delle principali caratteristiche meccaniche dei materiali componenti, al fine di verificare la conformità degli appoggi a quanto richiesto per lo specifico progetto.

#### 11.7 MATERIALI E PRODOTTI A BASE DI LEGNO

##### 11.7.1 GENERALITA'

Le prescrizioni contenute in questo paragrafo si applicano al legno massiccio ed ai prodotti a base di legno per usi strutturali.

A seconda dei tipi di prodotti, ai materiali e prodotti a base di legno per uso strutturale si applicano i punti A oppure C del § 11.1.

Negli altri casi si applicano, al produttore e al fornitore per quanto di sua competenza, le prescrizioni di cui al § 11.7.10.

I produttori di sistemi strutturali con struttura in legno, per i quali siano già disponibili Linee Guida ETAG, dovranno adeguarsi a quanto prescritto al punto C del § 11.1.

La produzione, fornitura e utilizzazione dei prodotti di legno e dei prodotti a base di legno per uso strutturale dovranno avvenire in applicazione di un sistema di assicurazione della qualità e di un sistema di rintracciabilità che copra la catena di distribuzione dal momento della prima classificazione e marcatura dei singoli componenti e/o semilavorati almeno fino al momento della prima messa in opera.

Oltre che dalla documentazione indicata al pertinente punto del § 11.1, ovvero nel § 11.7.10, ogni fornitura deve essere accompagnata, a cura del produttore, da un manuale contenente le specifiche tecniche per la posa in opera. Il Direttore dei Lavori è tenuto a rifiutare le eventuali forniture non conformi a quanto sopra prescritto.

Il progettista sarà tenuto ad indicare nel progetto le caratteristiche dei materiali secondo le indicazioni di cui al presente capitolo.

Tali caratteristiche devono essere garantite dai fornitori e/o produttori, per ciascuna fornitura, secondo le disposizioni applicabili di cui alla marcatura CE ovvero di cui al § 11.7.10.

Il Direttore dei Lavori potrà inoltre far eseguire ulteriori prove di accettazione sul materiale pervenuto in cantiere e sui collegamenti, secondo le metodologie di prova indicate nella presente norma.

Sono abilitati ad effettuare le prove ed i controlli, sia sui prodotti che sui cicli produttivi, i laboratori di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001 e gli organismi di prova abilitati ai sensi del DPR n. 246/93 in materia di prove e controlli sul legno.

#### 11.7.1.1 Proprietà dei materiali

Si definiscono valori caratteristici di resistenza di un tipo di legno i valori del frattile 5% della distribuzione delle resistenze, ottenuti sulla base dei risultati di prove sperimentali effettuate con una durata di 300 secondi su provini all'umidità di equilibrio del legno corrispondente alla temperatura di  $20 \pm 2$  °C ed umidità relativa dell'aria del  $65 \pm 5\%$ .

Per il modulo elastico, si fa riferimento sia ai valori caratteristici di modulo elastico corrispondenti al frattile 5% sia ai valori medi, ottenuti nelle stesse condizioni di prova sopra specificate.

Si definisce massa volumica caratteristica il valore del frattile 5% della relativa distribuzione con massa e volume misurati in condizioni di umidità di equilibrio del legno alla temperatura di  $20 \pm 2$  °C ed umidità relativa dell'aria del  $65 \pm 5\%$ .

Il progetto e la verifica di strutture realizzate con legno massiccio, lamellare o con prodotti per uso strutturale derivati dal legno, richiedono la conoscenza dei valori di resistenza, modulo elastico e massa volumica costituenti il profilo resistente, che deve comprendere almeno quanto riportato nella Tab. 11.7.I.

Tabella 11.7.I

Proprietà di resistenza		Proprietà di modulo elastico		Massa volumica	
Flessione	$f_{m,k}$	Modulo elastico parallelo medio **	$E_{0,mean}$	Massa volumica caratteristica	$\rho_k$
Trazione parallela	$f_{t,0,k}$	Modulo elastico parallelo caratteristico	$E_{0,05}$	Massa volumica media *, **	$\rho_{mean}$
Trazione perpendicolare	$f_{t,90,k}$	Modulo elastico perpendicolare medio **	$E_{90,mean}$		
Compressione parallela	$f_{c,0,k}$	Modulo elastico tangenziale medio **	$G_{mean}$		
Compressione perpendicolare	$f_{c,90,k}$				
Taglio	$f_{v,k}$				

\* La massa volumica media può non essere dichiarata.

\*\* Il pedice mean può essere abbreviato con m.

I valori indicati nei profili resistenti possono essere introdotti nei calcoli come valori massimi per le grandezze cui si riferiscono.

Per il legno massiccio, i valori caratteristici di resistenza, desunti da indagini sperimentali, sono riferiti a dimensioni standardizzate del secondo le norme pertinenti. In particolare, per la determinazione della resistenza a flessione l'altezza della sezione trasversale del campione di prova è pari a 150 mm, mentre per la determinazione della resistenza a trazione parallela alla fibratura, il lato maggiore della sezione trasversale del campione di prova è pari a 150 mm.

Pertanto, per elementi di legno massiccio sottoposti a flessione o a trazione parallela alla fibratura che presentino rispettivamente una altezza o il lato maggiore della sezione trasversale inferiore a 150 mm, i valori caratteristici  $f_{m,k}$  e  $f_{t,0,k}$ , indicati nei profili resistenti, possono essere incrementati tramite il coefficiente moltiplicativo  $k_h$ , così definito:

$$k_h = \min \left\{ (150/h)^{0,2}; 1,3 \right\} \quad (11.7.1)$$

essendo  $h$ , in millimetri, l'altezza della sezione trasversale dell'elemento inflesso oppure il lato maggiore della sezione trasversale dell'elemento sottoposto a trazione.

Per il legno lamellare incollato i valori caratteristici di resistenza, desunti da indagini sperimentali, sono riferiti a dimensioni standardizzate del campione di prova secondo le norme pertinenti. In particolare, per la determinazione della resistenza a flessione l'altezza della sezione trasversale del campione di prova è pari a 600 mm, mentre per la determinazione della resistenza a trazione parallela alla fibratura, il lato maggiore della sezione trasversale del provino è pari a 600 mm.

Di conseguenza, per elementi di legno lamellare sottoposti a flessione o a trazione parallela alla fibratura che presentino rispettivamente una altezza o il lato maggiore della sezione trasversale inferiore a 600 mm, i valori caratteristici  $f_{m,k}$  e  $f_{t,o,k}$ , indicati nei profili resistenti, possono essere incrementati tramite il coefficiente moltiplicativo  $k_h$ , così definito:

$$k_h = \min \{(600/h)^{0,1}; 1,1\} \quad (11.7.2)$$

essendo  $h$ , in millimetri, l'altezza della sezione trasversale dell'elemento inflesso oppure il lato maggiore della sezione trasversale dell'elemento sottoposto a trazione.

### 11.7.2 LEGNO MASSICCIO

La produzione di elementi strutturali di legno massiccio a sezione rettangolare dovrà risultare conforme alla norma europea armonizzata UNI EN 14081 e, secondo quanto specificato al punto A del § 11.1, recare la Marcatura CE.

Qualora non sia applicabile la marcatura CE, i produttori di elementi di legno massiccio per uso strutturale, secondo quanto specificato al punto B del § 11.1, devono essere qualificati così come specificato al § 11.7.10.

Il legno massiccio per uso strutturale è un prodotto naturale, selezionato e classificato in dimensioni d'uso secondo la resistenza, elemento per elemento, sulla base delle normative applicabili.

I criteri di classificazione garantiscono all'elemento prestazioni meccaniche minime statisticamente determinate, senza necessità di ulteriori prove sperimentali e verifiche, definendone il profilo resistente, che raggruppa le proprietà fisico-meccaniche, necessarie per la progettazione strutturale.

La classificazione può avvenire assegnando all'elemento una Categoria, definita in relazione alla qualità dell'elemento stesso con riferimento alla specie legnosa e alla provenienza geografica, sulla base di specifiche prescrizioni normative. Al legname appartenente a una determinata categoria, specie e provenienza, può essere assegnato uno specifico profilo resistente, utilizzando le regole di classificazione previste base nelle normative applicabili.

La Classe di Resistenza di un elemento è definita mediante uno specifico profilo resistente unificato, a tal fine può farsi utile riferimento alle norme UNI EN 338:2004 ed UNI EN 1912:2005, per legno di provenienza estera, ed UNI 11035:2003 parti 1 e 2 per legno di provenienza italiana.

Ad ogni tipo di legno può essere assegnata una classe di resistenza se i suoi valori caratteristici di resistenza, valori di modulo elastico e valore caratteristico di massa volumica, risultano non inferiori ai valori corrispondenti a quella classe.

In generale è possibile definire il profilo resistente di un elemento strutturale anche sulla base dei risultati documentati di prove sperimentali, in conformità a quanto disposto nella UNI EN 384:2005. Le prove sperimentali per la determinazione di resistenza a flessione e modulo elastico devono essere eseguite in maniera da produrre gli stessi tipi di effetti delle azioni alle quali il materiale sarà presumibilmente soggetto nella struttura.

Per tipi di legno non inclusi in normative vigenti (emanate da CEN o da UNI), e per i quali sono disponibili dati ricavati su campioni «piccoli e netti», è ammissibile la determinazione dei parametri di cui sopra sulla base di confronti con specie legnose incluse in normative di dimostrata validità.

### 11.7.3 LEGNO STRUTTURALE CON GIUNTI A DITA

In aggiunta a quanto prescritto per il legno massiccio, gli elementi di legno strutturale con giunti a dita devono essere conformi alla norma UNI EN 385:2003, e laddove pertinente alla norma UNI EN 387:2003.

Nel caso di giunti a dita a tutta sezione il produttore dovrà comprovare la piena efficienza e durabilità del giunto stesso. La determinazione delle caratteristiche di resistenza del giunto a dita dovrà basarsi sui risultati di prove eseguite in maniera da produrre gli stessi tipi di effetti delle azioni alle quali il giunto sarà soggetto per gli impieghi previsti nella struttura.

Elementi in legno strutturale massiccio congiunti a dita non possono essere usati per opere in classe di servizio 3.

#### 11.7.4 LEGNO LAMELLARE INCOLLATO

##### 11.7.4.1 Requisiti di produzione e qualificazione

Gli elementi strutturali di legno lamellare incollato debbono essere conformi alla norma europea armonizzata UNI EN 14080.

I produttori di elementi di legno lamellare per uso strutturale, per cui non è ancora obbligatoria la procedura della marcatura CE ai sensi del *DPR 246/93*, per i quali si applica il caso B di cui al § 11.1, devono essere qualificati così come specificato al § 11.7.10, cui si deve aggiungere quanto segue.

Il sistema di gestione della qualità del prodotto che sovrintende al processo di fabbricazione deve essere predisposto in coerenza con le norme UNI EN ISO 9001:2000 e certificato da parte di un organismo terzo indipendente, di adeguata competenza ed organizzazione, che opera in coerenza con le norme UNI CEI EN ISO/IEC 17021:2006.

Ai fini della certificazione del sistema di garanzia della qualità del processo produttivo, il produttore e l'organismo di certificazione di processo potranno fare utile riferimento alle indicazioni contenute nelle relative norme europee od internazionali applicabili.

I documenti che accompagnano ogni fornitura devono indicare gli estremi della certificazione del sistema di gestione della qualità del processo produttivo.

Ai produttori di elementi in legno lamellare è fatto altresì obbligo di:

a) Sottoporre la produzione, presso i propri stabilimenti, ad un controllo continuo documentato condotto sulla base della norma UNI EN 386:2003. Il controllo della produzione deve essere effettuato a cura del Direttore Tecnico di stabilimento, che deve provvedere alla trascrizione dei risultati delle prove su appositi registri di produzione. Detti registri devono essere disponibili al Servizio Tecnico Centrale e, limitatamente alla fornitura di competenza, per il Direttore dei Lavori e il collaudatore della costruzione.

b) Nella marchiatura dell'elemento, oltre a quanto già specificato nel § 11.7.10.1, deve essere riportato anche l'anno di produzione.

Le dimensioni delle singole lamelle dovranno rispettare i limiti per lo spessore e l'area della sezione trasversale indicati nella norma UNI EN 386:2003.

I giunti a dita «a tutta sezione» devono essere conformi a quanto previsto nella norma UNI EN 387:2003.

I giunti a dita «a tutta sezione» non possono essere usati per elementi strutturali da porre in opera nella classe di servizio 3, quando la direzione della fibratura cambi in corrispondenza del giunto.

##### 11.7.4.2 Classi di resistenza

L'attribuzione degli elementi strutturali di legno lamellare ad una classe di resistenza viene effettuata dal produttore secondo quanto previsto ai punti seguenti.

###### 11.7.4.2.1 Classificazione sulla base delle proprietà delle lamelle

Le singole lamelle vanno tutte individualmente classificate dal produttore come previsto al § 11.7.2.

L'elemento strutturale di legno lamellare incollato può essere costituito dall'insieme di lamelle tra loro omogenee (elemento «omogeneo») oppure da lamelle di diversa qualità (elemento «combinato») secondo quanto previsto nella norma UNI EN 1194:2000.

Nella citata norma viene indicata la corrispondenza tra le classi delle lamelle che compongono l'elemento strutturale e la classe di resistenza risultante per l'elemento lamellare stesso, sia omogeneo che combinato.

#### 11.7.4.2.2 Attribuzione diretta in base a prove sperimentali

Nei casi in cui il legno lamellare incollato non ricada in una delle tipologie previste dalla UNI EN 1194:2000, è ammessa l'attribuzione diretta degli elementi strutturali lamellari alle classi di resistenza sulla base di risultati di prove sperimentali, da eseguirsi in conformità alla norma europea armonizzata UNI EN 14080.

#### 11.7.5 PANNELLI A BASE DI LEGNO

I pannelli a base di legno per uso strutturale, per i quali si applica il caso A di cui al § 11.1, debbono essere conformi alla norma europea armonizzata UNI EN 13986.

Per la valutazione dei valori caratteristici di resistenza e rigidezza da utilizzare nella progettazione di strutture che incorporano pannelli a base di legno, può farsi utile riferimento alle norme UNI EN 12369-1:2002 e UNI EN 12369-2:2005.

#### 11.7.6 ALTRI PRODOTTI DERIVATI DAL LEGNO PER USO STRUTTURALE

Gli altri prodotti derivati dal legno per uso strutturale per i quali non è vigente una norma armonizzata di cui al punto A del § 11.1 o non è applicabile quanto specificato al punto C del medesimo § 11.1 devono essere qualificati così come specificato al § 11.7.10.

#### 11.7.7 ADESIVI

Gli adesivi per usi strutturali devono produrre unioni aventi resistenza e durabilità tali che l'integrità dell'incollaggio sia conservata, nella classe di servizio assegnata, durante tutta la vita prevista della struttura.

##### 11.7.7.1 Adesivi per elementi incollati in stabilimento

Gli adesivi fenolici ed aminoplastici devono soddisfare le specifiche della norma UNI EN 301:2006. In attesa di una specifica normativa, gli adesivi di natura chimica diversa devono soddisfare le specifiche della medesima norma e, in aggiunta, dimostrare un comportamento allo scorrimento viscoso non peggiore di quello di un adesivo fenolico od aminoplastico così come specificato nella norma UNI EN 301:2006, tramite idonee prove comparative.

##### 11.7.7.2 Adesivi per giunti realizzati in cantiere

In attesa di una specifica normativa europea, gli adesivi utilizzati in cantiere (per i quali non sono rispettate le prescrizioni di cui alla norma UNI EN 301:2006) devono essere sottoposti a prove in conformità ad idoneo protocollo di prova, per dimostrare che la resistenza a taglio del giunto non sia minore di quella del legno, nelle medesime condizioni previste nel protocollo di prova.

#### 11.7.8 ELEMENTI MECCANICI DI COLLEGAMENTO

Per tutti gli elementi metallici che fanno parte di particolari di collegamento (metallici e non metallici, quali spinotti, chiodi, viti, piastre, ecc.) le caratteristiche specifiche verranno verificate con riferimento alle specifiche normative applicabili per la categoria di appartenenza.

#### 11.7.9 DURABILITA' DEL LEGNO E DERIVATI

##### 11.7.9.1 Generalità

La durabilità delle opere realizzate con prodotti in legno strutturali è ottenibile mediante un'accurata progettazione dei dettagli esecutivi.

Al fine di garantire alla struttura adeguata durabilità, si devono considerare i seguenti fattori tra loro correlati:

- la destinazione d'uso della struttura;

- le condizioni ambientali prevedibili;
- la composizione, le proprietà e le prestazioni dei materiali;
- la forma degli elementi strutturali ed i particolari costruttivi;
- la qualità dell'esecuzione ed il livello di controllo della stessa;
- le particolari misure di protezione;
- la probabile manutenzione durante la vita presunta;

adottando in fase di progetto idonei provvedimenti volti alla protezione dei materiali.

#### 11.7.9.2 Requisiti di durabilità naturale dei materiali a base di legno

Il legno ed i materiali a base di legno devono possedere un'adeguata durabilità naturale per la classe di rischio prevista in servizio, oppure devono essere sottoposti ad un trattamento preservante adeguato.

Per i prodotti in legno massiccio, una guida alla durabilità naturale e trattabilità delle varie specie legnose è contenuta nella norma UNI EN 350:1996 parti 1 e 2, mentre una guida ai requisiti di durabilità naturale per legno da utilizzare nelle classi di rischio è contenuta nella norma UNI EN 460:1996.

Le definizioni delle classi di rischio di attacco biologico e la metodologia decisionale per la selezione del legno massiccio e dei pannelli a base di legno appropriati alla classe di rischio sono contenute nelle norme UNI EN 335-1:2006, UNI EN 335-2:2006 e UNI EN 335-3:1998.

La classificazione di penetrazione e ritenzione dei preservanti è contenuta nelle norme UNI EN 351:1998 (Parte 1 e 2).

Le specifiche relative alle prestazioni dei preservanti per legno ed alla loro classificazione ed etichettatura sono indicate nelle UNI EN 599-1:1999 e UNI EN 599-2:1998.

#### 11.7.9.3 Resistenza alla corrosione

I mezzi di unione metallici strutturali devono, di regola, essere intrinsecamente resistenti alla corrosione, oppure devono essere protetti contro la corrosione.

L'efficacia della protezione alla corrosione dovrà essere commisurata alle esigenze proprie della Classe di Servizio in cui opera la struttura.

#### 11.7.10 PROCEDURE DI QUALIFICAZIONE E ACCETTAZIONE

Le caratteristiche dei materiali, indicate nel progetto secondo le prescrizioni di cui ai precedenti paragrafi o secondo eventuali altre prescrizioni in funzione della specifica opera, devono essere garantite dai fornitori e/o produttori, per ciascuna fornitura, secondo le disposizioni che seguono.

##### 11.7.10.1 Disposizioni generali

Qualora non sia applicabile la procedura di marcatura CE (di cui ai punti A e C del § 11.1), per tutti i prodotti a base di legno per impieghi strutturali valgono integralmente, per quanto applicabili, le seguenti disposizioni che sono da intendersi integrative di quanto specificato al punto B del § 11.1. Per l'obbligatoria qualificazione della produzione, i fabbricanti di prodotti in legno strutturale devono produrre al Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, per ciascun stabilimento, la documentazione seguente:

- l'individuazione dello stabilimento cui l'istanza si riferisce;
- il tipo di elementi strutturali che l'azienda è in grado di produrre;

- l'organizzazione del sistema di rintracciabilità relativo alla produzione di legno strutturale;
- l'organizzazione del controllo interno di produzione, con l'individuazione di un «Direttore Tecnico della produzione» qualificato alla classificazione del legno strutturale ed all'incollaggio degli elementi ove pertinente;
- il marchio afferente al produttore specifico per la classe di prodotti «elementi di legno per uso strutturale».

Il Direttore Tecnico della produzione, di comprovata esperienza e dotato di abilitazione professionale tramite apposito corso di formazione, assumerà le responsabilità relative alla rispondenza tra quanto prodotto e la documentazione depositata.

I produttori sono tenuti ad inviare al Servizio Tecnico Centrale, ogni anno, i seguenti documenti:

- a) una dichiarazione attestante la permanenza delle condizioni iniziali di idoneità della organizzazione del controllo interno di qualità o le eventuali modifiche;
- b) i risultati dei controlli interni eseguiti nell'ultimo anno, per ciascun tipo di prodotto, da cui risulti anche il quantitativo di produzione.

Il mancato rispetto delle condizioni sopra indicate, accertato anche attraverso sopralluoghi, può comportare la decadenza della qualificazione.

Tutte le forniture di elementi in legno per uso strutturale devono riportare il marchio del produttore e essere accompagnate da una documentazione relativa alle caratteristiche tecniche del prodotto.

#### 11.7.10.1.1 Identificazione e rintracciabilità dei prodotti qualificati

Tenuto conto di quanto riportato al § precedente, ciascun prodotto qualificato deve costantemente essere riconoscibile per quanto concerne le caratteristiche qualitative e riconducibile allo stabilimento di produzione tramite marchiatura indelebile depositata presso il Servizio Tecnico Centrale, conforme alla relativa norma armonizzata.

Ogni prodotto deve essere marchiato con identificativi diversi da quelli di prodotti aventi differenti caratteristiche, ma fabbricati nello stesso stabilimento e con identificativi differenti da quelli di prodotti con uguali caratteristiche ma fabbricati in altri stabilimenti, siano essi o meno dello stesso produttore. La marchiatura deve essere inalterabile nel tempo e senza possibilità di manomissione.

Per stabilimento si intende una unità produttiva a se stante, con impianti propri e magazzini per il prodotto finito. Nel caso di unità produttive multiple appartenenti allo stesso produttore, la qualificazione deve essere ripetuta per ognuna di esse e per ogni tipo di prodotto in esse fabbricato.

Considerata la diversa natura, forma e dimensione dei prodotti, le caratteristiche degli impianti per la loro produzione, nonché la possibilità di fornitura sia in pezzi singoli sia in lotti, differenti possono essere i sistemi di marchiatura adottati, anche in relazione alla destinazione d'uso.

Comunque, per quanto possibile, anche in relazione alla destinazione d'uso del prodotto, il produttore è tenuto a marciare ogni singolo pezzo. Ove ciò non sia possibile, per la specifica tipologia del prodotto, la marchiatura deve essere tale che prima dell'apertura dell'eventuale ultima e più piccola confezione il prodotto sia riconducibile al produttore, al tipo di legname nonché al lotto di classificazione e alla data di classificazione.

Tenendo presente che l'elemento determinante della marchiatura è costituito dalla sua inalterabilità nel tempo, e dalla impossibilità di manomissione, il produttore deve rispettare le modalità di marchiatura denunciate nella documentazione presentata al Servizio Tecnico Centrale e deve comunicare tempestivamente eventuali modifiche apportate.

Qualora, sia presso gli utilizzatori, sia presso i commercianti, l'unità marchiata (pezzo singolo o lotto) viene scorporata, per cui una parte, o il tutto, perde l'originale marchiatura del prodotto è responsabilità sia degli utilizzatori sia dei commercianti documentare la provenienza mediante i documenti di accompagnamento del materiale e gli estremi del deposito del marchio presso il Servizio Tecnico Centrale.

I produttori, i successivi intermediari e gli utilizzatori finali devono assicurare una corretta archiviazione della documentazione di accompagnamento dei materiali garantendone la disponibilità per almeno 10 anni e devono mantenere evidenti le marchiature o etichette di riconoscimento per la rintracciabilità del prodotto.



Eventuali disposizioni supplementari atte a facilitare l'identificazione e la rintracciabilità del prodotto attraverso il marchio potranno essere emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

#### 11.7.10.1.2 Forniture e documentazione di accompagnamento

Tutte le forniture di legno strutturale devono essere accompagnate da una copia dell'attestato di qualificazione del Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

L'attestato può essere utilizzato senza limitazione di tempo, finché permane la validità della qualificazione e vengono rispettate le prescrizioni periodiche di cui al § 11.7.10.1.

Sulla copia dell'attestato deve essere riportato il riferimento al documento di trasporto.

Le forniture effettuate da un commerciante o da un trasformatore intermedio devono essere accompagnate da copia dei documenti rilasciati dal Produttore e completati con il riferimento al documento di trasporto del commerciante o trasformatore intermedio.

Il Direttore dei Lavori prima della messa in opera, è tenuto a verificare quanto sopra indicato ed a rifiutare le eventuali forniture non conformi.

#### 11.7.10.2 Prodotti provenienti dall'estero

Gli adempimenti di cui al § 11.7.10 si applicano anche ai prodotti finiti provenienti dall'estero e non dotati di marcatura CE.

Nel caso in cui tali prodotti, non soggetti o non recanti la marcatura CE, siano comunque provvisti di una certificazione di idoneità tecnica riconosciuta dalle rispettive Autorità estere competenti, il produttore potrà, in alternativa a quanto previsto al § 11.7.10.1, inoltrare al Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici domanda intesa ad ottenere il riconoscimento dell'equivalenza della procedura adottata nel Paese di origine depositando contestualmente la relativa documentazione per i prodotti da fornire con il corrispondente marchio. Tale equivalenza è sancita con decreto del Presidente del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

### 11.8 COMPONENTI PREFABBRICATI IN C.A. E C.A.P.

#### 11.8.1 GENERALITA'

Gli elementi costruttivi prefabbricati devono essere prodotti attraverso un processo industrializzato che si avvale di idonei impianti, nonché di strutture e tecniche opportunamente organizzate.

In particolare, deve essere presente ed operante un sistema permanente di controllo della produzione in stabilimento, che deve assicurare il mantenimento di un adeguato livello di affidabilità nella produzione del calcestruzzo, nell'impiego dei singoli materiali costituenti e nella conformità del prodotto finito.

Detto sistema di controllo deve comprendere anche la produzione del calcestruzzo secondo quanto prescritto al § 11.2.

A tutti gli elementi prefabbricati dotati di marcatura CE si applica quanto riportato nei punti A oppure C del § 11.1. In tali casi, inoltre, si considerano assolti i requisiti procedurali di cui al deposito ai sensi dell'*art. 9 della legge 5 novembre 1971, n. 1086* ed alla certificazione di idoneità di cui agli *artt. 1 e 7 della legge 2 febbraio 1974, n. 64*. Resta comunque l'obbligo del deposito del progetto presso il competente ufficio regionale. Ai fini dell'impiego, tali prodotti devono comunque rispettare, laddove applicabili, i seguenti punti 11.8.2, 11.8.3.4 ed 11.8.5, per quanto non in contrasto con le specifiche tecniche europee armonizzate.

Per tutti gli elementi prefabbricati ai quali non sia applicabile quanto specificato al punto A oppure al punto C del § 11.1, valgono le disposizioni di seguito riportate.

In questo ambito, gli elementi costruttivi di produzione occasionale devono essere comunque realizzati attraverso processi sottoposti ad un sistema di controllo della produzione, secondo quanto di seguito indicato.

#### 11.8.2 REQUISITI MINIMI DEGLI STABILIMENTI E DEGLI IMPIANTI DI PRODUZIONE

Il processo di produzione degli elementi costruttivi prefabbricati, oggetto delle presenti norme, deve essere caratterizzato almeno da:

- a) impianti in cui le materie costituenti siano conservate in sili, tramogge e contenitori che ne evitino ogni possibilità di confusione, dispersione o travaso;
- b) dosaggio a peso dei componenti solidi e dosaggio a volume, o a peso, dei soli componenti liquidi, mediante utilizzo di idonei strumenti soggetti a taratura secondo le normative applicabili;
- c) organizzazione mediante una sequenza completa di operazioni essenziali in termini di produzione e controllo;
- d) organizzazione di un sistema permanente di controllo documentato della produzione;
- e) rispetto delle norme di protezione dei lavoratori e dell'ambiente.

### 11.8.3 CONTROLLO DI PRODUZIONE

Gli impianti per la produzione di elementi costruttivi prefabbricati, disciplinati dalle presenti norme, devono essere idonei ad una produzione continua, disporre di apparecchiature adeguate per il confezionamento nonché di personale esperto e di attrezzature idonee a provare, valutare e correggere la qualità del prodotto.

Il produttore di elementi prefabbricati deve dotarsi di un sistema di controllo della produzione allo scopo di assicurare che il prodotto abbia i requisiti previsti dalle presenti norme e che tali requisiti siano costantemente mantenuti fino alla posa in opera.

Il sistema di gestione della qualità del prodotto che sovrintende al processo di fabbricazione deve essere predisposto in coerenza con la norma UNI EN ISO 9001:2000 e certificato da parte un organismo terzo indipendente, di adeguata competenza ed organizzazione, che opera in coerenza con la norma UNI CEI EN ISO/IEC 17021:2006.

Ai fini della certificazione del sistema di gestione della qualità il produttore e l'organismo di certificazione di processo potranno fare riferimento alle indicazioni contenute nelle relative norme europee od internazionali applicabili.

I controlli sui materiali dovranno essere eseguiti in conformità a quanto riportato nelle presenti normative o alle normative comunque applicabili.

#### 11.8.3.1 Controllo sui materiali per elementi di serie

Per il calcestruzzo impiegato con fini strutturali nei centri di produzione dei componenti prefabbricati di serie, il Direttore tecnico di Stabilimento dovrà effettuare il controllo continuo del calcestruzzo stesso secondo le prescrizioni contenute nel § 11.2, operando con attrezzature tarate annualmente da uno dei laboratori di cui all'*art. 59 del DPR n. 380/2001*.

Il tecnico suddetto provvederà alla trascrizione giornaliera dei risultati su appositi registri di produzione con data certa, da conservare per dieci anni da parte del produttore. Detti registri devono essere disponibili per i competenti organi del Consiglio Superiore dei lavori pubblici - Servizio Tecnico Centrale, per i direttori dei lavori e per tutti gli aventi causa nella costruzione.

Le prove di stabilimento dovranno essere eseguite a ventotto giorni di stagionatura e ai tempi significativi nelle varie fasi del ciclo tecnologico, secondo le modalità precisate in § 11.2.4.

La resistenza caratteristica dovrà essere determinata secondo il metodo di controllo di tipo B di cui al § 11.2.5, ed immediatamente registrata.

Inoltre dovranno eseguirsi controlli del calcestruzzo a ventotto giorni di stagionatura, presso un laboratorio di cui all'*art. 59 del DPR n. 380/2001*, per non meno di un prelievo ogni cinque giorni di produzione effettiva per ogni tipo di calcestruzzo omogeneo; tali risultati dovranno soddisfare il controllo di tipo A di cui al § 11.2.5, operando su tre prelievi consecutivi, indipendentemente dal quantitativo di calcestruzzo prodotto.

Sarà responsabilità del Direttore Tecnico dello stabilimento la trascrizione sullo stesso registro dei risultati delle prove di stabilimento e quelli del laboratorio esterno.

Infine, il tecnico abilitato dovrà predisporre periodicamente, almeno su base annua, una verifica della conformità statistica dei risultati dei controlli interni e di quelli effettuati da laboratorio esterno, tra loro e con le prescrizioni contenute nelle vigenti norme tecniche.

#### 11.8.3.2 Controllo di produzione in serie controllata

Per le produzioni per le quali è prevista la serie controllata, è richiesto il rilascio preventivo dell'autorizzazione alla produzione da parte del Servizio Tecnico Centrale, secondo le procedure di cui al § 11.8.4.3.

#### 11.8.3.3 Prove iniziali di tipo per elementi in serie controllata

La produzione in serie controllata di componenti strutturali deve essere preceduta da verifiche sperimentali su prototipi eseguite da un laboratorio di cui all'*art. 59 del DPR n. 380/2001*, appositamente incaricato dal produttore.

#### 11.8.3.4 Marchiatura

Ogni elemento prefabbricato prodotto in serie, deve essere appositamente contrassegnato da marchiatura fissa, indelebile o comunque non rimovibile, in modo da garantire la rintracciabilità del produttore e dello stabilimento di produzione, nonché individuare la serie di origine dell'elemento.

Inoltre, per manufatti di peso superiore ad 8 kN, dovrà essere indicato in modo visibile, per lo meno fino all'eventuale getto di completamento, anche il peso dell'elemento.

### 11.8.4 PROCEDURE DI QUALIFICAZIONE

La valutazione dell'idoneità del processo produttivo e del controllo di produzione in stabilimento, nonché della conformità del prodotto finito, è effettuata attraverso la procedura di qualificazione di seguito indicata.

I produttori di elementi prefabbricati di serie e/o occasionali devono procedere alla qualificazione dello stabilimento e degli elementi costruttivi di serie prodotti trasmettendo, ai sensi dell'*art. 58 del DPR n. 380/2001*, idonea documentazione al Servizio Tecnico Centrale della Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

La documentazione di cui sopra sarà resa nota dal Servizio Tecnico Centrale a mezzo di specifica Circolare.

Il Servizio Tecnico Centrale ha facoltà, anche attraverso sopralluoghi, di accertare la validità e la rispondenza della documentazione, come pure il rispetto delle prescrizioni contenute nelle presenti norme.

Il Servizio Tecnico Centrale provvede ad aggiornare l'elenco della documentazione necessaria ad ottenere la qualificazione, in base ai progressi tecnici ed agli aggiornamenti normativi che dovessero successivamente intervenire.

#### 11.8.4.1 Qualificazione dello stabilimento

La qualificazione dello stabilimento è il presupposto per ogni successivo riconoscimento di tipologie produttive.

La qualificazione del sistema organizzativo dello stabilimento e del processo produttivo deve essere dimostrata attraverso la presentazione di idonea documentazione, relativa alla struttura organizzativa della produzione ed al sistema di controllo in stabilimento.

Nel caso in cui gli elementi costruttivi siano prodotti in più stabilimenti, la qualificazione deve essere riferita a ciascuna unità di produzione.

#### 11.8.4.2 Qualificazione della produzione in serie dichiarata

Tutte le ditte che procedono in stabilimento alla costruzione di manufatti prefabbricati in serie dichiarata, prima dell'inizio di una nuova produzione devono presentare apposita domanda al Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Tale domanda deve essere corredata da idonea documentazione, ai sensi dell'*art. 58 del DPR n. 380/2001* e di quanto indicato al § 11.8.4.1.

Sulla base della documentazione tecnica presentata il Servizio Tecnico Centrale rilascerà apposito attestato di qualificazione, avente validità triennale.

Tale attestato, necessario per la produzione degli elementi, sottintende anche la qualificazione del singolo stabilimento di produzione.

L'attestato è rinnovabile su richiesta, previa presentazione di idonei elaborati relativi all'attività svolta ed ai controlli eseguiti nel triennio di validità.

#### 11.8.4.3 Qualificazione della produzione in serie controllata

Oltre a quanto specificato per produzione in serie dichiarata, la documentazione necessaria per la qualificazione della produzione in serie controllata dovrà comprendere la documentazione relativa alle prove a rottura su prototipo ed una relazione interpretativa dei risultati delle prove stesse.

Sulla base della documentazione tecnica presentata il Servizio Tecnico Centrale, sentito il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, rilascerà apposita autorizzazione alla produzione, avente validità triennale.

Tale attestato, necessario per la produzione degli elementi, sottintende anche la qualificazione del singolo stabilimento di produzione.

L'autorizzazione è rinnovabile su richiesta previa presentazione di idonei elaborati, relativi all'attività svolta ed ai controlli eseguiti nel triennio di validità.

#### 11.8.4.4 Sospensioni e revoche

E' prevista la sospensione o, nei casi più gravi o di recidiva, la revoca degli attestati di qualificazione dello stabilimento e/o della produzione in serie dichiarata o controllata, ove il Servizio Tecnico Centrale accerti, in qualsiasi momento, difformità tra i documenti depositati e la produzione effettiva, ovvero la mancata ottemperanza alle prescrizioni contenute nella vigente normativa tecnica.

I provvedimenti di sospensione e di revoca vengono adottati dal Servizio Tecnico Centrale sentito il parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici e sono atti definitivi.

#### 11.8.5 DOCUMENTI DI ACCOMPAGNAMENTO

Il Direttore dei Lavori è tenuto a rifiutare le eventuali forniture non conformi a quanto riportato nel presente paragrafo.

Oltre a quanto previsto nei punti applicabili del § 11.1, ogni fornitura in cantiere di elementi costruttivi prefabbricati, sia di serie che occasionali, dovrà essere accompagnata da apposite istruzioni nelle quali vengono indicate le procedure relative alle operazioni di trasporto e montaggio degli elementi prefabbricati, ai sensi dell'*art. 58 del DPR n. 380/2001*, da consegnare al Direttore dei Lavori dell'opera in cui detti elementi costruttivi vengono inseriti, che ne curerà la conservazione.

Tali istruzioni dovranno almeno comprendere, di regola:

- a) i disegni d'assieme che indichino la posizione e le connessioni degli elementi nel complesso dell'opera, compreso l'elenco degli elementi forniti con relativi contrassegni;
- b) apposita relazione sulle caratteristiche dei materiali richiesti per le unioni e le eventuali opere di completamento;
- c) le istruzioni di montaggio con i necessari dati per la movimentazione, la posa e la regolazione dei manufatti;
- d) elaborati contenenti istruzioni per il corretto impiego e la manutenzione dei manufatti. Tali elaborati dovranno essere consegnati dal Direttore dei Lavori al Committente, a conclusione dell'opera;
- e) per elementi di serie qualificati, certificato di origine firmato dal produttore, il quale con ciò assume per i manufatti stessi le responsabilità che la legge attribuisce al costruttore, e dal Direttore Tecnico responsabile della produzione. Il certificato, che deve garantire la rispondenza del manufatto alle caratteristiche di cui alla documentazione depositata presso il Servizio Tecnico Centrale, deve riportare il nominativo del progettista e copia dell'attestato di qualificazione rilasciato dal Servizio Tecnico Centrale;

f) documentazione, fornita quando disponibile, attestante i risultati delle prove a compressione effettuate in stabilimento su cubi di calcestruzzo (ovvero estratto del Registro di produzione) e copia dei certificati relativi alle prove effettuate da un laboratorio incaricato ai sensi dell'art. 59 del DPR n. 380/2001; tali documenti devono essere relativi al periodo di produzione dei manufatti.

Copia del certificato d'origine dovrà essere allegata alla relazione del Direttore dei Lavori di cui all'art. 65 del DPR n. 380/2001.

Prima di procedere all'accettazione dei manufatti, il Direttore dei Lavori deve verificare che essi siano effettivamente contrassegnati, come prescritto dal § 11.8.3.4.

Il produttore di elementi prefabbricati deve altresì fornire al Direttore dei Lavori, e questi al Committente, gli elaborati (disegni, particolari costruttivi, ecc.) firmati dal Progettista e dal Direttore Tecnico della produzione, secondo le rispettive competenze, contenenti istruzioni per il corretto impiego dei singoli manufatti, esplicitando in particolare:

g) destinazione del prodotto;

h) requisiti fisici rilevanti in relazione alla destinazione;

i) prestazioni statiche per manufatti di tipo strutturale;

j) prescrizioni per le operazioni integrative o di manutenzione, necessarie per conferire o mantenere nel tempo le prestazioni e i requisiti dichiarati;

k) tolleranze dimensionali nel caso di fornitura di componenti.

Nella documentazione di cui sopra il progettista deve indicare espressamente:

- le caratteristiche meccaniche delle sezioni, i valori delle coazioni impresse, i momenti di servizio, gli sforzi di taglio massimo, i valori dei carichi di esercizio e loro distribuzioni, il tipo di materiale protettivo contro la corrosione per gli apparecchi metallici di ancoraggio, dimensioni e caratteristiche dei cuscinetti di appoggio, indicazioni per il loro corretto impiego;

- se la sezione di un manufatto resistente deve essere completata in opera con getto integrativo, la resistenza richiesta;

la possibilità di impiego in ambiente aggressivo e le eventuali variazioni di prestazioni che ne conseguono.

## 11.9 DISPOSITIVI ANTISISMICI

Per dispositivi antisismici si intendono gli elementi che contribuiscono a modificare la risposta sismica di una struttura, ad esempio incrementando il periodo fondamentale della struttura, modificando la forma dei modi di vibrare fondamentali, incrementando la dissipazione di energia, limitando la forza trasmessa alla struttura e/o introducendo vincoli permanenti o temporanei che migliorano la risposta sismica.

### 11.9.1 TIPOLOGIE DI DISPOSITIVI

In generale, ai fini della presente norma, si possono individuare le seguenti tipologie di dispositivi:

Dispositivi di vincolo temporaneo: questi dispositivi sono utilizzati per obbligare i movimenti in una o più direzioni secondo modalità differenziate a seconda del tipo e dell'entità dell'azione. Si distinguono in:

Dispositivi di vincolo del tipo «a fusibile»: caratterizzati dall'impedire i movimenti relativi fra le parti collegate sino al raggiungimento di una soglia di forza oltre la quale, al superamento della stessa, consentono tutti i movimenti. Abitualmente sono utilizzati per escludere il sistema di protezione sismica nelle condizioni di servizio, consentendone il libero funzionamento durante il terremoto di progetto, senza modificarne il comportamento.

Dispositivi (dinamici) di vincolo provvisorio: caratterizzati dalla capacità di solidarizzare gli elementi che collegano, in presenza di movimenti relativi rapidi, quali quelli sismici, e di lasciarli liberi, o quasi, in presenza di movimenti relativi lenti imposti o dovuti ad effetti termici.

Dispositivi dipendenti dallo spostamento, a loro volta suddivisi in:

Dispositivi a comportamento lineare o «Lineari»: caratterizzati da un legame forza-spostamento sostanzialmente lineare, fino ad un dato livello di spostamento, con comportamento stabile per il numero di cicli richiesti e sostanzialmente indipendente dalla velocità; nella fase di scarico non devono mostrare spostamenti residui significativi.

Dispositivi a comportamento non lineare o «Non Lineari»: caratterizzati da un legame forza-spostamento non lineare, con comportamento stabile per il numero di cicli richiesti e sostanzialmente indipendente dalla velocità.

Dispositivi dipendenti dalla velocità detti anche Dispositivi a comportamento viscoso o «Viscosi»: caratterizzati dalla dipendenza della forza soltanto dalla velocità o da velocità e spostamento contemporaneamente; il loro funzionamento è basato sulle forze di reazione causate dal flusso di un fluido viscoso attraverso orifici o sistemi di valvole.

Dispositivi di isolamento o «Isolatori»: svolgono fondamentalmente la funzione di sostegno dei carichi verticali, con elevata rigidità in direzione verticale e bassa rigidità o resistenza in direzione orizzontale, permettendo notevoli spostamenti orizzontali. A tale funzione possono essere associate o no quelle di dissipazione di energia, di ricentraggio del sistema, di vincolo laterale sotto carichi orizzontali di servizio (non sismici). Essendo fondamentalmente degli apparecchi di appoggio, essi debbono rispettare le relative norme per garantire la loro piena funzionalità rispetto alle azioni di servizio.

In generale, ai fini della presente norma, si possono individuare le seguenti tipologie di isolatori:

Isolatori Elastomerici: costituiti da strati alternati di materiale elastomerico (gomma naturale o materiali artificiali idonei) e di acciaio, quest'ultimo con funzione di confinamento dell'elastomero, risultano fortemente deformabili per carichi paralleli alla giacitura degli strati (carichi orizzontali).

Isolatori a scorrimento: costituiti da appoggi a scorrimento caratterizzati da bassi valori delle resistenze per attrito.

Dispositivi costituiti da una combinazione delle precedenti categorie.

#### 11.9.2 PROCEDURA DI QUALIFICAZIONE

I dispositivi antisismici devono essere sottoposti a procedure di qualificazione, con verifica della conformità ai requisiti funzionali dichiarati. Tali procedure hanno lo scopo di dimostrare che il dispositivo è in grado di mantenere la propria funzionalità nelle condizioni d'uso previste durante tutta la vita di progetto e devono comportare almeno le seguenti operazioni:

- dichiarazione della vita di servizio;
- dichiarazione della conservazione delle prestazioni del dispositivo durante la vita di servizio;
- dichiarazione delle caratteristiche meccaniche dei componenti del dispositivo;
- descrizione del comportamento sotto azione sismica;
- determinazione dei legami costitutivi del dispositivo mediante prove sperimentali;
- individuazione del modello costitutivo che descriva il comportamento del dispositivo in differenti condizioni di uso, incluse tutte le combinazioni di azioni previste nella presente norma, che rappresenti correttamente i fenomeni fisici attesi nel funzionamento del dispositivo, in particolare sotto le azioni sismiche;
- prove di qualificazione.

In particolare, le caratteristiche tecniche da misurare e dichiarare sono indicate nel seguito per ciascun dispositivo.

Le caratteristiche dei dispositivi devono essere accertate mediante le prove sui materiali e sui dispositivi eseguite e certificate da laboratori di cui all'*art. 59 del DPR n. 380/2001*, dotati di adeguata competenza, attrezzatura ed organizzazione. Tali laboratori devono essere incaricati dal produttore previo nulla osta rilasciato dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Le massime differenze tra le caratteristiche meccaniche ottenute nelle prove di qualificazione ed i valori di progetto o nelle normali condizioni d'uso devono essere contenute entro limiti riferiti a variazioni nell'ambito della fornitura, dell'invecchiamento, della temperatura e della frequenza di prova. In particolare:

- le differenze nell'ambito della fornitura, devono essere riferite ai valori di progetto;
- le differenze dovute all'invecchiamento, alla temperatura e alla frequenza di prova, devono essere riferite ai valori nelle normali condizioni di utilizzo che derivano da prove condotte ad una temperatura di  $(23 \pm 5) ^\circ\text{C}$ .

Il campo di temperatura di riferimento per valutare le variazioni è  $- 15 ^\circ\text{C} \div 45 ^\circ\text{C}$ . Per opere particolari, per le quali le temperature prevedibili non rientrano nel suddetto intervallo, la sperimentazione verrà condotta per campi di temperatura diversi da quelli di riferimento. Per dispositivi operanti in luoghi protetti, si può assumere un campo di temperatura ridotto in relazione ai valori estremi di temperatura ambientale.

Le differenze dovute alla frequenza di prova, devono essere valutate nell'ambito di una variazione della frequenza di almeno + 30% eccetto per i dispositivi il cui funzionamento dipende dalla velocità per i quali lo studio deve essere esteso ad un campo maggiore.

Se le azioni variabili fanno modificare, con processo ciclico, i regimi tensionali, deve essere valutato il decadimento delle caratteristiche meccaniche per effetto della fatica.

Tutti i dispositivi devono avere una vita di servizio maggiore di 10 anni. Devono essere previsti piani di manutenzione e di sostituzione allo scadere della vita di servizio, senza significativi effetti sull'uso delle strutture in cui sono installati.

Qualora non sia applicabile quanto specificato al punto A oppure al punto C del § 11.1, i dispositivi antisismici devono essere dotati di un attestato di qualificazione rilasciato dal Servizio Tecnico Centrale, sentito il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Tale attestato di qualificazione ha una validità di cinque anni.

L'elenco dei produttori e dei prodotti qualificati sarà reso disponibile presso il Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

La documentazione da inviare al Servizio Tecnico Centrale, per il rilascio dell'attestato di qualificazione, deve includere almeno:

- a) denominazione e caratteristiche del dispositivo che si intende qualificare;
- b) disegni con la esatta indicazione delle dimensioni, dei materiali impiegati, e della loro qualificazione, delle tolleranze ammesse e di ogni altra caratteristica utile alla loro valutazione;
- c) documentazione tecnica con la dichiarazione delle caratteristiche tecniche individuate come specificato nel seguito;
- d) certificati delle prove di qualificazione svolte dal laboratorio di prova prescelto;
- e) manuale di installazione e posa in opera, con l'individuazione, tra gli altri, di tutte le specifiche tecniche delle attrezzature e dei prodotti da utilizzare nelle operazioni di posa in opera.

I dispositivi devono essere dotati di un marchio indelebile che ne comprovi la provenienza e la conformità alla documentazione depositata.

Allo scopo di assicurare che il prodotto abbia i requisiti previsti dalle presenti norme e che tali requisiti siano costantemente mantenuti fino alla posa in opera, tutti i dispositivi devono essere prodotti con un sistema di controllo permanente della produzione in stabilimento che deve assicurare il mantenimento dello stesso livello di affidabilità nella conformità del prodotto finito, indipendentemente dal processo di produzione.

Il sistema di gestione della qualità del prodotto che sovrintende al processo di fabbricazione deve essere predisposto in coerenza con le norme UNI EN ISO 9001:2000 e certificato da parte di un organismo terzo indipendente, di adeguata competenza ed organizzazione, che opera in coerenza con le norme UNI CEI EN ISO/IEC 17021:2006.

I documenti che accompagnano ogni fornitura devono indicare gli estremi dell'attestato di conformità o dell'attestato di qualificazione, della certificazione del processo di produzione, dei rapporti di prova e le caratteristiche dichiarate dal produttore.

### 11.9.3 PROCEDURA DI ACCETTAZIONE

All'atto della posa in opera dei dispositivi il Direttore dei Lavori deve verificare, acquisendone copia, che il dispositivo sia dotato di attestato di conformità di cui al *DPR 246/93* (marcatura CE) ovvero, ove non ricorrano i casi di cui ai punti A e C del § 11.1, che sia dotato di attestato di qualificazione del Servizio Tecnico Centrale, che sia dotato del marchio previsto nel § precedente e che le procedure di posa in opera siano conformi alle specifiche tecniche del produttore del sistema stesso.

Il Direttore dei Lavori deve inoltre rifiutare le eventuali forniture non conformi ed effettuare idonee prove di accettazione che comprendano in ogni caso la verifica geometrica e delle tolleranze dimensionali nonché eventualmente la valutazione delle principali caratteristiche meccaniche secondo le modalità descritte nel seguito.

### 11.9.4 DISPOSITIVI A COMPORTAMENTO LINEARE

Il comportamento dei dispositivi a comportamento lineare è definito tramite la rigidità equivalente  $K_e$  e il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente  $\xi_e$ , che devono rispettare le limitazioni

$$\xi_e < 15\% \quad (11.9.1)$$

$$|K_e - K_{in}| / K_{in} < 20\% \quad (11.9.2)$$

essendo  $K_{in}$  la rigidità iniziale valutata come rigidità secante tra i valori corrispondenti al 10% ed il 20% della forza di progetto.

Per assicurare un comportamento ciclico stabile, le variazioni in una serie di cicli di carico riferiti allo stesso spostamento massimo devono essere limitate nel modo seguente:

$$|K_{e,(i)} - K_{e,(3)}| / K_{e,(3)} \leq 10\% \quad (11.9.3)$$

$$|\xi_{e,(i)} - \xi_{e,(3)}| / \xi_{e,(3)} \leq 10\% \quad (11.9.4)$$

dove il pedice «(3)» si riferisce a quantità determinate nel terzo ciclo di carico ed il pedice «(i)» si riferisce a quantità relative all'*i*-esimo ciclo, escluso il primo ( $i \geq 2$ ).

Le massime differenze tra le caratteristiche meccaniche ottenute nelle prove di qualificazione ed i valori di progetto o le normali condizioni d'uso devono essere contenute entro limiti riportati in Tab. 11.9.I.

Le variazioni devono essere valutate con riferimento al 3° ciclo di prova.

Tabella 11.9.I

	Fornitura	Invecchiamento	Temperatura	Frequenza di prova
$K_e$	± 15%	± 20%	± 40%	± 10%
$\xi_e$	± 15%	± 15%	± 15%	± 10%

#### 11.9.4.1 Prove di accettazione sui materiali

Le prove di accettazione sui materiali sono quelle previste dalle vigenti norme e finalizzate ad accertare la tensione e l'allungamento al limite elastico, la tensione e l'allungamento a rottura del materiale costituente gli elementi base del dispositivo. Esse sono finalizzate ad individuare i valori medi e quelli caratteristici delle quantità suddette e la prevedibile costanza di comportamento del materiale considerato e debbono permettere di estrapolare il comportamento del materiale a quello del dispositivo e di verificare la sostanziale invariabilità del comportamento del dispositivo rispetto alle variazioni ambientali, la temperatura interna, l'invecchiamento. Il tipo e le modalità di prova verranno stabiliti di volta in volta dal produttore, in relazione al tipo di materiale, e verranno giustificati con una relazione, di cui il produttore si assumerà piena e completa responsabilità, che chiarisca in ogni dettaglio il rapporto tra comportamento del materiale e comportamento del dispositivo.

#### 11.9.4.2 Prove di qualificazione sui dispositivi



Detto  $d_2$  lo spostamento massimo di progetto in un dispositivo, corrispondente allo SLC, le prove di qualificazione sui dispositivi, che possono essere estese a tutti i dispositivi geometricamente simili (rapporti di scala geometrica compresi tra 0,5 e 2) e prodotti con gli stessi materiali di quelli provati, sono le seguenti:

- prova «preliminare», condotta imponendo al prototipo almeno 5 cicli completi di deformazioni alternate, con ampiezza massima non inferiore a  $\pm 0,1 d_2$ ,  $\pm 0,2 d_2$ ,  $\pm 0,3 d_2$ ,  $\pm 0,5 d_2$ ,  $\pm 0,7 d_2$ , e almeno 10 cicli con ampiezza massima non inferiore a  $\pm d_2$ ;
- prova «quasi statica», condotta imponendo al prototipo almeno 5 cicli completi di deformazioni alternate, con ampiezza massima riferita al prototipo reale pari a  $\pm d_2$ ;
- prova «dinamica», condotta imponendo al prototipo almeno 5 cicli completi di deformazioni alternate, con ampiezza massima riferita al prototipo reale pari a  $\pm d_2$ , applicando le deformazioni imposte con una velocità mediamente pari a quella che si può verificare nel caso del terremoto di progetto relativo allo stato limite di collasso ed assimilabile, in mancanza di specifiche valutazioni, e per i soli dispositivi facenti parte di sistemi di isolamento sismico, a quella corrispondente ad una frequenza di 0,5 Hz per ogni ciclo completo.

La «prova dinamica» può essere sostituita da una replica della prova statica, qualora il materiale degli elementi base sia acciaio, o altro materiale il cui comportamento ciclico non dipenda dalla velocità di deformazione. Tale proprietà dovrà, eventualmente, essere verificata attraverso apposite prove sui materiali o sugli elementi base.

Le prove di qualificazione devono essere effettuate su almeno 2 dispositivi. I dispositivi sottoposti a prove di qualificazione potranno essere utilizzati nella costruzione solo se gli elementi sollecitati in campo non lineare vengono sostituiti o se la loro resistenza alla fatica oligociclica è di un ordine di grandezza superiore al numero dei cicli delle prove, e comunque previo accertamento della piena funzionalità, attraverso la successiva effettuazione delle prove di accettazione e verifica dei relativi parametri.

Qualora il dispositivo sia geometricamente simile ad un isolatore elastomerico e sia soggetto ad azione tagliante, senza però svolgere funzione portante, le prove di qualificazione dovranno essere condotte secondo le modalità previste per le prove su isolatori elastomerici, ma con le seguenti varianti:

- caratterizzazione dei dispositivi in assenza di carico iniziale, riproducendo le condizioni di vincolo sulle facce, superiori ed inferiori del dispositivo in opera;
- nessuna prova di creep.

#### 11.9.4.3 Prove di accettazione sui dispositivi

Le prove di accettazione sui dispositivi, che saranno effettuate con le modalità già viste per le prove di qualificazione e si riterranno superate se i risultati ottenuti non differiranno da quelli delle prove di qualificazione di oltre il  $\pm 10\%$ , sono le seguenti:

- misura della geometria esterna, con tolleranza di  $\pm 10\%$  sugli spessori e  $\pm 5\%$  sulle lunghezze, dei componenti che risultano determinanti ai fini del comportamento del dispositivo nel sistema strutturale;
- prova ciclica condotta imponendo al prototipo almeno 4 cicli completi di deformazioni alternate, con ampiezza massima non inferiore a  $\pm d_2/20$ , volte a determinare il valore della rigidezza teorica iniziale  $K_1$ .
- Le prove di accettazione devono essere effettuate su almeno il 20% dei dispositivi, comunque non meno di 4 e non più del numero di dispositivi da mettere in opera. Su almeno un dispositivo verrà anche condotta una prova «quasi statica», imponendo almeno 5 cicli completi di deformazioni alternate, con ampiezza massima pari a  $\pm d_2$ .

Qualora il dispositivo abbia caratteristiche costruttive analoghe a quelle di un isolatore elastomerico, ne sia geometricamente simile e sia soggetto ad azione tagliante, senza però svolgere funzione portante dei carichi verticali, le prove di accettazione dovranno essere condotte secondo le modalità previste per le prove su isolatori elastomerici, ma con la seguente variante:

- caratterizzazione dei dispositivi in assenza di carico iniziale, riproducendo le condizioni di vincolo sulle facce, superiori ed inferiori del dispositivo in opera.

#### 11.9.5 DISPOSITIVI A COMPORTAMENTO NON LINEARE

I dispositivi a comportamento non lineare possono realizzare comportamenti meccanici diversi, ad elevata o bassa dissipazione di energia, con riduzione o incremento della rigidità al crescere dello spostamento, con o senza spostamenti residui all'azzeramento della forza. Nel seguito si tratteranno dispositivi caratterizzati da una riduzione della rigidità, ma con forza sempre crescente, al crescere dello spostamento, i cui diagrammi forza-spostamento sono sostanzialmente indipendenti dalla velocità di percorrenza e possono essere schematizzati come nella Figura 11.9.1.

I dispositivi a comportamento non lineare sono costituiti da elementi base che ne determinano le caratteristiche meccaniche fondamentali ai fini della loro utilizzazione.

Il loro comportamento è individuato dalla curva caratteristica che lega la forza trasmessa dal dispositivo al corrispondente spostamento; tali curve caratteristiche sono, in generale, schematizzabili con delle relazioni bilineari definite imponendo il passaggio per il punto di coordinate  $(F_1, d_1)$ , corrispondente al limite teorico del comportamento elastico lineare del dispositivo, e per il punto di coordinate  $(F_2, d_2)$ , corrispondente alla condizione di progetto allo SLC.

Scarica il file

Figura 11.9.1 - Diagrammi forza-spostamento per dispositivi non lineari

Il ciclo bilineare teorico è definito dai seguenti parametri:

$d_{el}$  = spostamento nel primo ramo di carico in una prova sperimentale entro il quale il comportamento è sostanzialmente lineare. In generale può assumersi un valore pari a  $d_2/20$ ;

$F_{el}$  = Forza corrispondente a  $d_{el}$ , nel ramo di carico iniziale sperimentale;

$d_1$  = ascissa del punto d'intersezione della linea retta congiungente l'origine con il punto  $(d_{el}, F_{el})$  e la linea retta congiungente i punti  $(d_2/4, F(d_2/4))$  e  $(d_2, F_2)$  nel terzo ciclo della prova sperimentale;

$F_1$  = ordinata del punto d'intersezione della linea retta congiungente l'origine con il punto  $(d_{el}, F_{el})$  e la linea retta congiungente i punti  $(d_2/4, F(d_2/4))$  e  $(d_2, F_2)$  nel terzo ciclo della prova sperimentale;

$d_2$  = spostamento massimo di progetto del dispositivo corrispondente allo SLC;

$F_2$  = forza corrispondente allo spostamento  $d_2$ , ottenuta al terzo ciclo sperimentale.

Le rigidità elastiche e post-elastica, rispettivamente del primo ramo e del secondo ramo, vengono definite come:  $K_1 = F_1/d_1$ ;  $K_2 = (F_2 - F_1)/(d_2 - d_1)$ , mentre la rigidità secante è data da  $K_{sec} = F_2/d_2$  e lo smorzamento equivalente è  $\xi_e = E_d/(2\pi \cdot F_2 \cdot d_2)$  essendo  $E_d$  l'area del ciclo d'isteresi.

Per assicurare un comportamento ciclico stabile, le variazioni in una serie di cicli di carico riferiti allo stesso spostamento massimo devono essere limitate nel modo seguente:

$$|K_{2,(i)} - K_{2,(3)}|/K_{2,(3)} \leq 10\% \quad (11.9.5)$$

$$|\xi_{e,(i)} - \xi_{e,(3)}|/\xi_{e,(3)} \leq 10\% \quad (11.9.6)$$

dove il pedice «(3)» si riferisce a quantità determinate nel terzo ciclo di carico ed il pedice «(i)» si riferisce a quantità relative all' $i$ -esimo ciclo, escluso il primo ( $i \geq 2$ ).

Il ciclo teorico che eventualmente si assume per l'esecuzione delle analisi non lineari per la progettazione della struttura, completato dei rami di scarico e ricarico coerenti con il comportamento reale, deve essere tale che l'energia dissipata in un ciclo non differisca di più del 10% dall'energia dissipata nel terzo ciclo di carico della prova sperimentale.

Le massime differenze tra le caratteristiche meccaniche ottenute nelle prove di qualificazione ed i valori di progetto o nelle normali condizioni d'uso devono essere contenute entro limiti riportati in Tab. 11.9.II.

Le variazioni devono essere valutate con riferimento al 3° ciclo di prova.

Tabella 11.9.II

	Fornitura	Invecchiamento	Temperatura	Frequenza di prova
$K_2$	$\pm 15\%$	$\pm 20\%$	$\pm 20\%$	$\pm 10\%$
$K_{sec}$	$\pm 15\%$	$\pm 20\%$	$\pm 40\%$	$\pm 10\%$
$\xi_e$	$\pm 15\%$	$\pm 15\%$	$\pm 15\%$	$\pm 10\%$

Quando il rapporto d'incrudimento risulta  $K_2/K_1 \leq 0,05$ , il limite su  $K_2$  viene sostituito dal limite sulla variazione di  $K_2/K_1$  che deve differire meno di 0,01 dal valore di progetto.

#### 11.9.5.1 Prove di accettazione sui materiali

Si applica quanto previsto al § 11.9.4.1 per i dispositivi lineari.

#### 11.9.5.2 Prove di qualificazione sui dispositivi

Si applica quanto previsto al § 11.9.4.2 per i dispositivi lineari.

#### 11.9.5.3 Prove di accettazione sui dispositivi

Si applica quanto previsto al § 11.9.4.3 per i dispositivi lineari.

### 11.9.6 DISPOSITIVI A COMPORTAMENTO VISCOSO

I dispositivi a comportamento viscoso trasmettono, in generale, soltanto azioni orizzontali ed hanno rigidità trascurabile rispetto alle azioni verticali. Essi sono caratterizzati da un valore della forza proporzionale a  $v^\alpha$ , e pertanto non contribuiscono significativamente alla rigidità del sistema. La relazione forza spostamento di un dispositivo viscoso, per una legge sinusoidale dello spostamento, è riportata in Figura 11.9.2. La forma del ciclo è ellittica per  $\alpha = 1$ .

Il loro comportamento è caratterizzato dalla massima forza sviluppata  $F_{max}$  e dall'energia dissipata  $E_d$  in un ciclo, per una prefissata ampiezza e frequenza, ossia dalle costanti  $C$  e  $\alpha$ .

Per assicurare un comportamento ciclico stabile, le variazioni dell'energia dissipata  $E_d$  in una serie di cicli di carico riferiti a stessa velocità e spostamento massimi devono essere limitate nel modo seguente:

$$|E_{d(i)} - E_{d(3)}|/E_{d(3)} \leq 10\% \quad (11.9.7)$$

dove il pedice «(3)» si riferisce a quantità determinate nel terzo ciclo di carico ed il pedice «(i)» si riferisce a quantità relative all' $i$ -esimo ciclo, escluso il primo ( $i \geq 2$ ).

Scarica il file

Figura 11.9.2 - Dispositivi a comportamento viscoso

Le massime differenze tra le caratteristiche meccaniche ottenute nelle prove di qualificazione ed i valori di progetto o nelle normali condizioni d'uso devono essere contenute entro limiti riportati in Tab. 11.9.III, tenendo conto dei rapporti di scala tra i dispositivi sottoposti a prove di qualificazione e quelli reali.

Tabella 11.9.III

	Fornitura	Invecchiamento	Temperatura	Frequenza di prova
$F_{max}$	$\pm 15\%$	$\pm 5\%$	$\pm 5\%$	$\pm 10\%$
$E_d$	- 15%	- 5%	- 5%	$\pm 10\%$

Per tener conto di possibili valori di velocità superiori a quelli di progetto, la forza massima di progetto del dispositivo va amplificata con un fattore di affidabilità  $\gamma_v$  dato da

$$\gamma_v = (1 + t_d) \cdot (1,5)^{\alpha} \quad (11.9.8)$$

in cui  $t_d$  è la tolleranza sulla forza di progetto fornita dal produttore, comprensiva della variabilità per effetto della temperatura, e  $\alpha$  l'esponente delle legge costitutiva.

Il dispositivo deve possedere due cerniere sferiche alle estremità onde evitare effetti di trafileamento e deterioramento delle guarnizioni, e la capacità rotazionale deve essere valutata tenendo conto dei carichi che interesseranno la struttura nel corso della vita, degli effetti del sisma e dei disallineamenti di montaggio. In ogni caso la rotazione consentita dalle cerniere non deve essere inferiore ai 2 gradi sessagesimali.

I dispositivi devono essere progettati in modo da evitare snervamenti sotto l'applicazione dei carichi di servizio e rotture sotto le condizioni di collasso. Devono essere inoltre in grado di sopportare le accelerazioni laterali risultanti dalle analisi sismiche strutturali allo SLC e, in assenza di tale valutazione, devono resistere ad una forza minima trasversale pari ad almeno due volte il peso proprio del dispositivo. Il progetto e la costruzione del dispositivo devono consentire la manutenzione nel corso della vita utile ed evitare che fenomeni di instabilità interessino gli steli, nelle condizioni di massima estensione ed in riferimento alla configurazione di messa in opera.

#### 11.9.6.1 Prove di accettazione sui materiali

Le prove di accettazione sui materiali sono quelle previste dalle vigenti norme e finalizzate ad accertare le caratteristiche di viscosità del fluido. Esse debbono permettere di estrapolare il comportamento del materiale a quello del dispositivo e di verificare la sostanziale invariabilità del comportamento del dispositivo rispetto alle variazioni ambientali, alla temperatura interna, all'invecchiamento. Il tipo e le modalità di prova verranno stabiliti di volta in volta dal produttore, in relazione al tipo di materiale, e verranno giustificati con una relazione, di cui il produttore si assumerà piena e completa responsabilità, che chiarisca in ogni dettaglio il rapporto tra comportamento del materiale e comportamento del dispositivo.

#### 11.9.6.2 Prove di qualificazione sui dispositivi

Detto  $d_2$  lo spostamento massimo di progetto in un dispositivo, corrispondente allo SLC, le prove di qualificazione sui dispositivi, che possono essere estese a tutti i dispositivi geometricamente simili (rapporti di scala geometrica compresi tra 0,5 e 2) e prodotti con gli stessi materiali di quelli provati, sono le seguenti:

- prova «preliminare», finalizzata alla verifica dei parametri caratterizzanti il comportamento del dispositivo, condotta imponendo al prototipo almeno 4 cicli completi di deformazioni alternate, con rampe a velocità costante ed ampiezza massima riferita al prototipo reale non inferiore a  $\pm 0,5 d_2$ , per almeno 5 diversi valori della velocità di spostamento, pari al 25%, 50%, 75%, 100%, 125% del valore di progetto;
- prova «dinamica», condotta imponendo al prototipo almeno 10 cicli completi di deformazioni alternate, con ampiezza massima riferita al prototipo reale pari a  $\pm d_2$ , eventualmente effettuati in due serie di 5 o più cicli consecutivi, applicando le deformazioni imposte con una velocità mediamente pari a quella che si può verificare nel caso del terremoto di progetto relativo allo stato limite di collasso ed assimilabile, in mancanza di specifiche valutazioni, e per i soli dispositivi facenti parte di sistemi di isolamento sismico, a quella corrispondente ad una frequenza di 0,5 Hz per ogni ciclo completo di ampiezza massima  $\pm d_2$ .

Le prove di qualificazione devono essere effettuate su almeno 2 dispositivi. I dispositivi sottoposti a prove di qualificazione potranno essere utilizzati nella costruzione previa verifica della loro perfetta integrità a seguito delle prove, da accertare attraverso la successiva effettuazione delle prove di accettazione ed il controllo dei relativi parametri di verifica.

#### 11.9.6.3 Prove di accettazione sui dispositivi

Le prove di accettazione sui dispositivi, che saranno effettuate con le modalità già viste per le prove di qualificazione e si riterranno superate se i risultati ottenuti non differiranno da quelli delle prove di qualificazione di oltre il  $\pm 10\%$ , sono le seguenti:

- misura della geometria esterna, con verifica delle tolleranze stabilite dal progettista;
- prova «dinamica», condotta imponendo al prototipo almeno 10 cicli completi di deformazioni alternate, con ampiezza massima pari a  $\pm d_2$ , eventualmente effettuati in due serie di 5 o più cicli consecutivi, applicando le deformazioni imposte con una velocità mediamente pari a quella che si può verificare nel caso del terremoto di progetto relativo allo stato limite di collasso ed assimilabile, in mancanza di specifiche valutazioni, e per i soli dispositivi facenti parte di sistemi di isolamento sismico, a quella corrispondente ad una frequenza di 0,5 Hz per ogni ciclo completo di ampiezza massima  $\pm d_2$ .

Le prove di accettazione devono essere effettuate su almeno il 20% dei dispositivi, comunque non meno di 4 e non più del numero di dispositivi da mettere in opera.

#### 11.9.7 ISOLATORI ELASTOMERICI

Gli isolatori debbono avere pianta con due assi di simmetria ortogonali, così da presentare un comportamento il più possibile indipendente dalla direzione della azione orizzontale agente. Ai fini della determinazione degli effetti di azioni perpendicolari agli strati, le loro dimensioni utili debbono essere riferite alle dimensioni delle piastre in acciaio, depurate di eventuali fori, mentre per gli effetti delle azioni parallele alla giacitura degli strati si considererà la sezione intera dello strato di gomma.

Le piastre di acciaio devono essere conformi a quanto previsto nelle norme per gli apparecchi di appoggio, con un allungamento minimo a rottura del 18% e spessore minimo pari a 2 mm per le piastre interne e a 20 mm per le piastre esterne.

Si definiscono due fattori di forma:

$S_1$  fattore di forma primario, rapporto tra la superficie  $A'$  comune al singolo strato di elastomero ed alla singola piastra d'acciaio, depurata degli eventuali fori (se non riempiti successivamente), e la superficie laterale libera  $L$  del singolo strato di elastomero, maggiorata della superficie laterale degli eventuali fori (se non riempiti successivamente) ossia  $S_1 = A'/L$ ;

$S_2$  fattore di forma secondario, rapporto tra la dimensione in pianta  $D$  della singola piastra in acciaio, parallelamente all'azione orizzontale agente, e lo spessore totale  $t_e$  degli strati di elastomero ossia  $S_2 = D/t_e$ .

Gli isolatori in materiale elastomerico ed acciaio sono individuati attraverso le loro curve caratteristiche forza-spostamento, generalmente non lineari, tramite i due parametri sintetici: la rigidità equivalente  $K_e$ , il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente  $\xi_e$ .

La rigidità equivalente  $K_e$ , relativa ad un ciclo di carico, è definita come rapporto tra la forza  $F$  corrispondente allo spostamento massimo  $d$  raggiunto in quel ciclo e lo stesso spostamento ( $K_e = F/d$ ) e si valuta come prodotto del modulo dinamico equivalente a taglio  $G_{din}$  per  $A/t_e$ .

Il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente  $\xi_e$  si definisce come rapporto tra l'energia dissipata in un ciclo completo di carico  $E_d$  e  $2\pi Fd$ , ossia  $\xi_e = E_d/(2\pi Fd)$ .

La rigidità verticale  $K_V$  è definita come rapporto tra la forza verticale di progetto  $F_V$  e lo spostamento verticale  $d_V$  ( $K_V = F_V/d_V$ ).

Le massime differenze tra le caratteristiche meccaniche ottenute nelle prove di qualificazione ed i valori di progetto o nelle normali condizioni d'uso devono essere contenute entro limiti riportati in Tab. 11.9.IV.

Le variazioni devono essere valutate con riferimento al 3° ciclo di prova. Le frequenze di prova per valutare le variazioni delle caratteristiche meccaniche sono 0,1 Hz e 0,5 Hz.

Tabella 11.9.IV

	Fornitura	Invecchiamento	Temperatura	Frequenza di prova
$K_e$	± 20%	± 20%	± 20%	± 20%
$K_V$	- 30%	-	-	-
$\xi_e$	± 20%	± 20%	± 20%	± 20%

Le variazioni dovute al carico verticale, valutate come differenza tra i valori corrispondenti al carico verticale massimo ed a quello minimo, non dovranno superare il 15% del valore di progetto.

##### 11.9.7.1 Prove di accettazione sui materiali

Le prove di accettazione sui materiali sono quelle previste dalle norme sugli apparecchi di appoggio, con le seguenti variazioni ed aggiunte:

- le prove di invecchiamento vanno effettuate per 21 giorni a 70 °C; la variazione del modulo  $G$  deve essere contenuta entro il 20% del valore iniziale;

- il modulo G deve essere determinato anche per una deformazione tangenziale pari a  $\pm 100\%$ .

#### 11.9.7.2 Prove di qualificazione sui dispositivi

Le prove di qualificazione sui dispositivi possono essere estese a tutti i dispositivi geometricamente simili (rapporti di scala geometrica compresi tra 0,5 e 2, fattore di forma primario  $S_1$  uguale, con tolleranza del  $\pm 10\%$ , fattore di forma secondario  $S_2$  uguale o maggiore) e prodotti con gli stessi materiali di quelli provati. Esse debbono essere effettuate nell'ordine e con le modalità di seguito specificate a non meno di due giorni di distanza dalla vulcanizzazione per dispositivi di dimensioni inferiori ai 700 mm, quattro giorni per dispositivi più grandi, così da avere una temperatura uniforme sull'intero dispositivo.

- Determinazione statica della rigidezza a compressione tra il 30% e il 100% del carico verticale V di progetto, opportunamente scalato, in presenza di sisma, somma dei carichi verticali dovuti a permanenti ed accidentali moltiplicati per opportuni coefficienti ed alle eventuali azioni concomitanti (forze orizzontali, spostamenti e rotazioni);

- determinazione statica, sotto compressione costante e pari a 6 MPa, o al valore della tensione di compressione di progetto (con una tolleranza del  $\pm 20\%$ ) se questa è superiore a 8 MPa, del modulo statico di taglio G, convenzionalmente definito come il modulo secante tra le deformazioni di taglio corrispondenti agli spostamenti  $0,27t_e$  e  $0,58t_e$  mediante prove di carico-scarico fino a uno spostamento massimo pari a  $t_e$  e in corrispondenza del 3° ciclo;

- determinazione dinamica, sotto compressione costante e pari a 6 MPa, o al valore della tensione di compressione di progetto (con una tolleranza del  $\pm 20\%$ ) se questa è superiore a 8 MPa, del modulo dinamico di taglio  $G_{din}$  e dello smorzamento  $\xi$  mediante prove cicliche sinusoidali alla frequenza di 0,5 Hz e  $\gamma = 1$  ed in corrispondenza del 3° ciclo, valutando  $G_{din} = F_{te}/(A_d)$  come modulo secante in corrispondenza di  $d/te = 1$ , con l'obbligo per  $G_{din}$  di ricadere nell'intervallo  $0,35 \div 1,50$  MPa;

- determinazione delle curve G- $\gamma$  e  $\xi$ - $\gamma$  mediante le prove dinamiche cicliche precedentemente descritte e per i seguenti valori di  $\gamma$ : 0,05, 0,3, 0,5, 0,7, 1,0,  $\gamma_{max}$ , e, comunque, per deformazioni corrispondenti, nel dispositivo reale, a spostamenti non inferiori a  $\pm 0,1 d_2$ ,  $\pm 0,2 d_2$ ,  $\pm 0,3 d_2$ ,  $\pm 0,5 d_2$ ,  $\pm 0,7 d_2$ ,  $\pm d_2$ , effettuando almeno 5 cicli per ciascuna ampiezza;  $\gamma_{max}$  sarà preso pari a 1,5 se in corrispondenza di  $d_2$  risulta  $\gamma < 1,5$ , a 2 se  $1,5 < \gamma < 2$ ;

- valutazione della stabilità del dispositivo sotto compressione e taglio, effettuata accertandosi che il dispositivo rimanga stabile se assoggettato ad uno spostamento orizzontale pari ad  $1,8 t_e$  in presenza di un carico verticale pari sia ad  $1,5 V_{max}$  che a  $0,5 V_{min}$  (indicando con  $V_{max}$  e  $V_{min}$  rispettivamente i valori massimo e minimo di V);

- valutazione della capacità di sostenere, sotto compressione costante e pari a 6 MPa, o al valore della tensione di compressione di progetto (con una tolleranza del  $\pm 20\%$ ) se questa è superiore a 8 MPa, almeno 10 cicli con spostamento massimo impresso almeno pari a  $d_2$ ;

- valutazione di efficacia dell'aderenza elastomero-acciaio, effettuata sottoponendo l'isolatore, sotto compressione costante e pari a 6 MPa, o al valore della tensione di compressione di progetto (con una tolleranza del  $\pm 20\%$ ) se questa è superiore a 8 MPa, a una deformazione  $\gamma \pm 2,5$  senza che si verifichino danni. Qualora in corrispondenza dello spostamento di progetto, il dispositivo subisca una deformazione  $\gamma < 1,5$  il dispositivo può essere caratterizzato per una deformazione  $\gamma = 2,0$ ;

- determinazione delle caratteristiche di creep mediante prove di compressione sotto compressione costante e pari al valore della tensione di compressione di progetto, con una tolleranza del  $\pm 20\%$ , della durata di almeno 7 giorni; la deformazione verticale per creep deve essere inferiore al 20% della deformazione statica sotto il carico V; il valore di riferimento della deformazione statica sarà assunto pari a quello misurato dopo 10 minuti dall'inizio dell'applicazione del carico.

Le prove di qualificazione devono essere effettuate su almeno 4 dispositivi, due per le prove senza invecchiamento e due per le prove dopo invecchiamento artificiale, ottenuto mantenendo i dispositivi di prova per 21 giorni a 70 °C.

L'invecchiamento dovrà comunque essere preceduto dalla determinazione statica della rigidezza a compressione e del modulo statico di taglio G, secondo le modalità precedentemente definite, per valutare le caratteristiche dei dispositivi sottoposti a invecchiamento prima dell'invecchiamento stesso. I valori di G dopo l'invecchiamento non devono superare di 1,15 volte i valori di G prima dell'invecchiamento). I dispositivi sottoposti a prove di qualificazione non potranno essere utilizzati nella costruzione.

I dispositivi sottoposti a prove di qualificazione potranno essere utilizzati nella costruzione previa verifica della loro perfetta integrità a seguito delle prove, da accertare attraverso la successiva effettuazione delle prove di accettazione ed il controllo dei relativi parametri di verifica.

La validità delle prove di invecchiamento potrà essere estesa a tutti i dispositivi realizzati con la stessa mescola, indipendentemente dai rapporti di forma. Per qualificare lo stesso dispositivo per diversi valori della tensione di compressione le prove possono essere ripetute in sequenza sugli stessi dispositivi da qualificare, verificando che tra una prova e la successiva non si siano verificati danni ai dispositivi.

#### 11.9.7.3 Prove di accettazione sui dispositivi

Le prove di accettazione sui dispositivi, che saranno effettuate con le modalità già viste per le prove di qualificazione e si riterranno superate se i risultati ottenuti soddisfano i limiti sotto specificati e se il modulo statico di taglio  $G$  non differisce da quello delle prove di qualificazione di oltre il  $\pm 10\%$ , sono le seguenti:

- misura della geometria esterna che dovrà rispettare le tolleranze prescritte dalle norme sugli apparecchi di appoggio, con l'unica deroga dei dispositivi di altezza superiore a 100 mm per i quali la tolleranza sulle altezze è di 6 mm;
- determinazione statica della rigidità verticale tra il 30% e il 100% del carico  $V$ ;
- determinazione del modulo statico di taglio  $G$  o in alternativa del modulo dinamico di taglio  $G_{din}$ , con le modalità specificate per le prove di qualificazione; quest'ultima è da preferire, quando effettuabile, in quanto riduce le incertezze sul controllo del reale comportamento dinamico del dispositivo;
- valutazione di efficacia dell'aderenza elastomero-acciaio, con le modalità specificate per le prove di qualificazione, ma adottando per la deformazione il valore corrispondente allo spostamento  $d_2$ .

Le prove di accettazione devono essere effettuate su almeno il 20% dei dispositivi, e comunque non meno di 4 e non più del numero di dispositivi da mettere in opera.

#### 11.9.8 ISOLATORI A SCORRIMENTO

Le superfici di scorrimento in acciaio e PTFE devono essere conformi alla normativa vigente per gli apparecchi di appoggio.

Gli isolatori a scorrimento devono essere in grado di sopportare, sotto spostamento massimo impresso pari a  $1,2 d_2$ , almeno 10 cicli di carico e scarico. I cicli si riterranno favorevolmente sopportati se il coefficiente d'attrito ( $f$ ), nei cicli successivi al primo, non varierà di più del 25% rispetto alle caratteristiche riscontrate durante il terzo ciclo, ossia

$$|f_{(i)} - f_{(3)}|/f_{(3)} < 0,25, \quad (11.9.9)$$

avendo contrassegnato con il pedice «(i)» le caratteristiche valutate all' $i$ -esimo ciclo e con il pedice «(3)» le caratteristiche valutate al terzo ciclo. Detto  $d_{dc}$  lo spostamento massimo di progetto del centro di rigidità del sistema d'isolamento, corrispondente allo SLC, qualora l'incremento della forza nel sistema di isolamento per spostamenti tra  $0,5 d_{dc}$  e  $d_{dc}$  sia inferiore all'1,25% del peso totale della sovrastruttura, gli isolatori a scorrimento debbono essere in grado di garantire la loro funzione di appoggio fino a spostamenti pari ad  $1,25 d_2$ .

Si deve verificare che il coefficiente d'attrito sia, comunque, sempre inferiore al valore di progetto per variazioni nell'ambito della fornitura, della temperatura e della frequenza di prova.

##### 11.9.8.1 Prove di accettazione sui materiali

Le prove di accettazione sulle superfici di scorrimento sono quelle previste dalle norme per gli apparecchi di appoggio.

##### 11.9.8.2 Prove di qualificazione sui dispositivi

Le prove di qualificazione sui dispositivi, che possono essere estese a tutti i dispositivi geometricamente simili (rapporti di scala geometrica compresi tra 0,5 e 2) e prodotti con gli stessi materiali di quelli provati sono le seguenti:

- determinazione statica del coefficiente d'attrito, per almeno tre valori della compressione, costante durante la prova, pari al carico verticale  $V$  di esercizio, a  $V_{max}$  e a  $V_{min}$ , opportunamente scalati;

- determinazione dinamica del coefficiente d'attrito, per almeno tre valori della compressione, costante durante la prova, pari al carico verticale  $V$  di esercizio, a  $V_{max}$  e a  $V_{min}$ , opportunamente scalati, e per tre valori della velocità (frequenza), pari a quella di progetto e alla stessa variata del  $\pm 30$ ;

- valutazione della capacità di sostenere, sotto compressione costante e pari al valore della tensione di compressione di progetto, con una tolleranza del  $\pm 20\%$ , almeno 10 cicli con spostamento massimo impresso almeno pari a  $d_2$ .

Qualora gli isolatori fossero dotati di elementi o meccanismi supplementari atti a migliorarne le prestazioni sismiche, le prove andranno ripetute con la presenza di tali parti supplementari.

Le prove di qualificazione devono essere effettuate su almeno 2 dispositivi. I dispositivi sottoposti a prove di qualificazione potranno essere utilizzati nella costruzione previa verifica della loro perfetta integrità a seguito delle prove, da accertare attraverso la successiva effettuazione delle prove di accettazione e il controllo dei relativi parametri di verifica.

Nel caso in cui le prove vengano effettuate su dispositivi in scala, i certificati di prova dovranno essere accompagnati da una relazione del produttore o del progettista che dimostri l'equivalenza dei risultati a quelli ottenibili su un dispositivo non in scala.

#### 11.9.8.3 Prove di accettazione sui dispositivi

Le prove di accettazione sui dispositivi, che saranno effettuate con le modalità già viste per le prove di qualificazione:

- verifica delle tolleranze dimensionali delle superfici di scorrimento come previste dalle norme per gli apparecchi di appoggio;

- determinazione statica del coefficiente d'attrito, per almeno tre valori della compressione, costante durante la prova, pari al carico verticale  $V$  di esercizio, e ai valori di progetto sotto azioni sismiche  $V_{max}$  e  $V_{min}$ .

Le prove di accettazione devono essere effettuate su almeno il 20% dei dispositivi, comunque non meno di 4 e non più del numero di dispositivi da mettere in opera.

Qualora gli isolatori fossero dotati di elementi o meccanismi supplementari atti a migliorarne le prestazioni sismiche, su almeno un dispositivo completo di tali parti supplementari verrà anche condotta una prova «quasi statica», imponendo almeno 5 cicli completi di deformazioni alternate, con ampiezza massima pari a  $\pm d_2$ . Il dispositivo non potrà essere utilizzato nella costruzione, a meno che il suo perfetto funzionamento non sia ripristinabile con la sostituzione degli elementi base.

#### 11.9.9 DISPOSITIVI A VINCOLO RIGIDO DEL TIPO A «FUSIBILE»

I dispositivi a fusibile sono classificabili in due categorie: di tipo meccanico, quando lo svincolo è determinato dal rilascio di fermi sacrificali, o di tipo idraulico, quando lo svincolo è governato dall'apertura di una valvola di sovrappressione.

##### 11.9.9.1 Prove di accettazione sui materiali

Le prove di accettazione sui materiali sono quelle previste dalle vigenti norme per la determinazione della tensione e l'allungamento al limite elastico, la tensione e l'allungamento a rottura del materiale costituente gli elementi base del dispositivo, e le caratteristiche di viscosità del fluido, se presente. Esse sono finalizzate ad individuare i valori medi e quelli caratteristici delle quantità suddette e ad accertare la costanza di comportamento del materiale considerato e debbono permettere di estrapolare il comportamento del materiale a quello del dispositivo e di verificare la sostanziale invariabilità del comportamento del dispositivo rispetto alle variazioni ambientali, la temperatura interna, l'invecchiamento. Il tipo e le modalità di prova verranno stabiliti di volta in volta dal produttore, in relazione al tipo di materiale, e verranno giustificati con una relazione, di cui il produttore si assumerà piena e completa responsabilità, che chiarisca in ogni dettaglio il rapporto tra comportamento del materiale e comportamento del dispositivo.

##### 11.9.9.2 Prove di qualificazione sui dispositivi

Le prove di qualificazione vanno condotte su due dispositivi. Possono essere estese a tutti i dispositivi geometricamente simili (rapporti di scala geometrica compresi tra 0,5 e 2) e prodotti con gli stessi materiali di quelli provati. Le prove sono le seguenti:

- Valutazione della capacità di sostenere almeno 3 cicli monotonicamente con carico massimo impresso pari al valore di progetto di servizio, con una tolleranza del  $+ 10\%$ , in assenza di snervamenti o rotture.



- Valutazione della forza di rilascio, sottoponendo il campione ad un carico monotono sino al raggiungimento della rottura del fusibile (forza di rilascio). La tolleranza, rispetto al valore di progetto, deve essere definita dal progettista e, in assenza di tale valutazione, è pari a + 15%.

- Valutazione del comportamento a fatica, ove richiesto dal progettista in relazione al tipo di applicazione. La prova viene eseguita sottoponendo uno dei due campioni a 2 milioni di cicli di carico e, successivamente, ai due precedenti test verificando che il comportamento sia pressoché analogo a quello del dispositivo non provato ciclicamente e che non si manifestino snervamenti o rotture.

Se il materiale usato in produzione non è quello dello stesso lotto impiegato per la realizzazione dei prototipi qualificati, deve essere mostrato tramite prove sui materiali e opportuni calcoli che il valore della forza di rilascio rientri nella tolleranza di progetto.

#### 11.9.9.3 Prove di accettazione sui dispositivi

Le prove di accettazione sui dispositivi saranno effettuate con le stesse modalità delle prove di qualificazione, ad esclusione della prova a fatica, e si riterranno superate se i risultati ottenuti non differiranno da quelli delle prove di qualificazione di oltre il  $\pm 10\%$ . Inoltre sarà effettuata una misura della geometria esterna, con tolleranza di  $\pm 10\%$  sugli spessori e  $\pm 5\%$  sulle lunghezze, per i componenti determinanti ai fini del comportamento.

Le prove di accettazione devono essere effettuate su almeno il 20% dei dispositivi, comunque non meno di 4 e non più del numero di dispositivi da mettere in opera. Il dispositivo non potrà essere utilizzato nella costruzione, a meno che il suo perfetto funzionamento non sia ripristinabile con la sostituzione degli elementi base.

#### 11.9.10 DISPOSITIVI (DINAMICI) DI VINCOLO PROVVISORIO

La corsa disponibile deve essere funzione dello spostamento di progetto non sismico, derivante da azioni lente, quali effetti termici, ritiro, viscosità e da qualsiasi altro spostamento relativo che può interessare le parti che il dispositivo connette, incluso lo spostamento dovuto alla comprimibilità del fluido in presenza di azione sismica. In ogni caso, la corsa non deve essere minore di  $\pm 50$  mm per i ponti e  $\pm 25$  mm per gli edifici.

Il dispositivo deve possedere due cerniere sferiche alle estremità onde evitare effetti di trafilamento e deterioramento delle guarnizioni, e la capacità rotazionale deve essere valutata tenendo conto dei carichi che interesseranno la struttura nel corso della vita, degli effetti del sisma e dei disallineamenti di montaggio. In ogni caso la rotazione consentita dalle cerniere non deve essere inferiore ai 2 gradi.

I dispositivi devono essere progettati in modo da evitare snervamenti sotto l'applicazione dei carichi di servizio e rotture sotto le condizioni di collasso. Devono essere inoltre in grado di sopportare le accelerazioni laterali risultanti dalle analisi sismiche strutturali allo SLC e, in assenza di tale valutazione, devono resistere ad una forza minima pari ad almeno due volte il peso proprio del dispositivo. Il progetto e la costruzione del dispositivo devono consentire la manutenzione nel corso della vita utile ed evitare che fenomeni di instabilità interessino gli steli, nelle condizioni di massima estensione ed in riferimento alla configurazione di messa in opera.

Il fattore di sicurezza nei confronti delle sovrappressioni, rispetto alle condizioni di progetto sismico allo SLC deve essere pari ad 1,5, salvo che per i dispositivi dotati di sistema di protezione dal sovraccarico incorporato, per i quali il sistema deve attivarsi per una forza minore del 110% della forza di progetto ed il fattore di sicurezza deve essere assunto almeno pari ad 1,1.

La velocità di attivazione dei dispositivi, tipicamente, è compresa tra 0,5 mm/s e 5 mm/s, ovvero per valori decisamente maggiori di 0,01 mm/s.

##### 11.9.10.1 Prove di accettazione sui materiali

Le prove di accettazione sui materiali sono quelle previste dalle vigenti norme e finalizzate ad accertare le caratteristiche di viscosità del fluido. Esse debbono permettere di estrapolare il comportamento del materiale a quello del dispositivo e di verificare la sostanziale invariabilità del comportamento del dispositivo rispetto alle variazioni ambientali, la temperatura interna, l'invecchiamento. Il tipo e le modalità di prova verranno stabiliti di volta in volta dal produttore, in relazione al tipo di materiale, e verranno giustificati con una relazione, di cui il produttore si assumerà piena e completa responsabilità, che chiarisca in ogni dettaglio il rapporto tra comportamento del materiale e comportamento del dispositivo.

##### 11.9.10.2 Prove di qualificazione sui dispositivi

Le prove andranno realizzate ogni volta che si realizza un dispositivo la cui capacità di forza si differenzia di  $\pm 20\%$ , rispetto a dispositivi identici sia per gli aspetti concettuali sia per i materiali utilizzati.

Le prove nel seguito elencate non devono essere eseguite obbligatoriamente nell'ordine elencato, ad eccezione della verifica dell'usura delle guarnizioni, che deve essere eseguita prima della prova per la verifica del carico di progetto e per la verifica della capacità di sovraccarico. Al termine delle prove non dovranno essere visibili perdite, deterioramenti o degrado delle prestazioni.

Va accertata la capacità del dispositivo di sopportare, per 120 secondi, una pressione interna pari al 125% della pressione corrispondente al massimo carico per cui è progettato.

Le prove di qualificazione vanno condotte su due dispositivi con le seguenti modalità e nel seguente ordine:

- Valutazione della forza assiale resistente a bassa velocità, mediante almeno una prova ciclica alternata, condotta a velocità costante minore o uguale a 0,1 mm/s, con ampiezza pari allo spostamento di progetto per azioni non sismiche e, comunque, almeno pari a 10 mm. La forza misurata dovrà soddisfare le condizioni di progetto con tolleranza fissata dal progettista e, comunque, non maggiore del 10% della forza di progetto.

In alternativa, si può eseguire almeno un ciclo completo, imponendo una forza costante pari al 10% della forza di progetto, verificando che la velocità media registrata sia costante e maggiore di 0,01 mm/s.

- Verifica della tenuta delle guarnizioni, su uno dei due dispositivi, sottoponendo il dispositivo a 10.000 cicli con ampiezza pari al massimo spostamento di progetto previsto per azioni non sismiche.

Per ridurre i tempi di esecuzione della prova è consentito abbattere la reazione che il dispositivo offre, anche a bassa velocità, riducendo la pressione interna o rimuovendo integralmente o parzialmente il fluido prima del test per poi reinserirlo al termine della storia di spostamenti.

- Verifica del comportamento sotto azioni impulsive sottoponendo il dispositivo alla storia di carico nel seguito descritta:

a) raggiungimento del carico di progetto per azioni sismiche in meno di 0,5 secondi e mantenimento costante dello stesso per un tempo stabilito dal progettista e, comunque, per almeno 5 secondi;

b) inversione del carico in meno di 1 secondo e mantenimento costante dello stesso per un tempo stabilito dal progettista e, comunque, per almeno 5 secondi.

Il dispositivo, sottoposto a tale storia di carico, deve assicurare che:

1) lo spostamento per i primi 0,5 secondi non supera il valore di progetto relativo alla forza di progetto e che, quando si procede all'inversione di segno della forza, lo spostamento totale non sia maggiore di due volte il valore di progetto;

2) la velocità misurata durante l'applicazione costante del carico, non sia maggiore della velocità di attivazione.

- Valutazione del comportamento rispetto ad un sovraccarico, accertando che il dispositivo attivi il dispositivo di protezione dalle sovrappressioni per una forza minore ad 1,5 volte quella di progetto, se dotato di sistema di protezione interno, o che non subisca né perdite di fluido né alcun danno al sistema, se ne è sprovvisto, sotto l'applicazione della storia di carico seguente:

a) raggiungimento del carico di progetto in meno di 0,5 secondi e mantenimento costante dello stesso per un tempo stabilito dal progettista e, comunque, per almeno 5 secondi;

b) inversione del carico in meno di 1 secondo e mantenimento costante dello stesso per un tempo stabilito dal progettista e, comunque, per almeno 5 secondi.

- Verifica della capacità di non subire perdite di fluido interno o danni a seguito di azioni cicliche della durata pari alla parte stazionaria del terremoto atteso, sottoponendo il dispositivo ad una storia di forza sinusoidale imposta, con valor medio nullo e ampiezza pari alla forza sismica di progetto allo SLC. La frequenza e la durata, comunque non inferiore a 15 secondi, devono essere definite dal progettista.

#### 11.9.10.3 Prove di accettazione sui dispositivi

Per il controllo di accettazione andranno condotti i test di valutazione della forza assiale resistente a bassa velocità, Verifica del comportamento sotto azioni impulsive, Valutazione del comportamento rispetto ad un sovraccarico, descritte per le prove di qualificazione.

Le prove di accettazione devono essere effettuate su almeno il 20% dei dispositivi, comunque non meno di 4 e non più del numero di dispositivi da mettere in opera. Il dispositivo potrà essere utilizzato nella costruzione, salvo verifica della sua perfetta integrità al termine delle prove.

## 11.10 MURATURA PORTANTE

### 11.10.1 ELEMENTI PER MURATURA

Gli elementi per muratura portante devono essere conformi alle norme europee armonizzate della serie UNI EN 771 e, secondo quanto specificato al punto A del § 11.1, recare la Marcatura CE, secondo il sistema di attestazione della conformità indicato nella seguente tabella.

Tabella 11.10.1

Specifica Tecnica Europea di riferimento	Categoria	Sistema di Attestazione della Conformità
Specifica per elementi per muratura - Elementi per muratura di laterizio, silicato di calcio, in calcestruzzo vibrocompresso (aggregati pesanti e leggeri), calcestruzzo aerato autoclavato, pietra agglomerata, pietra naturale UNI EN 771-1, 771-2, 771-3, 771-4, 771-5, 771-6	CATEGORIA I	2+
	CATEGORIA II	4

Gli elementi di categoria I hanno un controllo statistico, eseguito in conformità con le citate norme armonizzate, che fornisce resistenza caratteristica dichiarata a compressione riferita al frattile 5%. Gli elementi di categoria II non soddisfano questi requisiti.

L'uso di elementi per muratura portante di Categoria I e II è subordinato all'adozione, nella valutazione della resistenza di progetto, del corrispondente coefficiente di sicurezza  $\gamma_M$  riportato nel relativo paragrafo 4.5.

#### 11.10.1.1 Prove di Accettazione

Oltre a quanto previsto al punto A del § 11.1, il Direttore dei Lavori è tenuto a far eseguire ulteriori prove di accettazione sugli elementi per muratura portante pervenuti in cantiere e sui collegamenti, secondo le metodologie di prova indicate nelle citate norme armonizzate.

Le prove di accettazione su materiali di cui al presente paragrafo sono obbligatorie e devono essere eseguite e certificate presso un laboratorio di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001.

##### 11.10.1.1.1 Resistenza a compressione degli elementi resistenti artificiali o naturali

Il controllo di accettazione in cantiere ha lo scopo di accertare se gli elementi da mettere in opera abbiano le caratteristiche dichiarate dal produttore.

Tale controllo sarà effettuato su almeno tre campioni costituiti ognuno da tre elementi da sottoporre a prova di compressione. Per ogni campione siano  $f_1$ ,  $f_2$ ,  $f_3$  la resistenza a compressione dei tre elementi con

$$f_1 < f_2 < f_3$$

il controllo si considera positivo se risultino verificate entrambe le disuguaglianze:

$$(f_1 + f_2 + f_3)/3 \geq 1,20 f_{bk}$$

$$f_1 \geq 0,90 f_{bk}$$

dove  $f_{bk}$  è la resistenza caratteristica a compressione dichiarata dal produttore.

Al Direttore dei Lavori spetta comunque l'obbligo di curare, mediante sigle, etichettature indelebili, ecc., che i campioni inviati per le prove ai laboratori siano effettivamente quelli prelevati in cantiere con indicazioni precise sulla fornitura e sulla posizione che nella muratura occupa la fornitura medesima.

Le modalità di prova sono riportate nella UNI EN 772-1:2002.

## 11.10.2 MALTE PER MURATURA

### 11.10.2.1 Malte a prestazione garantita

La malta per muratura portante deve garantire prestazioni adeguate al suo impiego in termini di durabilità e di prestazioni meccaniche e deve essere conforme alla norma armonizzata UNI EN 998-2 e, secondo quanto specificato al punto A del § 11.1, recare la Marcatura CE, secondo il sistema di attestazione della conformità indicato nella seguente Tabella 11.10.II.

Tabella 11.10.II

Specifica Tecnica Europea di riferimento	Uso Previsto	Sistema di Attestazione della Conformità
Malta per murature UNI EN 998-2	Usi strutturali	2+

Per garantire durabilità è necessario che i componenti la miscela non contengano sostanze organiche o grassi o terrose o argillose. Le calce aeree e le pozzolane devono possedere le caratteristiche tecniche ed i requisiti previsti dalle vigenti norme.

Le prestazioni meccaniche di una malta sono definite mediante la sua resistenza media a compressione  $f_m$ . La categoria di una malta è definita da una sigla costituita dalla lettera M seguita da un numero che indica la resistenza  $f_m$  espressa in  $N/mm^2$  secondo la Tabella 11.10.III. Per l'impiego in muratura portante non è ammesso l'impiego di malte con resistenza  $f_m < 2,5 N/mm^2$ .

Tabella 11.10.III - Classi di malte a prestazione garantita

Classe	M 2,5	M 5	M 10	M 15	M 20	M d
Resistenza a compressione $N/mm^2$	2,5	5	10	15	20	d

d è una resistenza a compressione maggiore di  $25 N/mm^2$  dichiarata dal produttore

Le modalità per la determinazione della resistenza a compressione delle malte sono riportate nella norma UNI EN 1015-11: 2007.

### 11.10.2.2 Malte a composizione prescritta

Le classi di malte a composizione prescritta sono definite in rapporto alla composizione in volume secondo la tabella seguente.

Tabella 11.10.IV - Classi di malte a composizione prescritta

Classe	Tipo di malta	Composizione				
		Cemento	Calce aerea	Calce idraulica	Sabbia	Pozzolana
M 2,5	Idraulica	-	-	1	3	-
M 2,5	Pozzolonica	-	1	-	-	3
M 2,5	Bastarda	1	-	2	9	-
M 5	Bastarda	1	-	1	5	-
M 8	cementizia	2	-	1	8	-
M 12	Cementizia	1	-	-	3	-

Malte di diverse proporzioni nella composizione, preventivamente sperimentate con le modalità riportate nella norma UNI EN 1015-11:2007, possono essere ritenute equivalenti a quelle indicate qualora la loro resistenza media a compressione non risulti inferiore a quanto previsto in Tabella 11.10.III.

## 11.10.3 DETERMINAZIONE DEI PARAMETRI MECCANICI DELLA MURATURA

### 11.10.3.1 Resistenza a compressione

## 11.10.3.1.1 Determinazione sperimentale della resistenza a compressione

La resistenza caratteristica sperimentale a compressione si determina su  $n$  muretti ( $n \pm 6$ ), seguendo sia per la confezione che per la prova le modalità indicate nel seguito.

I provini (muretti) devono avere le stesse caratteristiche della muratura in esame e ognuno di essi deve essere costituito almeno da tre corsi di elementi resistenti e deve rispettare le seguenti limitazioni:

- lunghezza ( $b$ ) pari ad almeno due lunghezze di blocco;
- rapporto altezza/spessore ( $l/t$ ) variabile tra 2,4 e 5.

La confezione è eseguita su di un letto di malta alla base e la faccia superiore è finita con uno strato di malta. Dopo una stagionatura di 28 giorni a 20 °C, 70% di umidità relativa, prima di effettuare la prova, la faccia superiore di ogni provino viene eventualmente livellata con gesso; il muretto può anche essere contenuto fra due piastre metalliche rettificata, utili per gli spostamenti ed il suo posizionamento nella pressa. Il provino viene posto fra i piatti della macchina di prova (uno dei quali articolato) e si effettua quindi la centratura del carico. In proposito è consigliabile procedere anche ad un controllo estensimetrico. Il carico deve essere applicato con una velocità di circa 0,5 MPa ogni 20 secondi.

La resistenza caratteristica è data dalla relazione:

$$f_k = f_m - k_s$$

dove:

$f_m$  = resistenza media;

$s$  = stima dello scarto;

$k$  = coefficiente riportato nella tabella seguente:

$n$	6	8	10	12	20
$k$	2,33	2,19	2,1	2,05	1,93

La determinazione della resistenza caratteristica deve essere completata con la verifica dei materiali, da condursi come segue:

- malta:  $n$ . 3 provini prismatici 40 x 40 x 160 mm da sottoporre a flessione, e quindi a compressione sulle 6 metà risultanti, secondo la norma armonizzata UNI EN 998-2;
- elementi resistenti:  $n$ . 10 elementi da sottoporre a compressione con direzione del carico normale al letto di posa.

## 11.10.3.1.2 Stima della resistenza a compressione

In sede di progetto, per le murature formate da elementi artificiali pieni o semipieni il valore di  $f_k$  può essere dedotto dalla resistenza a compressione degli elementi e dalla classe di appartenenza della malta tramite la Tabella 11.10.V. La validità di tale tabella è limitata a quelle murature aventi giunti orizzontali e verticali riempiti di malta e di spessore compreso tra 5 e 15 mm. Per valori non contemplati in tabella è ammessa l'interpolazione lineare; in nessun caso sono ammesse estrapolazioni.

Tabella 11.10.V - Valori di  $f_k$  per murature in elementi artificiali pieni e semipieni (valori in N/mm<sup>2</sup>)

Resistenza caratteristica a compressione $f_{bk}$ dell'elemento N/mm <sup>2</sup>	Tipo di malta			
	M15	M10	M5	M2,5
2,0	1,2	1,2	1,2	1,2
3,0	2,2	2,2	2,2	2,0
5,0	3,5	3,4	3,3	3,0
7,5	5,0	4,5	4,1	3,5
10,0	6,2	5,3	4,7	4,1
15,0	8,2	6,7	6,0	5,1

20,0	9,7	8,0	7,0	6,1
30,0	12,0	10,0	8,6	7,2
40,0	14,3	12,0	10,4	-

Nel caso di murature costituite da elementi naturali si assume convenzionalmente la resistenza caratteristica a compressione dell'elemento  $f_{bk}$  pari a:

$$f_{bk} = 0,75 f_{bm}$$

dove  $f_{bm}$  rappresenta la resistenza media a compressione degli elementi in pietra squadrata.

Il valore della resistenza caratteristica a compressione della muratura  $f_k$  può essere dedotto dalla resistenza caratteristica a compressione degli elementi  $f_{bk}$  e dalla classe di appartenenza della malta tramite la seguente Tabella 11.10. VI.

Tabella 11.10.VI - Valori di  $f_k$  per murature in elementi naturali di pietra squadrata (valori in N/mm<sup>2</sup>)

Resistenza caratteristica a compressione $f_{bk}$ dell'elemento	Tipo di malta			
	M15	M10	M5	M2,5
2,0	1,0	1,0	1,0	1,0
3,0	2,2	2,2	2,2	2,0
5,0	3,5	3,4	3,3	3,0
7,5	5,0	4,5	4,1	3,5
10,0	6,2	5,3	4,7	4,1
15,0	8,2	6,7	6,0	5,1
20,0	9,7	8,0	7,0	6,1
30,0	12,0	10,0	8,6	7,2
≥ 40,0	14,3	12,0	10,4	-

Anche in questo caso, per valori non contemplati in tabella è ammessa l'interpolazione lineare; in nessun caso sono ammesse estrapolazioni.

#### 11.10.3.2 Resistenza caratteristica a taglio in assenza di tensioni normali

##### 11.10.3.2.1 Determinazione sperimentale della resistenza a taglio

La resistenza caratteristica sperimentale a taglio si determina su  $n$  campioni ( $n \geq 6$ ), seguendo sia, per la confezione che per la prova, le modalità indicate nella norma UNI EN 1052-3:2007 e, per quanto applicabile, UNI EN 1052-4:2001.

La resistenza caratteristica  $f_{vk0}$  sarà dedotta dalla resistenza media  $f_{vm}$ , ottenuta dai risultati delle prove, mediante la relazione:

$$f_{vk0} = 0,7 f_{vm}$$

##### 11.10.3.2.2 Stima della resistenza a taglio

In sede di progetto, per le murature formate da elementi artificiali pieni o semipieni ovvero in pietra naturale squadrata, il valore di  $f_{vk0}$  può essere dedotto dalla resistenza a compressione degli elementi tramite la Tabella 11.10.VII. La validità di tale tabella è limitata a quelle murature aventi giunti orizzontali e verticali riempiti di malta, le cui dimensioni sono comprese tra 5 e 15 mm. Per valori non contemplati in tabella è ammessa l'interpolazione lineare; in nessun caso sono ammesse estrapolazioni.

Tabella 11.10.VII - Resistenza caratteristica a taglio in assenza di tensioni normali  $f_{vk0}$  (valori in N/mm<sup>2</sup>)

Tipo di elemento resistente	Resistenza caratteristica a compressione $f_{bk}$ dell'elemento	Classe di malta	$f_{vk0}$ (N/mm <sup>2</sup> )
Laterizio pieno e semipieno	$f_{bk} > 15$	$M10 \leq M \leq M20$	0,30
	$7,5 < f_{bk} \leq 15$	$M5 \leq M < M10$	0,20
	$f_{bk} \leq 7,5$	$M2,5 \leq M < M5$	0,10
Calcestruzzo; Silicato di calcio; Cemento	$f_{bk} > 15$	$M10 \leq M \leq M20$	0,20
	$7,5 < f_{bk} \leq 15$	$M5 \leq M < M10$	0,15

autoclavato; Pietra naturale  $f_{bk} \leq 7,5$  M2,5  $\leq$  M < M5 0,10  
 quadrata

### 11.10.3.3 Resistenza caratteristica a taglio

In presenza di tensioni di compressione, la resistenza caratteristica a taglio della muratura,  $f_{vk}$ , è definita come resistenza all'effetto combinato delle forze orizzontali e dei carichi verticali agenti nel piano del muro e può essere ricavata tramite la relazione

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 \sigma_n$$

dove:

$f_{vk0}$ : resistenza caratteristica a taglio in assenza di carichi verticali;

$\sigma_n$ : tensione normale media dovuta ai carichi verticali agenti nella sezione di verifica.

Per elementi resistenti artificiali semipieni o forati deve risultare soddisfatta la relazione

$$f_{vk} \leq f_{vk,lim} = 1,4 f_{bk}$$

con

$f_{vk,lim}$ : valore massimo della resistenza caratteristica a taglio che può essere impiegata nel calcolo;

$f_{bk}$  valore caratteristico della resistenza degli elementi in direzione orizzontale e nel piano del muro, da ricavare secondo le modalità descritte nella relativa norma armonizzata della serie UNI EN 771.

### 11.10.3.4 Moduli di elasticità secanti

Il modulo di elasticità normale secante della muratura è valutato sperimentalmente su n muretti ( $n \geq 6$ ), seguendo sia per la confezione che per la prova le modalità indicate nella norma UNI EN 1052-1:2001.

In sede di progetto, in mancanza di determinazione sperimentale, nei calcoli possono essere assunti i seguenti valori:

- modulo di elasticità normale secante  $E = 1000 f_k$
- modulo di elasticità tangenziale secante  $G = 0,4 E$

## Norme tecniche - 12. RIFERIMENTI TECNICI

Per quanto non diversamente specificato nella presente norma, si intendono coerenti con i principi alla base della stessa, le indicazioni riportate nei seguenti documenti:

- Eurocodici strutturali pubblicati dal CEN, con le precisazioni riportate nelle Appendici Nazionali o, in mancanza di esse, nella forma internazionale EN;
- Norme UNI EN armonizzate i cui riferimenti siano pubblicati su Gazzetta Ufficiale dell'Unione Europea;
- Norme per prove, materiali e prodotti pubblicate da UNI.

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, a integrazione delle presenti norme e per quanto con esse non in contrasto, possono essere utilizzati i documenti di seguito indicati che costituiscono riferimenti di comprovata validità:

- Istruzioni del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici;
- Linee Guida del Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici;
- Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale e successive modificazioni del Ministero per i Beni e le Attività Culturali, come licenziate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici e ss. mm. ii.;
- Istruzioni e documenti tecnici del Consiglio Nazionale delle Ricerche (C.N.R.).

Possono essere utilizzati anche altri codici internazionali, purché sia dimostrato che garantiscano livelli di sicurezza non inferiori a quelli delle presenti Norme tecniche.

---

#### **ALLEGATO A ALLE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI: PERICOLOSITA' SISMICA**

Le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC) adottano un approccio prestazionale alla progettazione delle strutture nuove e alla verifica di quelle esistenti. Nei riguardi dell'azione sismica l'obiettivo è il controllo del livello di danneggiamento della costruzione a fronte dei terremoti che possono verificarsi nel sito di costruzione.

L'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire da una «pericolosità sismica di base», in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A nelle NTC).

Le valutazioni della «pericolosità sismica di base» debbono derivare da studi condotti a livello nazionale, su dati aggiornati, con procedure trasparenti e metodologie validate. I dati utilizzati per le valutazioni devono essere resi pubblici, in modo che sia possibile la riproduzione dell'intero processo.

La «pericolosità sismica di base», nel seguito chiamata semplicemente pericolosità sismica, costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche; le sue attuali fonti di riferimento sono indicate nel seguito del presente paragrafo.

La pericolosità sismica in un generico sito deve essere descritta in modo da renderla compatibile con le NTC e da dotarla di un sufficiente livello di dettaglio, sia in termini geografici che in termini temporali; tali condizioni possono ritenersi soddisfatte se i risultati dello studio di pericolosità sono forniti:

- in termini di valori di accelerazione orizzontale massima  $a_g$  e dei parametri che permettono di definire gli spettri di risposta ai sensi delle NTC, nelle condizioni di sito di riferimento rigido orizzontale sopra definite;
- in corrispondenza dei punti di un reticolo (reticolo di riferimento) i cui nodi sono sufficientemente vicini fra loro (non distano più di 10 km);
- per diverse probabilità di superamento in 50 anni e/o diversi periodi di ritorno  $T_R$  ricadenti in un intervallo di riferimento compreso almeno tra 30 e 2475 anni, estremi inclusi.

L'azione sismica così individuata viene successivamente variata, nei modi chiaramente precisati dalle NTC, per tener conto delle modifiche prodotte dalle condizioni locali stratigrafiche del sottosuolo effettivamente presente nel sito di costruzione e dalla morfologia della superficie. Tali modifiche caratterizzano la risposta sismica locale.



La disponibilità di informazioni così puntuali e dettagliate, in particolare il riferimento a più probabilità di superamento, consente ad un tempo di:

- a) adottare, nella progettazione e verifica delle costruzioni, valori dell'azione sismica meglio correlati alla pericolosità sismica del sito, alla vita nominale della costruzione e all'uso cui essa è destinata, consentendo così significative economie e soluzioni più agevoli del problema progettuale, specie nel caso delle costruzioni esistenti;
- b) trattare le problematiche di carattere tecnico-amministrativo connesse alla pericolosità sismica adottando una classificazione sismica riferibile anche a porzioni territoriali dei singoli comuni.

In particolare è possibile separare le questioni di cui al punto a) dalle questioni di cui al punto b); nel seguito del presente paragrafo si esamineranno le questioni relative al punto a); le questioni relative al punto b) saranno oggetto di specifico provvedimento.

Allo stato attuale, la pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento è fornita dai dati pubblicati sul sito <http://essel.mi.ingv.it/>. Eventuali differenti pericolosità sismiche sono approvate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, previa istruttoria effettuata dal Dipartimento per la Protezione Civile, al fine di valutarne l'attendibilità scientifica e l'idoneità applicativa in relazione ai criteri di verifica adottati nelle NTC.

Le azioni di progetto si ricavano, ai sensi delle NTC, dalle accelerazioni  $a_g$  e dalle relative forme spettrali.

Le forme spettrali previste dalle NTC sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima del terreno;
- $F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T^*_c$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per ciascun nodo del reticolo di riferimento e per ciascuno dei periodi di ritorno  $T_R$  considerati dalla pericolosità sismica, i tre parametri si ricavano riferendosi ai valori corrispondenti al 50esimo percentile ed attribuendo a:

- $a_g$  il valore previsto dalla pericolosità sismica,
- $F_0 \cdot e \cdot T^*_c$  i valori ottenuti imponendo che le forme spettrali in accelerazione, velocità e spostamento previste dalle NTC scartino al minimo dalle corrispondenti forme spettrali previste dalla pericolosità sismica (la condizione di minimo è imposta operando ai minimi quadrati, su spettri di risposta normalizzati ad uno, per ciascun sito e ciascun periodo di ritorno).

Le forme spettrali previste dalle NTC sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento e vite di riferimento. A tal fine occorre fissare:

- la vita di riferimento  $V_R$  della costruzione,
- le probabilità di superamento nella vita di riferimento  $P_{VR}$  associate a ciascuno degli stati limite considerati,

per individuare infine, a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili, le corrispondenti azioni sismiche.

Tale operazione deve essere possibile per tutte le vite di riferimento e tutti gli stati limite considerati dalle NTC; a tal fine è conveniente utilizzare, come parametro caratterizzante la pericolosità sismica, il periodo di ritorno dell'azione sismica  $T_R$ , espresso in anni. Fissata la vita di riferimento  $V_R$ , i due parametri  $T_R$  e  $P_{VR}$  sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

$$T_R = - V_R / \ln (1 - P_{VR}) [1]$$

Qualora la attuale pericolosità sismica su reticolo di riferimento non contempli il periodo di ritorno  $T_R^{(15)}$  corrispondente alla  $V_R$  e alla  $P_{VR}$  fissate, il valore del generico parametro  $p$  ( $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T^*_c$ ) ad esso corrispondente potrà essere ricavato per interpolazione, a partire dai dati relativi ai  $T_R$  previsti nella pericolosità sismica, utilizzando l'espressione seguente:

$$\log(p) = \log(p_1) + \log(p_2 / p_1) \times \log(T_R / T_{R1}) \times [\log(T_{R2} / T_{R1})]^{-1} \quad [2]$$

nella quale:

$p$  è il valore del parametro di interesse corrispondente al periodo di ritorno  $T_R$  desiderato;

$T_{R1}$ ,  $T_{R2}$  sono i periodi di ritorno più prossimi a  $T_R$  per i quali si dispone dei valori  $p_1$  e  $p_2$  del generico parametro  $p$ .

I valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T^*c$  relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento sono forniti nelle tabelle riportate nell'ALLEGATO B.

Per un qualunque punto del territorio non ricadente nei nodi del reticolo di riferimento, i valori dei parametri  $p$  ( $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T^*c$ ) di interesse per la definizione dell'azione sismica di progetto possono essere calcolati come media pesata dei valori assunti da tali parametri nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento contenente il punto in esame, utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici, attraverso la seguente espressione:

$$p = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{p_i}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}} \quad [3]$$

nella quale:

$p$  è il valore del parametro di interesse nel punto in esame;

$p_i$  è il valore del parametro di interesse nell' $i$ -esimo punto della maglia elementare contenente il punto in esame;

$d_i$  è la distanza del punto in esame dall' $i$ -esimo punto della maglia suddetta.

Per tutte le isole, con l'esclusione della Sicilia, Ischia, Procida, Capri gli spettri di risposta sono definiti in base a valori di  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T^*c$  uniformi su tutto il territorio di ciascuna isola.

---

*(15) Visto l'intervallo di riferimento attualmente disponibile, si considereranno solo i valori di  $T_R$  compresi nell'intervallo 30 anni  $\leq T_R \leq 2475$  anni; se  $T_R < 30$  anni si porrà  $T_R = 30$  anni, se  $T_R > 2475$  anni si porrà  $T_R = 2475$  anni. Azioni sismiche riferite a  $T_R$  più elevati potranno essere considerate per opere speciali.*

---

## ALLEGATO B ALLE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI: TABELLE DEI PARAMETRI CHE DEFINISCONO L'AZIONE SISMICA

### GENERALITA'

In Tabella 1 vengono forniti, per 10751 punti del reticolo di riferimento e per 9 valori del periodo di ritorno  $T_R$  (30 anni, 50 anni, 72 anni, 101 anni, 140 anni, 201 anni, 475 anni, 975 anni, 2475 anni), i valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T^*c$  da utilizzare per definire l'azione sismica nei modi previsti dalle NTC.

I punti del reticolo di riferimento sono definiti in termini di Latitudine e Longitudine ed ordinati a Latitudine e Longitudine crescenti, facendo variare prima la Longitudine e poi la Latitudine.

L'accelerazione al sito  $a_g$  è espressa in  $g/10$ ;  $F_0$  è adimensionale,  $T^*c$  è espresso in secondi.

In tabella 2, con metodologia e convenzioni analoghe, per tutte le isole, con l'esclusione della Sicilia, Ischia, Procida, Capri, vengono forniti i valori di  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_c^*$  (costanti su tutto il territorio di ciascuna isola).

---

---

### Tabella 1

Valori di  $A_g$ ,  $F_0$  e  $T_c^*$  per 10571 punti del reticolo di riferimento

Scarica il file

---

---

### Tabella 2

Valori di  $A_g$ ,  $F_0$  e  $T_c^*$  per le isole, con l'esclusione della Sicilia, Ischia, Procida e Capri

Scarica il file

**D.L. 25 giugno 2008, n. 112 recante: "Disposizioni urgenti per lo sviluppo economico, la semplificazione, la competitività, la stabilizzazione della finanza pubblica e la perequazione tributaria".<sup>(3)</sup>**

---

(1) Pubblicato nella Gazz. Uff. 25 giugno 2008, n. 147, S.O.

(2) Convertito in legge, con modificazioni, dall'art. 1, comma 1, L. 6 agosto 2008, n. 133.

(3) Vedi, anche, l'art. 1, comma 2, L. 6 agosto 2008, n. 133.

---

(...)

## **Titolo I**

### **FINALITA' E AMBITO DI INTERVENTO**

#### **Art. 1. Finalità e ambito di intervento**

1. Le disposizioni del presente decreto comprendono le misure necessarie e urgenti per attuare, a decorrere dalla seconda metà dell'esercizio finanziario in corso, un intervento organico diretto a conseguire, unitamente agli altri provvedimenti indicati nel Documento di programmazione economico-finanziaria per il 2009:<sup>(4)</sup>

a) un obiettivo di indebitamento netto delle amministrazioni pubbliche che risulti pari al 2,5 per cento del PIL nel 2008 e, conseguentemente, al 2 per cento nel 2009, all'1 per cento nel 2010 e allo 0,1 per cento nel 2011 nonché a mantenere il rapporto tra debito pubblico e PIL entro valori non superiori al 103,9 per cento nel 2008, al 102,7 per cento nel 2009, al 100,4 per cento nel 2010 ed al 97,2 per cento nel 2011;

b) la crescita del tasso di incremento del PIL rispetto agli andamenti tendenziali per l'esercizio in corso e per il successivo triennio attraverso l'immediato avvio di maggiori investimenti in materia di innovazione e ricerca, sviluppo dell'attività imprenditoriale, efficientamento e diversificazione delle fonti di energia, potenziamento dell'attività della pubblica amministrazione e rilancio delle privatizzazioni, edilizia residenziale e sviluppo delle città nonché attraverso interventi volti a garantire condizioni di competitività per la semplificazione e l'accelerazione delle procedure amministrative e giurisdizionali incidenti sul potere di acquisto delle famiglie e sul costo della vita e concernenti le attività di impresa nonché per la semplificazione dei rapporti di lavoro tali da determinare effetti positivi in termini di crescita economica e sociale.<sup>(5)</sup>

1-bis. In via sperimentale, la legge finanziaria per l'anno 2009 contiene esclusivamente disposizioni strettamente attinenti al suo contenuto tipico con l'esclusione di disposizioni finalizzate direttamente al sostegno o al rilancio dell'economia nonché di carattere ordinamentale, microsettoriale e localistico.<sup>(6) (7)</sup>

---

(4) Alinea così modificato dalla *legge di conversione 6 agosto 2008, n. 133*.

(5) Lettera così ridenominata dalla *legge di conversione 6 agosto 2008, n. 133*.

(6) Comma aggiunto dalla *legge di conversione 6 agosto 2008, n. 133*.

(7) Per l'applicazione del presente comma anche alla legge finanziaria per l'anno 2010, vedi l'art. 23, comma 21-ter, D.L. 1° luglio 2009, n. 78, convertito, con modificazioni, dalla L. 3 agosto 2009, n. 102.

(...)

## **Capo IV**

### **Casa e infrastrutture**

#### **Art. 11. Piano Casa<sup>(52)</sup>**

1. Al fine di garantire su tutto il territorio nazionale i livelli minimi essenziali di fabbisogno abitativo per il pieno sviluppo della persona umana, è approvato con decreto del Presidente del Consiglio dei Ministri, previa delibera del Comitato interministeriale per la

programmazione economica (CIPE) e d'intesa con la Conferenza unificata di cui all' *articolo 8 del decreto legislativo 28 agosto 1997, n. 281*, e successive modificazioni, su proposta del Ministro delle infrastrutture e dei trasporti, entro sessanta giorni dalla data di entrata in vigore della legge di conversione del presente decreto, un piano nazionale di edilizia abitativa <sup>(60)</sup>, <sup>(54)</sup> <sup>(61)</sup>

2. Il piano è rivolto all'incremento del patrimonio immobiliare ad uso abitativo attraverso l'offerta di abitazioni di edilizia residenziale, da realizzare nel rispetto dei criteri di efficienza energetica e di riduzione delle emissioni inquinanti, con il coinvolgimento di capitali pubblici e privati, destinate prioritariamente a prima casa per:

- a) nuclei familiari a basso reddito, anche monoparentali o monoreddito;
- b) giovani coppie a basso reddito;
- c) anziani in condizioni sociali o economiche svantaggiate;
- d) studenti fuori sede;
- e) soggetti sottoposti a procedure esecutive di rilascio;
- f) altri soggetti in possesso dei requisiti di cui all' *articolo 1 della legge 8 febbraio 2007, n. 9*;
- g) immigrati regolari a basso reddito, residenti da almeno dieci anni nel territorio nazionale ovvero da almeno cinque anni nella medesima regione <sup>(60)</sup>.

3. Il piano nazionale di edilizia abitativa ha ad oggetto la costruzione di nuove abitazioni e la realizzazione di misure di recupero del patrimonio abitativo esistente ed è articolato, sulla base di criteri oggettivi che tengano conto dell'effettivo bisogno abitativo presente nelle diverse realtà territoriali, attraverso i seguenti interventi:

- a) costituzione di fondi immobiliari destinati alla valorizzazione e all'incremento dell'offerta abitativa, ovvero alla promozione di strumenti finanziari immobiliari innovativi e con la partecipazione di altri soggetti pubblici o privati, articolati anche in un sistema integrato nazionale e locale, per l'acquisizione e la realizzazione di immobili per l'edilizia residenziale; <sup>(62)</sup>
- b) incremento del patrimonio abitativo di edilizia con le risorse anche derivanti dalla alienazione di alloggi di edilizia pubblica in favore degli occupanti muniti di titolo legittimo, con le modalità previste dall' *articolo 13*;
- c) promozione da parte di privati di interventi anche ai sensi della parte II, titolo III, capo III, del codice dei contratti pubblici relativi a lavori, servizi e forniture, di cui al *decreto legislativo 12 aprile 2006, n. 163*;
- d) agevolazioni, anche amministrative, in favore di cooperative edilizie costituite tra i soggetti destinatari degli interventi, potendosi anche prevedere termini di durata predeterminati per la partecipazione di ciascun socio, in considerazione del carattere solo transitorio dell'esigenza abitativa;
- e) realizzazione di programmi integrati di promozione di edilizia residenziale anche sociale. <sup>(56)</sup>

4. Il Ministero delle infrastrutture e dei trasporti promuove la stipulazione di appositi accordi di programma, approvati con decreto del Ministro delle infrastrutture e dei trasporti, previa delibera del CIPE, d'intesa con la Conferenza unificata di cui all' *articolo 8 del decreto legislativo 28 agosto 1997, n. 281*, e successive modificazioni, al fine di concentrare gli interventi sulla effettiva richiesta abitativa nei singoli contesti, rapportati alla dimensione fisica e demografica del territorio di riferimento, attraverso la realizzazione di programmi integrati di promozione di edilizia residenziale e di riqualificazione urbana, caratterizzati da elevati livelli di qualità in termini di vivibilità, salubrità, sicurezza e sostenibilità ambientale ed energetica, anche attraverso la risoluzione dei problemi di mobilità, promuovendo e valorizzando la partecipazione di soggetti pubblici e privati. Decorsi novanta giorni senza che sia stata raggiunta la predetta intesa, gli accordi di programma possono essere comunque approvati. Tale intesa va resa nella seduta del Cipe nella quale sono approvati gli accordi di programma. Eventuali rimodulazioni degli interventi contenuti negli accordi di programma sono approvate con decreto del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti. Eventuali atti aggiuntivi agli accordi di programma, da sottoscrivere per l'utilizzo di economie ovvero di nuove risorse finanziarie che si rendessero disponibili, sono approvati con decreto del Ministro delle infrastrutture e dei trasporti di concerto con il Ministro dell'economia e delle finanze. <sup>(57)</sup> <sup>(59)</sup>

5. Gli interventi di cui al comma 4 sono attuati anche attraverso le disposizioni di cui alla parte II, titolo III, capo III, del citato codice di cui al *decreto legislativo 12 aprile 2006, n. 163*, mediante:

- a) il trasferimento di diritti edificatori in favore dei promotori degli interventi di incremento del patrimonio abitativo;
- b) incrementi premiali di diritti edificatori finalizzati alla dotazione di servizi, spazi pubblici e miglioramento della qualità urbana, nel rispetto delle aree necessarie per le superfici minime di spazi pubblici o riservati alle attività collettive, a verde pubblico o a parcheggi di cui al *decreto del Ministro dei lavori pubblici 2 aprile 1968, n. 1444*;
- c) provvedimenti mirati alla riduzione del prelievo fiscale di pertinenza comunale o degli oneri di costruzione;
- d) la costituzione di fondi immobiliari di cui al comma 3, lettera a), con la possibilità di prevedere altresì il conferimento al fondo dei canoni di locazione, al netto delle spese di gestione degli immobili;
- e) la cessione, in tutto o in parte, dei diritti edificatori come corrispettivo per la realizzazione anche di unità abitative di proprietà pubblica da destinare alla locazione a canone agevolato, ovvero da destinare alla alienazione in favore delle categorie sociali svantaggiate di cui al comma 2 <sup>(60)</sup>.
6. I programmi di cui al comma 4 sono finalizzati a migliorare e a diversificare, anche tramite interventi di sostituzione edilizia, l'abitabilità, in particolare, nelle zone caratterizzate da un diffuso degrado delle costruzioni e dell'ambiente urbano.
7. Ai fini della realizzazione degli interventi di cui al comma 3, lettera e), l'alloggio sociale, in quanto servizio economico generale, è identificato, ai fini dell'esenzione dall'obbligo della notifica degli aiuti di Stato, di cui agli articoli 87 e 88 del Trattato che istituisce la Comunità europea, come parte essenziale e integrante della più complessiva offerta di edilizia residenziale sociale, che costituisce nel suo insieme servizio abitativo finalizzato al soddisfacimento di esigenze primarie.
8. In sede di attuazione dei programmi di cui al comma 4, sono appositamente disciplinati le modalità e i termini per la verifica periodica delle fasi di realizzazione del piano, in base al cronoprogramma approvato e alle esigenze finanziarie, potendosi conseguentemente disporre, in caso di scostamenti, la diversa allocazione delle risorse finanziarie pubbliche verso modalità di attuazione più efficienti. Le abitazioni realizzate o alienate nell'ambito delle procedure di cui al presente articolo possono essere oggetto di successiva alienazione decorsi dieci anni dall'acquisto originario <sup>(60)</sup>.
9. L'attuazione del piano nazionale può essere realizzata, in alternativa alle previsioni di cui al comma 4, con le modalità approvative di cui alla parte II, titolo III, capo IV, del citato codice di cui al *decreto legislativo 12 aprile 2006, n. 163*. <sup>(58)</sup>
10. Una quota del patrimonio immobiliare del demanio, costituita da aree ed edifici non più utilizzati, può essere destinata alla realizzazione degli interventi previsti dal presente articolo, sulla base di accordi tra l'Agenzia del demanio, il Ministero delle infrastrutture e dei trasporti, il Ministero della difesa in caso di aree ed edifici non più utilizzati a fini militari, le regioni e gli enti locali.
11. Per la migliore realizzazione dei programmi, i comuni e le province possono associarsi ai sensi di quanto previsto dal testo unico delle leggi sull'ordinamento degli enti locali, di cui al *decreto legislativo 18 agosto 2000, n. 267*, e successive modificazioni. I programmi integrati di cui al comma 4 sono dichiarati di interesse strategico nazionale. Alla loro attuazione si provvede con l'applicazione dell' *articolo 81 del decreto del Presidente della Repubblica 24 luglio 1977, n. 616*, e successive modificazioni <sup>(60)</sup>.
12. Fermo quanto previsto dal comma 12-bis, per l'attuazione degli interventi previsti dal presente articolo è istituito un Fondo nello stato di previsione del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti, nel quale confluiscono le risorse finanziarie di cui all' *articolo 1, comma 1154, della legge 27 dicembre 2006, n. 296*, di cui all'*articolo 3, comma 108, della legge 24 dicembre 2003, n. 350*, d'intesa con la Conferenza unificata di cui all' *articolo 8 del decreto legislativo 28 agosto 1997, n. 281*, e successive modificazioni, nonché di cui agli *articoli 21, 21-bis*, ad eccezione di quelle già iscritte nei bilanci degli enti destinatari e impegnate, e *41 del decreto-legge 1° ottobre 2007, n. 159*, convertito, con modificazioni, dalla *legge 29 novembre 2007, n. 222*, e successive modificazioni. Gli eventuali provvedimenti adottati in attuazione delle disposizioni legislative citate al primo periodo del presente comma, incompatibili con il presente articolo, restano privi di effetti. A tale scopo le risorse di cui agli *articoli 21, 21-bis e 41 del citato decreto-legge n. 159 del 2007* sono versate all'entrata del bilancio dello Stato per essere iscritte sul Fondo di cui al presente comma, negli importi corrispondenti agli effetti in termini di indebitamento netto previsti per ciascun anno in sede di iscrizione in bilancio delle risorse finanziarie di cui alle indicate autorizzazioni di spesa. <sup>(53) (60)</sup>
- 12-bis. Per il tempestivo avvio di interventi prioritari e immediatamente realizzabili di edilizia residenziale pubblica sovvenzionata di competenza regionale, diretti alla risoluzione delle più pressanti esigenze abitative, è destinato l'importo di 200 milioni di euro a valere sulle risorse di cui all'*articolo 21 del decreto-legge 1° ottobre 2007, n. 159*, convertito, con modificazioni, dalla *legge 29 novembre 2007, n. 222*. Alla ripartizione tra le regioni interessate si provvede con decreto del Ministro delle infrastrutture e dei

trasporti previo accordo intervenuto in sede di Conferenza permanente per i rapporti tra lo Stato, le regioni e le province autonome di Trento e di Bolzano. <sup>(55)</sup>

13. Ai fini del riparto del Fondo nazionale per il sostegno all'accesso alle abitazioni in locazione, di cui all' *articolo 11 della legge 9 dicembre 1998, n. 431*, i requisiti minimi necessari per beneficiare dei contributi integrativi come definiti ai sensi del comma 4 del medesimo articolo devono prevedere per gli immigrati il possesso del certificato storico di residenza da almeno dieci anni nel territorio nazionale ovvero da almeno cinque anni nella medesima regione.

(52) *Articolo così sostituito dalla legge di conversione 6 agosto 2008, n. 133.*

(53) *Comma così modificato dall'art. 1-ter, comma 1, D.L. 20 ottobre 2008 n. 158, convertito, con modificazioni, dalla L. 18 dicembre 2008, n. 199, dall'art. 18, comma 4-bis, lett. b), D.L. 29 novembre 2008, n. 185, convertito, con modificazioni, dalla L. 28 gennaio 2009, n. 2 e, successivamente, dall'art. 7-quater, comma 12, lett. b), D.L. 10 febbraio 2009, n. 5, convertito, con modificazioni, dalla L. 9 aprile 2009, n. 33.*

(54) *Comma così modificato dall'art. 18, comma 4-bis, lett. a), D.L. 29 novembre 2008, n. 185, convertito, con modificazioni, dalla L. 28 gennaio 2009, n. 2 e, successivamente, dall'art. 7-quater, comma 12, lett. a), D.L. 10 febbraio 2009, n. 5, convertito, con modificazioni, dalla L. 9 aprile 2009, n. 33.*

(55) *Comma inserito dall'art. 18, comma 4-bis, lett. c), D.L. 29 novembre 2008, n. 185, convertito, con modificazioni, dalla L. 28 gennaio 2009, n. 2 e, successivamente, così modificato dall'art. 7-quater, comma 12, lett. c), D.L. 10 febbraio 2009, n. 5, convertito, con modificazioni, dalla L. 9 aprile 2009, n. 33.*

(56) *La Corte costituzionale, con sentenza 22-26 marzo 2010, n. 121 (Gazz. Uff. 31 marzo 2010, n. 13 - Prima serie speciale), ha dichiarato, tra l'altro, l'illegittimità costituzionale della presente lettera, limitatamente alla parola «anche».*

(57) *La Corte costituzionale, con sentenza 22-26 marzo 2010, n. 121 (Gazz. Uff. 31 marzo 2010, n. 13 - Prima serie speciale), ha dichiarato, tra l'altro, l'illegittimità costituzionale del presente comma, limitatamente alle parole «Decorsi novanta giorni senza che sia stata raggiunta la predetta intesa, gli accordi di programma possono essere comunque approvati».*

(58) *La Corte costituzionale, con sentenza 22-26 marzo 2010, n. 121 (Gazz. Uff. 31 marzo 2010, n. 13 - Prima serie speciale), ha dichiarato, tra l'altro, l'illegittimità costituzionale del presente comma.*

(59) *Comma così modificato dall'art. 45, comma 3, D.L. 6 dicembre 2011, n. 201, convertito, con modificazioni, dalla L. 22 dicembre 2011, n. 214, e, successivamente, dall' art. 58, comma 1, D.L. 24 gennaio 2012, n. 1, convertito, con modificazioni, dalla L. 24 marzo 2012, n. 27.*

(60) *La Corte costituzionale, con sentenza 22 - 26 marzo 2010, n. 121 (Gazz. Uff. 31 marzo 2010, n. 13, 1ª Serie speciale), ha dichiarato, fra l'altro, non fondate le questioni di legittimità costituzionale dell'art. 11, commi 1, 2, 5, 8, 11 e 12, promosse in riferimento agli artt. 2, 14, 114, 117, 118, 119, 120 e 136 della Costituzione, all'art. 10 della legge costituzionale 18 ottobre 2001, n. 3, all'art. 14, lettera g), del R.D.Lgs. 15 maggio 1946, n. 455, convertito dalla legge costituzionale 26 febbraio 1948, n. 2, al D.P.R. 30 luglio 1950, n. 878, ed ai principi di ragionevolezza e di leale collaborazione, dalle Regioni Piemonte, Emilia-Romagna, Veneto, Liguria, Umbria, Toscana, Puglia, Campania, Valle d'Aosta e Sicilia; inammissibili le questioni di legittimità costituzionale dell'art. 11, commi 2, 3, 4, 5, 6, 8 e 9, promosse in riferimento all'art. 117, terzo e quarto comma, Cost.*

(61) *In attuazione di quanto disposto dal presente comma vedi il D.P.C.M. 16 luglio 2009.*

(62) *Vedi, anche, l' art. 10, comma 10-bis, D.L. 28 marzo 2014, n. 47, convertito, con modificazioni, dalla L. 23 maggio 2014, n. 80.*

## **Art. 12. Abrogazione della revoca delle concessioni TAV**

1. All'*articolo 13 del decreto-legge 31 gennaio 2007, n. 7*, convertito in legge, con modificazioni, dalla *legge 2 aprile 2007, n. 40*, sono apportate le seguenti modifiche:

a) il comma 8-sexiesdecies è sostituito dal seguente:

«8-sexiesdecies. Per effetto delle revoche di cui al comma 8-quinquiesdecies i rapporti convenzionali stipulati da TAV S.p.A. con i contraenti generali in data 15 ottobre 1991 ed in data 16 marzo 1992 continuano senza soluzione di continuità, con RFI S.p.A. e i relativi atti integrativi prevedono la quota di lavori che deve essere affidata dai contraenti generali ai terzi mediante procedura concorsuale conforme alle previsioni delle direttive comunitarie»; <sup>(63)</sup>

b) i commi 8-septiesdecies ed 8-undevicies sono abrogati. <sup>(63)</sup>

1-bis. All' *articolo 21-quinquies della legge 7 agosto 1990, n. 241*, è aggiunto, in fine, a decorrere dalla data di entrata in vigore del presente decreto, il seguente comma:

«1-ter. Ove la revoca di un atto amministrativo ad efficacia durevole o istantanea incida su rapporti negoziali, l'indennizzo liquidato dall'amministrazione agli interessati è parametrato al solo danno emergente e tiene conto sia dell'eventuale conoscenza o conoscibilità da parte dei contraenti della contrarietà dell'atto amministrativo oggetto di revoca all'interesse pubblico, sia dell'eventuale concorso dei contraenti o di altri soggetti all'erronea valutazione della compatibilità di tale atto con l'interesse pubblico.», <sup>(64)</sup>

---

(63) Lettera così modificata dalla legge di conversione 6 agosto 2008, n. 133.

(64) Comma aggiunto dalla legge di conversione 6 agosto 2008, n. 133.

---

**Art. 13. Misure per razionalizzare la gestione e la dismissione del patrimonio residenziale pubblico** <sup>(71)</sup>

1. In attuazione degli articoli 47 e 117, commi secondo, lettera m), e terzo della Costituzione, al fine di assicurare il coordinamento della finanza pubblica, i livelli essenziali delle prestazioni e favorire l'accesso alla proprietà dell'abitazione, entro il 30 giugno 2014, il Ministro delle infrastrutture e dei trasporti, il Ministro dell'economia e delle finanze e il Ministro per gli affari regionali e le autonomie, previa intesa della Conferenza unificata, di cui all'articolo 8 del decreto legislativo 28 agosto 1997, n. 281, approvano con decreto le procedure di alienazione degli immobili di proprietà dei comuni, degli enti pubblici anche territoriali, nonché degli Istituti autonomi per le case popolari, comunque denominati, anche in deroga alle disposizioni procedurali previste dalla legge 24 dicembre 1993, n. 560. Il suddetto decreto dovrà tenere conto anche della possibilità di favorire la dismissione degli alloggi nei condomini misti nei quali la proprietà pubblica è inferiore al 50 per cento oltre che in quelli inseriti in situazioni abitative estranee all'edilizia residenziale pubblica, al fine di conseguire una razionalizzazione del patrimonio e una riduzione degli oneri a carico della finanza locale. Le risorse derivanti dalle alienazioni devono essere destinate esclusivamente a un programma straordinario di realizzazione o di acquisto di nuovi alloggi di edilizia residenziale pubblica e di manutenzione straordinaria del patrimonio esistente. <sup>(65) (81) (76)</sup>

2. Ai fini della conclusione degli accordi di cui al comma 1, si tiene conto dei seguenti criteri:

a) determinazione del prezzo di vendita delle unità immobiliari in proporzione al canone di locazione;

b) riconoscimento del diritto di opzione all'acquisto, purché i soggetti interessati non siano proprietari di un'altra abitazione, in favore dell'assegnatario non moroso nel pagamento del canone di locazione o degli oneri accessori unitamente al proprio coniuge, qualora risulti in regime di comunione dei beni, ovvero, in caso di rinuncia da parte dell'assegnatario, in favore del coniuge in regime di separazione dei beni, o, gradatamente, del convivente more uxorio, purché la convivenza duri da almeno cinque anni, dei figli conviventi, dei figli non conviventi; <sup>(66)</sup>

c) destinazione dei proventi delle alienazioni alla realizzazione di interventi volti ad alleviare il disagio abitativo. <sup>(70)</sup>

2-bis. È istituito nello stato di previsione presso il Ministero delle infrastrutture e dei trasporti un apposito Fondo, che opera attraverso un conto corrente di tesoreria, destinato alla concessione di contributi in conto interessi su finanziamenti per l'acquisto da parte dei conduttori degli alloggi di proprietà degli Istituti autonomi per le case popolari, comunque denominati di cui al comma 1. A tali contributi hanno accesso anche i soci assegnatari di alloggi di cooperative edilizie a proprietà indivisa per l'acquisizione dell'alloggio, posto in vendita a seguito di procedure concorsuali. A titolo di dotazione del Fondo è autorizzata la spesa nel limite massimo di 18,9 milioni di euro per ciascuno degli anni dal 2015 al 2020. Con decreto del Ministro delle infrastrutture e dei trasporti di concerto con il Ministro dell'economia e delle finanze, da emanarsi entro trenta giorni dalla data di entrata in vigore della presente disposizione, sono disciplinati i criteri, le condizioni e le modalità per l'operatività del Fondo di cui al presente comma. <sup>(74)</sup>

2-ter. All'articolo 1, comma 48, lettera c), della legge 27 dicembre 2013, n. 147, dopo le parole: «monogenitoriali con figli minori» sono inserite le seguenti: «, da parte dei conduttori di alloggi di proprietà degli Istituti autonomi per le case popolari, comunque denominati». <sup>(74)</sup>

2-quater. Con apposite convenzioni, da stipularsi tra il Ministero delle infrastrutture e dei trasporti e istituzioni finanziarie nazionali o dell'Unione europea o con le relative associazioni di rappresentanza, possono essere disciplinate forme di partecipazione finanziaria e nella gestione del Fondo di cui al comma 2-bis, al fine di aumentarne le disponibilità e rendere diffuso sull'intero territorio nazionale il relativo accesso. <sup>(74)</sup>



3. Nei medesimi accordi, fermo quanto disposto dall'*articolo 1, comma 6, del decreto-legge 25 settembre 2001, n. 351*, convertito, con modificazioni, dalla *legge 23 novembre 2001, n. 410*, può essere prevista la facoltà per le amministrazioni regionali e locali di stipulare convenzioni con società di settore per lo svolgimento delle attività strumentali alla vendita dei singoli beni immobili. <sup>(70)</sup>

3-bis. Al fine di agevolare l'accesso al credito, a partire dal 1° settembre 2008, è istituito, presso la Presidenza del Consiglio dei ministri – Dipartimento della gioventù, un Fondo per l'accesso al credito per l'acquisto della prima casa da parte delle giovani coppie o dei nuclei familiari monogenitoriali con figli minori, con priorità per quelli i cui componenti non risultano occupati con rapporto di lavoro a tempo indeterminato. La complessiva dotazione del Fondo di cui al primo periodo è pari a 4 milioni di euro per l'anno 2008 e 10 milioni di euro per ciascuno degli anni 2009 e 2010. Con decreto del Ministro della gioventù, di concerto con il Ministro dell'economia e delle finanze e con il Ministro delle infrastrutture e dei trasporti, d'intesa con la Conferenza unificata, ai sensi dell'*articolo 3, comma 3, del decreto legislativo 28 agosto 1997, n. 281*, sono disciplinati, fermo restando il rispetto dei vincoli di finanza pubblica, i criteri per l'accesso al Fondo di cui al primo periodo e le modalità di funzionamento del medesimo, nel rispetto delle competenze delle regioni in materia di politiche abitative. A decorrere dall'anno 2014, l'accesso al Fondo è altresì consentito anche ai giovani di età inferiore ai trentacinque anni titolari di un rapporto di lavoro atipico di cui all'*articolo 1 della legge 28 giugno 2012, n. 92*; a tal fine si applica la disciplina prevista dal decreto interministeriale di cui al precedente periodo. La dotazione del Fondo è incrementata di 10 milioni di euro per ciascuno degli anni 2014 e 2015. <sup>(69) (75) (76) (79)</sup>

3-ter. Gli alloggi realizzati ai sensi della *legge 9 agosto 1954, n. 640*, non trasferiti ai comuni alla data di entrata in vigore della legge di conversione del presente decreto, ai sensi della *legge 23 dicembre 2000, n. 388*, possono essere ceduti in proprietà agli aventi diritto secondo le disposizioni di cui alla *legge 24 dicembre 1993, n. 560*, a prescindere dai criteri e requisiti imposti dalla predetta *legge n. 640 del 1954*. <sup>(67) (70)</sup>

3-quater. Presso il Ministero dell'economia e delle finanze è istituito il Fondo per la tutela dell'ambiente e la promozione dello sviluppo del territorio. La dotazione del fondo è stabilita in 60 milioni di euro per l'anno 2009, 30 milioni di euro per l'anno 2010 e 30 milioni di euro per l'anno 2011. A valere sulle risorse del fondo sono concessi contributi statali per interventi realizzati dagli enti destinatari nei rispettivi territori per il risanamento e il recupero dell'ambiente e lo sviluppo economico dei territori stessi. Alla ripartizione delle risorse e all'individuazione degli enti beneficiari si provvede con decreto del Ministro dell'economia e delle finanze in coerenza con apposito atto di indirizzo delle Commissioni parlamentari competenti per i profili finanziari. Al relativo onere si provvede, quanto a 30 milioni di euro per l'anno 2009, mediante corrispondente riduzione delle proiezioni, per il medesimo anno, dello stanziamento del fondo speciale di conto capitale iscritto, ai fini del bilancio triennale 2008-2010, nell'ambito del programma "Fondi di riserva e speciali" della missione "Fondi da ripartire" dello stato di previsione del Ministero dell'economia e delle finanze per l'anno 2008, allo scopo parzialmente utilizzando l'accantonamento relativo al medesimo Ministero e, quanto a 30 milioni di euro per ciascuno degli anni 2009, 2010 e 2011, mediante corrispondente riduzione della dotazione del fondo per interventi strutturali di politica economica, di cui all'*articolo 10, comma 5, del decreto-legge 29 novembre 2004, n. 282*, convertito, con modificazioni, dalla *legge 27 dicembre 2004, n. 307*. <sup>(67) (68) (73) (76) (77) (78)</sup>

3-quinquies. Con decreto del Ministro dell'economia e delle finanze, di concerto con il Ministro dell'interno, sono disciplinate le modalità di certificazione dell'utilizzo dei contributi assegnati in attuazione del *comma 3-quater*. Le certificazioni relative ai contributi concessi in favore di enti pubblici e di soggetti privati sono trasmesse agli Uffici territoriali del Governo che ne danno comunicazione alle Sezioni regionali di controllo della Corte dei conti competenti per territorio. Le relazioni conclusive e le certificazioni previste dai decreti ministeriali emanati in attuazione degli atti di indirizzo delle Commissioni parlamentari con cui si attribuiscono i contributi di cui al *comma 3-quater*, nonché il rendiconto annuale previsto per gli enti locali dall'*articolo 158 del decreto legislativo 18 agosto 2000, n. 267*, sono sostituiti dalle certificazioni disciplinate dal presente comma. <sup>(72) (80)</sup>

---

(65) *Comma modificato dalla legge di conversione 6 agosto 2008, n. 133 e sostituito dall'art. 12, comma 12, lett. b), D.L. 6 luglio 2011, n. 98, convertito, con modificazioni, dalla L. 15 luglio 2011, n. 111. Successivamente, il presente comma è stato così sostituito dall' art. 3, comma 1, lett. a), D.L. 28 marzo 2014, n. 47, convertito, con modificazioni, dalla L. 23 maggio 2014, n. 80.*

(66) *Lettera così modificata dalla legge di conversione 6 agosto 2008, n. 133.*

(67) *Comma aggiunto dalla legge di conversione 6 agosto 2008, n. 133.*

(68) *Per la rideterminazione del fondo e dell'autorizzazione di spesa, di cui al presente comma, vedi l'art. 3, comma 6, L. 23 luglio 2009, n. 99, l'art. 2, comma 48, L. 23 dicembre 2009, n. 191, l'art. 33, comma 1, L. 12 novembre 2011, n. 183, l'art. 1, comma 379, L. 27 dicembre 2013, n. 147 e, successivamente, l'art. 16, comma 5, D.L. 24 aprile 2014, n. 66, convertito, con modificazioni, dalla L. 23 giugno 2014, n. 89.*

(69) *Comma aggiunto dalla legge di conversione 6 agosto 2008, n. 133 e, successivamente, così modificato dall'art. 2, comma 39, lett. a) e b), L. 23 dicembre 2009, n. 191, a decorrere dal 1° gennaio 2010, e dall' art. 6, comma 3, D.L. 31 agosto 2013, n. 102, convertito, con modificazioni, dalla L. 28 ottobre 2013, n. 124.*

(70) La Corte costituzionale, con sentenza 22-26 marzo 2010, n. 121 (Gazz. Uff. 31 marzo 2010, n. 13 - Prima serie speciale), ha dichiarato, tra l'altro, l'illegittimità costituzionale del presente comma.

(71) Rubrica così sostituita dall'art. 12, comma 12, lett. a), D.L. 6 luglio 2011, n. 98, convertito, con modificazioni, dalla L. 15 luglio 2011, n. 111.

(72) Comma aggiunto dall' art. 8, comma 25, D.L. 2 marzo 2012, n. 16, convertito, con modificazioni, dalla L. 26 aprile 2012, n. 44.

(73) L' art. 8, comma 25-bis, D.L. 2 marzo 2012, n. 16, convertito, con modificazioni, dalla L. 26 aprile 2012, n. 44 ha interpretato il terzo periodo del presente comma nel senso che i contributi statali concessi a valere sul Fondo per la tutela dell'ambiente e la promozione dello sviluppo del territorio, istituito presso il Ministero dell'economia e delle finanze, sono assegnati agli enti destinatari per interventi realizzati o da realizzare nei rispettivi territori per il risanamento e il recupero ambientale e lo sviluppo economico dei territori stessi.

(74) Comma inserito dall' art. 3, comma 1, lett. b), D.L. 28 marzo 2014, n. 47, convertito, con modificazioni, dalla L. 23 maggio 2014, n. 80.

(75) Per la cessazione dell'operatività del Fondo, di cui al presente comma, vedi l'art. 15, D.M. 31 luglio 2014.

(76) La Corte costituzionale, con sentenza 22 - 26 marzo 2010, n. 121 (Gazz. Uff. 31 marzo 2010, n. 13, 1ª Serie speciale), ha dichiarato, fra l'altro, non fondate le questioni di legittimità costituzionale dell'art. 13, commi 1, 3-bis e 3-quater, convertito in legge, con modificazioni, dall'art. 1, comma 1, della legge n. 133 del 2008, promosse in riferimento agli artt. 117, 118, 119 e 136 Cost., all'art. 14, lettera g), del R.D.Lgs. 15 maggio 1946, n. 455, convertito dalla legge costituzionale 26 febbraio 1948, n. 2, al D.P.R. 30 luglio 1950, n. 878.

(77) Vedi, anche, l'art. 1, comma 22, D.L. 30 dicembre 2009, n. 194 e l'art. 67, comma 5-bis, D.L. 22 giugno 2012, n. 83, convertito, con modificazioni, dalla L. 7 agosto 2012, n. 134.

(78) In attuazione di quanto disposto dal presente comma vedi il D.M. 25 febbraio 2010, il D.M. 9 giugno 2010, il D.M. 28 ottobre 2010, il D.M. 10 febbraio 2011 e il D.M. 16 maggio 2011. Vedi, anche, il D.M. 24 gennaio 2013.

(79) In attuazione di quanto disposto dal presente comma vedi il D.M. 17 dicembre 2010, n. 256. Vedi, anche, l'art. 1, comma 48, lett. c), L. 27 dicembre 2013, n. 147.

(80) In attuazione di quanto disposto dal presente comma vedi il D.M. 24 gennaio 2013.

(81) In attuazione di quanto disposto dal presente comma vedi il D.M. 24 febbraio 2015.

#### **Art. 14. Expo Milano 2015** <sup>(84)</sup>

1. Per la realizzazione delle opere e delle attività connesse allo svolgimento del grande evento EXPO Milano 2015 in attuazione dell'adempimento degli obblighi internazionali assunti dal Governo italiano nei confronti del Bureau International des Expositions (BIE) è autorizzata la spesa di 30 milioni di euro per l'anno 2009, 45 milioni di euro per l'anno 2010, 59 milioni di euro per l'anno 2011, 223 milioni di euro per l'anno 2012, 564 milioni di euro per l'anno 2013, 445 milioni di euro per l'anno 2014 e 120 milioni di euro per l'anno 2015.

2. Con decreto del Presidente del Consiglio dei Ministri, sentiti il presidente della Regione Lombardia, il Sindaco di Milano e i rappresentanti degli enti locali interessati, sono istituiti gli organismi per la gestione delle attività, compresa la previsione di un tavolo istituzionale per il governo complessivo degli interventi regionali e sovra regionali presieduto dal presidente della Regione Lombardia pro tempore, e sono stabiliti i criteri di ripartizione e le modalità di erogazione dei finanziamenti. Con il medesimo decreto è nominato, senza nuovi o maggiori oneri per la finanza pubblica, anche nell'ambito dei soggetti della governance della Società Expo 2015 S.p.A., ivi incluso l'Amministratore delegato, il Commissario Unico delegato del Governo per Expo 2015 a cui vengono attribuiti tutti i poteri e tutte le funzioni, già conferiti al Commissario Straordinario delegato del Governo per Expo Milano 2015, ivi compresi i poteri e le deroghe previsti nelle ordinanze di protezione civile richiamate all'articolo 3, comma 1, lettera a), del decreto-legge 15 maggio 2012, n. 59, convertito in legge 12 luglio 2012, n. 100, da intendersi estese a tutte le norme modificative e sostitutive delle disposizioni ivi indicate. Sono altresì attribuiti al Commissario Unico i poteri del Commissario Generale dell'Esposizione, ad eccezione dei poteri e delle funzioni di cui agli articoli 12 e 13 della Convenzione sulle esposizioni internazionali firmata a Parigi il 22 novembre 1928, come da ultimo modificata con protocollo aperto alla firma a Parigi il 30 novembre 1972, ratificato ai sensi della legge 3 giugno 1978, n. 314, che verranno individuati con apposito decreto del Presidente del Consiglio dei Ministri. <sup>(82) (85)</sup>

2.1. Nel rispetto dei principi generali dell'ordinamento, della normativa dell'Unione europea e degli obblighi internazionali assunti dall'Italia e nei limiti delle risorse stanziare ai sensi della legislazione vigente, il Commissario unico esercita poteri sostitutivi per risolvere situazioni o eventi ostativi alla realizzazione delle opere essenziali e connesse di cui agli allegati del decreto del Presidente del Consiglio dei Ministri 22 ottobre 2008, pubblicato nella Gazzetta Ufficiale n. 277 del 26 novembre 2008, alla partecipazione degli Stati e degli enti iscritti o al regolare svolgimento dell'Evento. <sup>(83)</sup>

2.2. Ove necessario, il Commissario può provvedere in deroga alla legislazione vigente a mezzo di ordinanza, nei limiti indicati con delibera del Consiglio dei Ministri sentito il Presidente della regione Lombardia. Tali ordinanze, così come i provvedimenti commissariali anche adottati dai soggetti delegati di cui al comma 2-bis, sono immediatamente efficaci e devono essere pubblicate nella Gazzetta Ufficiale. Le ordinanze del Commissario unico delegato del Governo per Expo 2015 sono altresì pubblicate, in evidenza, nella prima pagina del sito internet di Expo 2015. Il Commissario unico delegato del Governo per Expo 2015, al termine dell'incarico commissariale, invia al Parlamento e ai Ministri dell'economia e delle finanze e delle infrastrutture e dei trasporti una relazione sulle attività svolte, anche per il superamento delle criticità emerse e sullo stato di attuazione delle opere, nonché la rendicontazione contabile delle spese sostenute in relazione alla gestione commissariale di Expo Milano 2015. <sup>(83)</sup>

2-bis. Il Commissario Unico nomina, entro il 31 maggio 2013, con proprio provvedimento, fino a tre soggetti, di alta e riconosciuta professionalità nelle discipline giuridico-economiche ed ingegneristiche, o dalla comprovata esperienza istituzionale, delegati per le specifiche funzioni in relazione a determinate opere e attività nonché per le funzioni di garanzia e controllo dell'andamento dei lavori delle opere strettamente funzionali all'Evento nei tempi utili alla realizzazione e per assicurare il corretto ed efficiente utilizzo delle deroghe e dei poteri di cui ai commi 2, 2.1 e 2.2 del presente articolo. Uno dei delegati può essere scelto anche nel ruolo dei prefetti. I soggetti delegati si avvalgono per la loro attività delle strutture della società ovvero del contingente di personale già esistente presso la struttura del Commissario Straordinario delegato del Governo per Expo Milano 2015 cui il Commissario Unico subentra, ivi inclusa la titolarità della esistente relativa contabilità speciale, ovvero del personale distaccato dai soci. Dall'attuazione del presente comma non devono derivare nuovi o maggiori oneri per la finanza pubblica, eventuali compensi dei delegati sono a carico delle disponibilità della predetta contabilità. <sup>(83)</sup>

2-ter. Il commissario esercita tutte le attività necessarie, coordinandosi con la società Expo 2015 p.a., affinché gli impegni finanziari assunti dai soci siano mantenuti negli importi di cui all'*allegato 1 decreto del Presidente del Consiglio dei Ministri 22 ottobre 2008* e nei tempi adeguati alla realizzazione delle opere e allo svolgimento dell'Evento. <sup>(83)</sup>

---

*(82) Comma modificato dalla legge di conversione 6 agosto 2008, n. 133 e, successivamente, dall'art. 8, comma 2, D.L. 22 giugno 2012, n. 83, convertito, con modificazioni, dalla L. 7 agosto 2012, n. 134. Infine il presente comma è stato così sostituito dall' art. 5, comma 1, lett. a), D.L. 26 aprile 2013, n. 43, convertito, con modificazioni, dalla L. 24 giugno 2013, n. 71, che ha sostituito l'originario comma 2 con gli attuali commi 2, 2.1, 2.2, 2-bis e 2-ter.*

*(83) Comma aggiunto dall' art. 5, comma 1, lett. a), D.L. 26 aprile 2013, n. 43, convertito, con modificazioni, dalla L. 24 giugno 2013, n. 71, che ha sostituito l'originario comma 2 con gli attuali commi 2, 2.1, 2.2, 2-bis e 2-ter.*

*(84) Vedi, anche, l' art. 1, comma 214, L. 24 dicembre 2012, n. 228.*

*(85) In attuazione di quanto disposto dal presente comma vedi il D.P.C.M. 6 maggio 2013.*

---

(...)

### **Art. 35.** Semplificazione della disciplina per l'installazione degli impianti all'interno degli edifici

1. Entro il 31 dicembre 2008 il Ministro dello sviluppo economico, di concerto con il Ministro per la semplificazione normativa, emana uno o più decreti, ai sensi dell'articolo 17 della legge 23 agosto 1988, n. 400, volti a disciplinare:

- a) il complesso delle disposizioni in materia di attività di installazione degli impianti all'interno degli edifici prevedendo semplificazioni di adempimenti per i proprietari di abitazioni ad uso privato e per le imprese;
- b) la definizione di un reale sistema di verifiche di impianti di cui alla lettera a) con l'obiettivo primario di tutelare gli utilizzatori degli impianti garantendo una effettiva sicurezza;
- c) la revisione della disciplina sanzionatoria in caso di violazioni di obblighi stabiliti dai provvedimenti previsti alle lettere a) e b) <sup>(174)</sup>.  
<sup>(172)</sup>

2. L'articolo 13 del regolamento di cui al decreto del Ministro dello sviluppo economico 22 gennaio 2008, n. 37, è abrogato. <sup>(172)</sup>

2-bis. Sono abrogati i commi 3 e 4 dell' articolo 6 e i commi 8 e 9 dell' articolo 15 del decreto legislativo 19 agosto 2005, n. 192. <sup>(173)</sup>

*(172) Comma così modificato dalla legge di conversione 6 agosto 2008, n. 133.*

*(173) Comma aggiunto dalla legge di conversione 6 agosto 2008, n. 133.*

*(174) La Corte costituzionale, con sentenza 25 - 28 gennaio 2010, n. 21 (Gazz. Uff. 3 febbraio 2010, n. 5, 1ª Serie speciale), ha dichiarato non fondata la questione di legittimità costituzionale dell'art. 35, comma 1, promossa, in riferimento all'art. 117, terzo e sesto comma, della Costituzione, dalla Regione Emilia-Romagna.*

---

(...)

**D.L. 31 maggio 2010, n. 78 recante: “Misure urgenti in materia di stabilizzazione finanziaria e di competitività economica”.**

(1) Pubblicato nella Gazz. Uff. 31 maggio 2010, n. 125, S.O.

(2) Convertito in legge, con modificazioni, dall'art. 1, comma 1, L. 30 luglio 2010, n. 122.

(...)

**Art. 19 Aggiornamento del catasto**

1. A decorrere dalla data del 1° gennaio 2011 è attivata l'«Anagrafe Immobiliare Integrata», costituita e gestita dall'Agenzia del territorio secondo quanto disposto dall'*articolo 64 del decreto legislativo 30 luglio 1999, n. 300*, attivando le idonee forme di collaborazione con i comuni in coerenza con gli articoli 2 e 3 del proprio statuto. L'Anagrafe Immobiliare Integrata attesta, ai fini fiscali, lo stato di integrazione delle banche dati disponibili presso l'Agenzia del territorio per ciascun immobile, individuandone il soggetto titolare di diritti reali. <sup>(234)</sup>

2. L'accesso gratuito all'Anagrafe Immobiliare Integrata è garantito ai Comuni sulla base di un sistema di regole tecnico-giuridiche emanate entro e non oltre sessanta giorni dal termine di cui al comma 1 con uno o più decreti del Ministro dell'Economia e delle Finanze, previa intesa con la Conferenza Stato-città ed autonomie locali. <sup>(234)</sup>

2-bis. I decreti di cui al comma 2 devono assicurare comunque ai comuni la piena accessibilità ed interoperabilità applicativa delle banche dati con l'Agenzia del territorio, relativamente ai dati catastali, anche al fine di contribuire al miglioramento ed aggiornamento della qualità dei dati, secondo le specifiche tecniche e le modalità operative stabilite con i medesimi decreti. <sup>(235)</sup>

3. Con uno o più decreti di natura non regolamentare del Ministro dell'Economia e delle Finanze viene disciplinata l'introduzione della attestazione integrata ipotecario-catastale, prevedendone le modalità di erogazione, gli effetti, nonché la progressiva implementazione di ulteriori informazioni e servizi. Con il predetto decreto sono, inoltre, fissati i diritti dovuti per il rilascio della predetta attestazione.

4. Fatto salvo quanto previsto dall' *articolo 66 del decreto legislativo 31 marzo 1998, n. 112*, e successive modificazioni, la consultazione delle banche dati del catasto terreni, censuaria e cartografica, del catasto edilizio urbano, nonché dei dati di superficie delle unità immobiliari urbane a destinazione ordinaria, è garantita, a titolo gratuito, ai Comuni su tutto il territorio nazionale, ad esclusione delle Province autonome di Trento e Bolzano, attraverso il Sistema telematico, il Portale per i Comuni ed il Sistema di interscambio, gestiti dall'Agenzia del territorio. <sup>(234)</sup>

5. Nella fase di prima attuazione, al fine di accelerare il processo di aggiornamento e allineamento delle banche dati catastali, le funzioni catastali connesse all'accettazione e alla registrazione degli atti di aggiornamento sono svolte dai Comuni e dall'Agenzia del territorio sulla base di un sistema di regole tecnico-giuridiche uniformi, e in attuazione dei principi di flessibilità, gradualità, adeguatezza, stabilito con decreto del Presidente del Consiglio dei Ministri, su proposta del Ministro dell'economia e delle finanze e previa intesa presso la Conferenza Stato-città ed autonomie locali, entro sei mesi dalla data di entrata in vigore della legge di conversione del presente decreto. Le suddette regole tecnico-giuridiche costituiscono principi fondamentali dell'ordinamento e si applicano anche nei territori delle Regioni a statuto speciale. Ove non esercitate dai Comuni, le attività connesse alle predette funzioni sono esercitate dall'Agenzia del territorio, sulla base del principio di sussidiarietà. <sup>(234)</sup>

5-bis. Per assicurare l'unitarietà del sistema informativo catastale nazionale e in attuazione dei principi di accessibilità ed interoperabilità applicativa delle banche dati, i comuni utilizzano le applicazioni informatiche e i sistemi di interscambio messi a disposizione dall'Agenzia del territorio, anche al fine di contribuire al miglioramento dei dati catastali, secondo le specifiche tecniche ed operative formalizzate con apposito decreto del Ministro dell'economia e delle finanze, d'intesa con la Conferenza Stato-città ed autonomie locali. <sup>(235)</sup>

5-ter. Presso la Conferenza Stato-città ed autonomie locali è costituito, senza oneri per la finanza pubblica, un organo paritetico di indirizzo sulle modalità di attuazione e la qualità dei servizi assicurati dai comuni e dall'Agenzia del territorio nello svolgimento delle funzioni di cui al presente articolo. L'organo paritetico riferisce con cadenza semestrale al Ministro dell'economia e delle finanze che può proporre al Consiglio dei Ministri modifiche normative e di sviluppo del processo di decentramento. <sup>(235)</sup>

6. Sono in ogni caso mantenute allo Stato e sono svolte dall'Agenzia del territorio le funzioni in materia di:

- a) individuazione di metodologie per l'esecuzione di rilievi ed aggiornamenti topografici e per la formazione di mappe e cartografie catastali;
- b) controllo della qualità delle informazioni catastali e dei processi di aggiornamento degli atti;
- c) gestione unitaria e certificata della base dei dati catastali e dei flussi di aggiornamento delle informazioni di cui alla lettera b), anche trasmessi con il Modello unico digitale per l'edilizia, assicurando il coordinamento operativo per la loro utilizzazione ai fini istituzionali attraverso il sistema pubblico di connettività e garantendo l'accesso ai dati a tutti i soggetti interessati;
- d) gestione unitaria dell'infrastruttura tecnologica di riferimento per il Modello unico digitale per l'edilizia sulla base di regole tecniche uniformi stabilite con provvedimento del direttore dell'Agenzia del territorio d'intesa con la Conferenza Stato-città ed autonomie locali; <sup>(236)</sup>
- e) gestione dell'Anagrafe Immobiliare Integrata;
- f) vigilanza e controllo sullo svolgimento delle funzioni di cui al comma 5, nonché poteri di applicazione delle relative sanzioni determinate con decreto di natura regolamentare del Ministro dell'Economia e delle Finanze, emanato previa intesa con la Conferenza Stato-città ed autonomie locali.

7. L'Agenzia del territorio, entro il 30 settembre 2010, conclude le operazioni previste dal secondo periodo dell'*articolo 2, comma 36, del decreto-legge 3 ottobre 2006, n. 262*, convertito, con modificazioni, dalla *legge 24 novembre 2006, n. 286*, e successive modificazioni.

8. Entro il 31 dicembre 2010 <sup>(238)</sup> i titolari di diritti reali sugli immobili che non risultano dichiarati in Catasto individuati secondo le procedure previste dal predetto *articolo 2, comma 36, del citato decreto-legge n. 262 del 2006*, con riferimento alle pubblicazioni in Gazzetta Ufficiale effettuate dalla data del 1° gennaio 2007 alla data del 31 dicembre 2009, sono tenuti a procedere alla presentazione, ai fini fiscali, della relativa dichiarazione di aggiornamento catastale. L'Agenzia del territorio, successivamente alla registrazione degli atti di aggiornamento presentati, rende disponibili ai Comuni le dichiarazioni di accatastamento per i controlli di conformità urbanistico-edilizia, attraverso il Portale per i Comuni.

9. Entro il medesimo termine del 31 dicembre 2010 <sup>(238)</sup> i titolari di diritti reali sugli immobili oggetto di interventi edilizi che abbiano determinato una variazione di consistenza ovvero di destinazione non dichiarata in Catasto, sono tenuti a procedere alla presentazione, ai fini fiscali, della relativa dichiarazione di aggiornamento catastale. Restano salve le procedure previste dal *comma 336 dell'articolo 1 della legge 30 dicembre 2004, n. 311*, nonché le attività da svolgere in surroga da parte dell'Agenzia del territorio per i fabbricati rurali per i quali siano venuti meno i requisiti per il riconoscimento della ruralità ai fini fiscali, individuati ai sensi dell'*articolo 2, comma 36, del decreto-legge 3 ottobre 2006, n. 262*, convertito, con modificazioni, dalla *legge 24 novembre 2006, n. 286*, nonché quelle di accertamento relative agli immobili iscritti in catasto, come fabbricati o loro porzioni, in corso di costruzione o di definizione che siano divenuti abitabili o servibili all'uso cui sono destinati. <sup>(234)</sup>

10. Se i titolari di diritti reali sugli immobili non provvedono a presentare ai sensi del comma 8 le dichiarazioni di aggiornamento catastale entro il termine del 31 dicembre 2010 <sup>(238)</sup>, l'Agenzia del territorio, nelle more dell'iscrizione in catasto attraverso la predisposizione delle dichiarazioni redatte in conformità al *decreto ministeriale 19 aprile 1994, n. 701*, procede all'attribuzione, con oneri a carico dell'interessato da determinare con apposito provvedimento del direttore dell'Agenzia del territorio, da emanare entro il 31 dicembre 2010 <sup>(238)</sup>, di una rendita presunta, da iscrivere transitoriamente in catasto, anche sulla base degli elementi tecnici forniti dai Comuni. Per tali operazioni l'Agenzia del territorio può stipulare apposite convenzioni con gli Organismi rappresentativi delle categorie professionali. <sup>(234) (240)</sup>

11. Se i titolari di diritti reali sugli immobili non provvedono a presentare ai sensi del comma 9 le dichiarazioni di aggiornamento catastale entro il termine del 31 dicembre 2010, l'Agenzia del territorio procede agli accertamenti di competenza anche con la collaborazione dei Comuni. Per tali operazioni l'Agenzia del territorio può stipulare apposite convenzioni con gli Organismi rappresentativi delle categorie professionali.

12. A decorrere dal 1° gennaio 2011, l'Agenzia del territorio, sulla base di nuove informazioni connesse a verifiche tecnico-amministrative, da telerilevamento e da sopralluogo sul terreno, provvede ad avviare un monitoraggio costante del territorio, individuando, in collaborazione con i Comuni, ulteriori fabbricati che non risultano dichiarati al Catasto. In tal caso si rendono applicabili le disposizioni di cui al citato *articolo 2, comma 36, del decreto-legge n. 262 del 2006*. Qualora i titolari di diritti reali sugli immobili individuati non ottemperino entro il termine previsto dal predetto *articolo 2, comma 36*, l'Agenzia del territorio procede all'attribuzione della rendita presunta ai sensi del comma 10. Restano salve le procedure previste dal *comma 336 dell'articolo 1 della*

*legge 30 dicembre 2004, n. 311. Restano altresì fermi i poteri di controllo dei comuni in materia urbanistico-edilizia e l'applicabilità delle relative sanzioni.* <sup>(234)</sup>

13. Gli Uffici dell'Agenzia del territorio, per lo svolgimento delle attività istruttorie connesse all'accertamento catastale, si avvalgono delle attribuzioni e dei poteri di cui agli *articoli 51 e 52 del decreto del Presidente della Repubblica 26 ottobre 1972, n. 633.*

14. All'*articolo 29 della legge 27 febbraio 1985, n. 52, è aggiunto il seguente comma: «1-bis. Gli atti pubblici e le scritture private autenticate tra vivi aventi ad oggetto il trasferimento, la costituzione o lo scioglimento di comunione di diritti reali su fabbricati già esistenti, ad esclusione dei diritti reali di garanzia, devono contenere, per le unità immobiliari urbane, a pena di nullità, oltre all'identificazione catastale, il riferimento alle planimetrie depositate in catasto e la dichiarazione, resa in atti dagli intestatari, della conformità allo stato di fatto dei dati catastali e delle planimetrie, sulla base delle disposizioni vigenti in materia catastale. La predetta dichiarazione può essere sostituita da un'attestazione di conformità rilasciata da un tecnico abilitato alla presentazione degli atti di aggiornamento catastale. Prima della stipula dei predetti atti il notaio individua gli intestatari catastali e verifica la loro conformità con le risultanze dei registri immobiliari.»* <sup>(234)</sup>

15. La richiesta di registrazione di contratti, scritti o verbali, di locazione o affitto di beni immobili esistenti sul territorio dello Stato e relative cessioni, risoluzioni e proroghe anche tacite, deve contenere anche l'indicazione dei dati catastali degli immobili. La mancata o errata indicazione dei dati catastali è considerata fatto rilevante ai fini dell'applicazione dell'imposta di registro ed è punita con la sanzione prevista dall'*articolo 69 del decreto del Presidente della Repubblica 26 aprile 1986, n. 131* <sup>(239)</sup>.

16. Le disposizioni di cui ai commi 14 e 15 si applicano a decorrere dal 1° luglio 2010. Nel rispetto dei principi desumibili dal presente articolo, nei territori in cui vige il regime tavolare le regioni a statuto speciale e le province autonome adottano disposizioni per l'applicazione di quanto dallo stesso previsto al fine di assicurare il necessario coordinamento con l'ordinamento tavolare. <sup>(234)</sup>

16-bis. All'*articolo 58 del decreto-legge 25 giugno 2008, n. 112, convertito, con modificazioni, dalla legge 6 agosto 2008, n. 133, al comma 7, sono aggiunte, in fine, le seguenti parole: «, anche per quanto attiene alla alienazione degli immobili di cui alla legge 24 dicembre 1993, n. 560»*. <sup>(237)</sup>

---

<sup>(234)</sup> Comma così modificato dalla legge di conversione 30 luglio 2010, n. 122.

<sup>(235)</sup> Comma inserito dalla legge di conversione 30 luglio 2010, n. 122.

<sup>(236)</sup> Lettera così modificata dalla legge di conversione 30 luglio 2010, n. 122.

<sup>(237)</sup> Comma aggiunto dalla legge di conversione 30 luglio 2010, n. 122.

<sup>(238)</sup> Per il differimento del presente termine, vedi l'art. 2, comma 5-bis, D.L. 29 dicembre 2010, n. 225, convertito, con modificazioni, dalla L. 26 febbraio 2011, n. 10.

<sup>(239)</sup> Vedi, anche, il Prov. 25 giugno 2010.

<sup>(240)</sup> In attuazione di quanto disposto dal presente comma vedi il Prov. 19 aprile 2011. Vedi, anche, l'art. 14, comma 9, D.L. 6 dicembre 2011, n. 201, convertito, con modificazioni, dalla L. 22 dicembre 2011, n. 214, come modificato dall'art. 6, comma 2, D.L. 2 marzo 2012, n. 16, convertito, con modificazioni, dalla L. 26 aprile 2012, n. 44. Vedi, inoltre, l'art. 11, comma 7, del medesimo D.L. n. 16 del 2012, convertito, con modificazioni, dalla L. 26 aprile 2012, n. 44.

---

(...)

**D.Lgs. 9 aprile 2008, n. 81 recante: "Attuazione dell'articolo 1 della legge 3 agosto 2007, n. 123, in materia di tutela della salute e della sicurezza nei luoghi di lavoro".**

(1) Pubblicato nella Gazz. Uff. 30 aprile 2008, n. 101, S.O.

(...)

**Art. 90. Obblighi del committente o del responsabile dei lavori**

1. Il committente o il responsabile dei lavori, nelle fasi di progettazione dell'opera, si attiene ai principi e alle misure generali di tutela di cui all' *articolo 15*, in particolare:

a) al momento delle scelte architettoniche, tecniche ed organizzative, onde pianificare i vari lavori o fasi di lavoro che si svolgeranno simultaneamente o successivamente;

b) all'atto della previsione della durata di realizzazione di questi vari lavori o fasi di lavoro. <sup>(260)</sup>

1-bis. Per i lavori pubblici l'attuazione di quanto previsto al comma 1 avviene nel rispetto dei compiti attribuiti al responsabile del procedimento e al progettista. <sup>(261)</sup>

2. Il committente o il responsabile dei lavori, nella fase della progettazione dell'opera, prende in considerazione i documenti di cui all'*articolo 91*, comma 1, lettere a) e b). <sup>(262)</sup>

3. Nei cantieri in cui è prevista la presenza di più imprese esecutrici, anche non contemporanea, il committente, anche nei casi di coincidenza con l'impresa esecutrice, o il responsabile dei lavori, contestualmente all'affidamento dell'incarico di progettazione, designa il coordinatore per la progettazione. <sup>(263)</sup>

4. Nei cantieri in cui è prevista la presenza di più imprese esecutrici, anche non contemporanea, il committente o il responsabile dei lavori, prima dell'affidamento dei lavori, designa il coordinatore per l'esecuzione dei lavori, in possesso dei requisiti di cui all'*articolo 98*. <sup>(264)</sup>

5. La disposizione di cui al comma 4 si applica anche nel caso in cui, dopo l'affidamento dei lavori a un'unica impresa, l'esecuzione dei lavori o di parte di essi sia affidata a una o più imprese.

6. Il committente o il responsabile dei lavori, qualora in possesso dei requisiti di cui all'*articolo 98*, ha facoltà di svolgere le funzioni sia di coordinatore per la progettazione sia di coordinatore per l'esecuzione dei lavori.

7. Il committente o il responsabile dei lavori comunica alle imprese affidatarie, alle imprese esecutrici e ai lavoratori autonomi il nominativo del coordinatore per la progettazione e quello del coordinatore per l'esecuzione dei lavori. Tali nominativi sono indicati nel cartello di cantiere. <sup>(265)</sup>

8. Il committente o il responsabile dei lavori ha facoltà di sostituire in qualsiasi momento, anche personalmente, se in possesso dei requisiti di cui all'*articolo 98*, i soggetti designati in attuazione dei commi 3 e 4.

9. Il committente o il responsabile dei lavori, anche nel caso di affidamento dei lavori ad un'unica impresa o ad un lavoratore autonomo: <sup>(266)</sup>

a) verifica l'idoneità tecnico-professionale delle imprese affidatarie, delle imprese esecutrici e dei lavoratori autonomi in relazione alle funzioni o ai lavori da affidare, con le modalità di cui all'*allegato XVII*. Nei cantieri la cui entità presunta è inferiore a 200 uomini-giorno e i cui lavori non comportano rischi particolari di cui all' *allegato XI*, il requisito di cui al periodo che precede si considera soddisfatto mediante presentazione da parte delle imprese e dei lavoratori autonomi del certificato di iscrizione alla Camera di commercio, industria e artigianato e del documento unico di regolarità contributiva, corredato da autocertificazione in ordine al possesso degli altri requisiti previsti dall'*allegato XVII*; <sup>(267)</sup>

b) chiede alle imprese esecutrici una dichiarazione dell'organico medio annuo, distinto per qualifica, corredata dagli estremi delle denunce dei lavoratori effettuate all'Istituto nazionale della previdenza sociale (INPS), all'Istituto nazionale assicurazione infortuni sul lavoro (INAIL) e alle casse edili, nonché una dichiarazione relativa al contratto collettivo stipulato dalle organizzazioni sindacali



comparativamente più rappresentative, applicato ai lavoratori dipendenti. Nei cantieri la cui entità presunta è inferiore a 200 uomini-giorno e i cui lavori non comportano rischi particolari di cui all' *allegato XI*, il requisito di cui al periodo che precede si considera soddisfatto mediante presentazione da parte delle imprese del documento unico di regolarità contributiva, fatto salvo quanto previsto dall' *articolo 16-bis, comma 10, del decreto-legge 29 novembre 2008, n. 185*, convertito, con modificazioni, dalla *legge 28 gennaio 2009, n. 2*, e dell'autocertificazione relativa al contratto collettivo applicato; <sup>(268)</sup>

c) trasmette all'amministrazione concedente, prima dell'inizio dei lavori oggetto del permesso di costruire o della denuncia di inizio attività, copia della notifica preliminare di cui all'articolo 99, il documento unico di regolarità contributiva delle imprese e dei lavoratori autonomi, fatto salvo quanto previsto dall' *articolo 16-bis, comma 10, del decreto-legge 29 novembre 2008, n. 185*, convertito, con modificazioni, dalla *legge 28 gennaio 2009, n. 2*, e una dichiarazione attestante l'avvenuta verifica della ulteriore documentazione di cui alle lettere a) e b). <sup>(269)</sup>

10. In assenza del piano di sicurezza e di coordinamento di cui all'articolo 100 o del fascicolo di cui all' *articolo 91*, comma 1, lettera b), quando previsti, oppure in assenza di notifica di cui all' *articolo 99*, quando prevista oppure in assenza del documento unico di regolarità contributiva delle imprese o dei lavoratori autonomi, è sospesa l'efficacia del titolo abilitativo. L'organo di vigilanza comunica l'inadempienza all'amministrazione concedente. <sup>(270)</sup>

11. La disposizione di cui al comma 3 non si applica ai lavori privati non soggetti a permesso di costruire in base alla normativa vigente e comunque di importo inferiore ad euro 100.000. In tal caso, le funzioni del coordinatore per la progettazione sono svolte dal coordinatore per la esecuzione dei lavori. <sup>(259)</sup>

---

(259) Comma così sostituito dall'art. 39, comma 1, lett. a), L. 7 luglio 2009, n. 88.

(260) Comma così sostituito dall'art. 59, comma 1, lett. a), D.Lgs. 3 agosto 2009, n. 106.

(261) Comma inserito dall'art. 59, comma 1, lett. b), D.Lgs. 3 agosto 2009, n. 106.

(262) Comma così modificato dall'art. 59, comma 1, lett. c), D.Lgs. 3 agosto 2009, n. 106.

(263) Comma così modificato dall'art. 59, comma 1, lett. d), D.Lgs. 3 agosto 2009, n. 106.

(264) Comma così modificato dall'art. 59, comma 1, lett. e), D.Lgs. 3 agosto 2009, n. 106.

(265) Comma così modificato dall'art. 59, comma 1, lett. f), D.Lgs. 3 agosto 2009, n. 106.

(266) Alinea così modificato dall'art. 59, comma 1, lett. g), D.Lgs. 3 agosto 2009, n. 106.

(267) Lettera così modificata dall'art. 59, comma 1, lett. h) e i), D.Lgs. 3 agosto 2009, n. 106.

(268) Lettera così modificata dall'art. 59, comma 1, lett. l), D.Lgs. 3 agosto 2009, n. 106.

(269) Lettera così sostituita dall'art. 59, comma 1, lett. m), D.Lgs. 3 agosto 2009, n. 106.

(270) Comma così modificato dall'art. 59, comma 1, lett. n), D.Lgs. 3 agosto 2009, n. 106.

---

#### **Art. 91. Obblighi del coordinatore per la progettazione**

1. Durante la progettazione dell'opera e comunque prima della richiesta di presentazione delle offerte, il coordinatore per la progettazione:

a) redige il piano di sicurezza e di coordinamento di cui all' *articolo 100*, comma 1, i cui contenuti sono dettagliatamente specificati nell' *allegato XV*;

b) predispone un fascicolo adattato alle caratteristiche dell'opera, i cui contenuti sono definiti all' *allegato XVI*, contenente le informazioni utili ai fini della prevenzione e della protezione dai rischi cui sono esposti i lavoratori, tenendo conto delle specifiche norme di buona tecnica e dell' *allegato II* al documento UE 26 maggio 1993. Il fascicolo non è predisposto nel caso di lavori di manutenzione ordinaria di cui all' *articolo 3, comma 1, lettera a) del testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia di edilizia, di cui al decreto del Presidente della Repubblica 6 giugno 2001, n. 380*; <sup>(272)</sup>

b-bis) coordina l'applicazione delle disposizioni di cui all' *articolo 90, comma 1*. <sup>(271) (274)</sup>

2. Il fascicolo di cui al comma 1, lettera b), è preso in considerazione all'atto di eventuali lavori successivi sull'opera.

2-bis. Fatta salva l'idoneità tecnico-professionale in relazione al piano operativo di sicurezza redatto dal datore di lavoro dell'impresa esecutrice, la valutazione del rischio dovuto alla presenza di ordigni bellici inesplosi rinvenibili durante le attività di scavo nei cantieri è eseguita dal coordinatore per la progettazione. Quando il coordinatore per la progettazione intenda procedere alla bonifica preventiva del sito nel quale è collocato il cantiere, il committente provvede a incaricare un'impresa specializzata, in possesso dei requisiti di cui all'articolo 104, comma 4-bis. L'attività di bonifica preventiva e sistematica è svolta sulla base di un parere vincolante dell'autorità militare competente per territorio in merito alle specifiche regole tecniche da osservare in considerazione della collocazione geografica e della tipologia dei terreni interessati, nonché mediante misure di sorveglianza dei competenti organismi del Ministero della difesa, del Ministero del lavoro e delle politiche sociali e del Ministero della salute. <sup>(273)</sup>

---

(271) Lettera aggiunta dall'art. 39, comma 1, lett. b), L. 7 luglio 2009, n. 88.

(272) Lettera così modificata dall'art. 60, comma 1, D.Lgs. 3 agosto 2009, n. 106.

(273) Comma aggiunto dall' art. 1, comma 1, lett. b), L. 1° ottobre 2012, n. 177; per l'efficacia di tale disposizione vedi l' art. 1, comma 3, della stessa L. 1° ottobre 2012, n. 177.

(274) Vedi, anche, l'art. 9, comma 1, D.P.C.M. 28 novembre 2011, n. 231.

---

#### **Art. 92. Obblighi del coordinatore per l'esecuzione dei lavori** <sup>(279)</sup>

1. Durante la realizzazione dell'opera, il coordinatore per l'esecuzione dei lavori:

a) verifica, con opportune azioni di coordinamento e controllo, l'applicazione, da parte delle imprese esecutrici e dei lavoratori autonomi, delle disposizioni loro pertinenti contenute nel piano di sicurezza e di coordinamento di cui all'*articolo 100*, ove previsto, e la corretta applicazione delle relative procedure di lavoro; <sup>(275)</sup>

b) verifica l'idoneità del piano operativo di sicurezza, da considerare come piano complementare di dettaglio del piano di sicurezza e coordinamento di cui all'*articolo 100*, assicurandone la coerenza con quest'ultimo, ove previsto, adegua il piano di sicurezza e di coordinamento di cui all'*articolo 100*, ove previsto, e il fascicolo di cui all'*articolo 91*, comma 1, lettera b), in relazione all'evoluzione dei lavori ed alle eventuali modifiche intervenute, valutando le proposte delle imprese esecutrici dirette a migliorare la sicurezza in cantiere, verifica che le imprese esecutrici adeguino, se necessario, i rispettivi piani operativi di sicurezza; <sup>(276)</sup>

c) organizza tra i datori di lavoro, ivi compresi i lavoratori autonomi, la cooperazione ed il coordinamento delle attività nonché la loro reciproca informazione;

d) verifica l'attuazione di quanto previsto negli accordi tra le parti sociali al fine di realizzare il coordinamento tra i rappresentanti della sicurezza finalizzato al miglioramento della sicurezza in cantiere;

e) segnala al committente o al responsabile dei lavori, previa contestazione scritta alle imprese e ai lavoratori autonomi interessati, le inosservanze alle disposizioni degli *articoli 94, 95, 96 e 97*, comma 1, e alle prescrizioni del piano di cui all'*articolo 100*, ove previsto, e propone la sospensione dei lavori, l'allontanamento delle imprese o dei lavoratori autonomi dal cantiere, o la risoluzione del contratto. Nel caso in cui il committente o il responsabile dei lavori non adotti alcun provvedimento in merito alla segnalazione, senza fornire idonea motivazione, il coordinatore per l'esecuzione dà comunicazione dell'inadempienza alla azienda unità sanitaria locale e alla direzione provinciale del lavoro territorialmente competenti; <sup>(277)</sup>

f) sospende, in caso di pericolo grave e imminente, direttamente riscontrato, le singole lavorazioni fino alla verifica degli avvenuti adeguamenti effettuati dalle imprese interessate.

2. Nei casi di cui all'*articolo 90*, comma 5, il coordinatore per l'esecuzione, oltre a svolgere i compiti di cui al comma 1, redige il piano di sicurezza e di coordinamento e predispose il fascicolo, di cui all'*articolo 91*, comma 1, lettere a) e b), fermo restando quanto previsto al secondo periodo della medesima lettera b). <sup>(278)</sup>

---

(275) Lettera così modificata dall'art. 61, comma 1, lett. a), D.Lgs. 3 agosto 2009, n. 106.

(276) Lettera così modificata dall'art. 61, comma 1, lett. b), D.Lgs. 3 agosto 2009, n. 106.

(277) Lettera così modificata dall'art. 61, comma 1, lett. c), D.Lgs. 3 agosto 2009, n. 106.

(278) Comma così modificato dall'art. 61, comma 2, D.Lgs. 3 agosto 2009, n. 106.

(279) Vedi, anche, l'art. 9, comma 2, D.P.C.M. 28 novembre 2011, n. 231.

---

**Art. 93. Responsabilità dei committenti e dei responsabili dei lavori**

1. Il committente è esonerato dalle responsabilità connesse all'adempimento degli obblighi limitatamente all'incarico conferito al responsabile dei lavori. <sup>(280)</sup>

2. La designazione del coordinatore per la progettazione e del coordinatore per l'esecuzione dei lavori, non esonera il committente o il responsabile dei lavori dalle responsabilità connesse alla verifica dell'adempimento degli obblighi di cui agli *articoli 91, comma 1, e 92, comma 1, lettere a), b), c) d) ed e).* <sup>(281)</sup>

---

(280) Comma così modificato dall'art. 62, comma 1, lett. a), D.Lgs. 3 agosto 2009, n. 106.

(281) Comma così modificato dall'art. 62, comma 1, lett. b), D.Lgs. 3 agosto 2009, n. 106.

(...)

**Art. 104-bis Misure di semplificazione nei cantieri temporanei o mobili** <sup>(301) (302)</sup>

1. Con decreto del Ministro del lavoro e delle politiche sociali, di concerto con il Ministro delle infrastrutture e dei trasporti e con il Ministro della salute da adottare sentita la Commissione consultiva permanente per la salute e sicurezza sul lavoro, previa intesa in sede di Conferenza permanente per i rapporti tra lo Stato, le regioni e le province autonome di Trento e di Bolzano, sono individuati modelli semplificati per la redazione del piano operativo di sicurezza di cui all'articolo 89, comma 1, lettera h), del piano di sicurezza e di coordinamento di cui all'articolo 100, comma 1, e del fascicolo dell'opera di cui all'articolo 91, comma 1, lettera b), fermi restando i relativi obblighi. <sup>(303)</sup>

---

(301) Articolo inserito dall' art. 32, comma 1, lett. h), D.L. 21 giugno 2013, n. 69, convertito, con modificazioni, dalla L. 9 agosto 2013, n. 98.

(302) Vedi, anche, l' art. 32, comma 2, D.L. 21 giugno 2013, n. 69, convertito, con modificazioni, dalla L. 9 agosto 2013, n. 98.

(303) In attuazione di quanto disposto dal presente comma vedi il D.M. 9 settembre 2014.

---

(...)

**Allegato XVI****Fascicolo con le caratteristiche dell'opera****I. Introduzione.**

Il fascicolo predisposto la prima volta a cura del coordinatore per la progettazione, è eventualmente modificato nella fase esecutiva in funzione dell'evoluzione dei lavori ed è aggiornato a cura del committente a seguito delle modifiche intervenute in un'opera nel corso della sua esistenza. Per interventi su opere esistenti già dotate di fascicolo e che richiedono la designazione dei coordinatori, l'aggiornamento del fascicolo è predisposto a cura del coordinatore per la progettazione.

Per le opere di cui al *D.Lgs. n. 163 del 12 aprile 2006* e successive modifiche, il fascicolo tiene conto del piano di manutenzione dell'opera e delle sue parti, di cui all'*articolo 40 del decreto del Presidente della Repubblica 21 dicembre 1999, n. 554.*

Il fascicolo accompagna l'opera per tutta la sua durata di vita.

**II. Contenuti.**

Il fascicolo comprende 3 capitoli:

CAPITOLO I - la descrizione sintetica dell'opera e l'indicazione dei soggetti coinvolti (scheda I).

CAPITOLO II - l'individuazione dei rischi, delle misure preventive e protettive in dotazione dell'opera e di quelle ausiliarie, per gli interventi successivi prevedibili sull'opera, quali le manutenzioni ordinarie e straordinarie, nonché per gli altri interventi successivi già previsti o programmati (schede II-1, II-2 e II-3).

Le misure preventive e protettive in dotazione dell'opera sono le misure preventive e protettive incorporate nell'opera o a servizio della stessa, per la tutela della sicurezza e della salute dei lavoratori incaricati di eseguire i lavori successivi sull'opera.

Le misure preventive e protettive ausiliarie sono, invece, le altre misure preventive e protettive la cui adozione è richiesta ai datori di lavoro delle imprese esecutrici ed ai lavoratori autonomi incaricati di eseguire i lavori successivi sull'opera.

Al fine di definire le misure preventive e protettive in dotazione dell'opera e quelle ausiliarie, devono essere presi in considerazione almeno i seguenti elementi:

- a) accessi ai luoghi di lavoro;
- b) sicurezza dei luoghi di lavoro;
- c) impianti di alimentazione e di scarico;
- d) approvvigionamento e movimentazione materiali;
- e) approvvigionamento e movimentazione attrezzature;
- f) igiene sul lavoro;
- g) interferenze e protezione dei terzi.

Il fascicolo fornisce, inoltre, le informazioni sulle misure preventive e protettive in dotazione dell'opera, necessarie per pianificare la realizzazione in condizioni di sicurezza, nonché le informazioni riguardanti le modalità operative da adottare per:

- a) utilizzare le stesse in completa sicurezza;
- b) mantenerle in piena funzionalità nel tempo, individuandone in particolare le verifiche, gli interventi manutentivi necessari e la loro periodicità.

CAPITOLO III - i riferimenti alla documentazione di supporto esistente (schede III-1, III-2 e III-3).

## **CAPITOLO I**

### **Modalità per la descrizione dell'opera e l'individuazione dei soggetti interessati.**

1. Per la realizzazione di questa parte di fascicolo è utilizzata come riferimento la successiva scheda I, che è sottoscritta dal soggetto responsabile della sua compilazione.

#### **Scheda I**

##### **Descrizione sintetica dell'opera ed individuazione dei soggetti interessati**

Scarica il file

## **CAPITOLO II**

### **Individuazione dei rischi, delle misure preventive e protettive in dotazione dell'opera e di quelle ausiliarie.**

1. Per la realizzazione di questa parte di fascicolo sono utilizzate come riferimento le successive schede, che sono sottoscritte dal soggetto responsabile della sua compilazione.

2.1. La scheda II-1 è redatta per ciascuna tipologia di lavori prevedibile, prevista o programmata sull'opera, descrive i rischi individuati e, sulla base dell'analisi di ciascun punto critico (accessi ai luoghi di lavoro, sicurezza dei luoghi di lavoro, ecc.), indica le misure preventive e protettive in dotazione dell'opera e quelle ausiliarie. Tale scheda è corredata, quando necessario, con tavole allegate, contenenti le informazioni utili per la miglior comprensione delle misure preventive e protettive in dotazione dell'opera ed

indicanti le scelte progettuali effettuate allo scopo, come la portanza e la resistenza di solai e strutture, nonché il percorso e l'ubicazione di impianti e sottoservizi; qualora la complessità dell'opera lo richieda, le suddette tavole sono corredate da immagini, foto o altri documenti utili ad illustrare le soluzioni individuate.

2.2. La scheda II-2 è identica alla scheda II-1 ed è utilizzata per eventualmente adeguare il fascicolo in fase di esecuzione dei lavori ed ogniqualvolta sia necessario a seguito delle modifiche intervenute in un'opera nel corso della sua esistenza. Tale scheda sostituisce la scheda II-1, la quale è comunque conservata fino all'ultimazione dei lavori.

2.3. La scheda II-3 indica, per ciascuna misura preventiva e protettiva in dotazione dell'opera, le informazioni necessarie per pianificarne la realizzazione in condizioni di sicurezza, nonché consentire il loro utilizzo in completa sicurezza e permettere al committente il controllo della loro efficienza.

#### **Scheda II-1**

##### **Misure preventive e protettive in dotazione dell'opera ed ausiliarie**

Scarica il file

#### **Scheda II-2**

##### **Adeguamento delle misure preventive e protettive in dotazione dell'opera ed ausiliarie**

Scarica il file

#### **Scheda II-3**

##### **Informazioni sulle misure preventive e protettive in dotazione dell'opera necessarie per pianificarne la realizzazione in condizioni di sicurezza e modalità di utilizzo e di controllo dell'efficienza delle stesse**

Scarica il file

### **CAPITOLO III**

#### **Indicazioni per la definizione dei riferimenti della documentazione di supporto esistente.**

1. All'interno del fascicolo sono indicate le informazioni utili al reperimento dei documenti tecnici dell'opera che risultano di particolare utilità ai fini della sicurezza, per ogni intervento successivo sull'opera, siano essi elaborati progettuali, indagini specifiche o semplici informazioni; tali documenti riguardano:

- a) il contesto in cui è collocata;
- b) la struttura architettonica e statica;
- c) gli impianti installati.

2. Qualora l'opera sia in possesso di uno specifico libretto di manutenzione contenente i documenti sopra citati ad esso si rimanda per i riferimenti di cui sopra.

3. Per la realizzazione di questa parte di fascicolo sono utilizzate come riferimento le successive schede, che sono sottoscritte dal soggetto responsabile della sua compilazione.

#### **Scheda III-1**

##### **Elenco e collocazione degli elaborati tecnici relativi all'opera nel proprio contesto**

Scarica il file

#### **Scheda III-2**

##### **Elenco e collocazione degli elaborati tecnici relativi alla struttura architettonica e statica dell'opera**

Scarica il file

**Scheda III-3**

**Elenco e collocazione degli elaborati tecnici relativi agli impianti dell'opera**

Scarica il file

(...)

**D.P.R. 6 giugno 2001, n. 380 recante: "Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia (Testo A)"**

(1) *Publicato nella Gazz. Uff. 20 ottobre 2001, n. 245, S.O.*

(2) *Vedi, anche, l'Accordo 12 giugno 2014, n. 67/CU.*

**IL PRESIDENTE DELLA REPUBBLICA**

Visti gli *articoli 76 e 87 della Costituzione*;

Visti gli *articoli 16 e 17, comma 2, della legge 23 agosto 1988, n. 400*;

Visto l'*articolo 7 della legge 8 marzo 1999, n. 50, come modificato dall'articolo 1, comma 6, lettere d) ed e), della legge 24 novembre 2000, n. 340*;

Visto il punto 2 dell'allegato n. 3 della *legge 8 marzo 1999, n. 50*;

Visto l'*articolo 20 della legge 15 marzo 1997, n. 59, allegato 1, n. 105 e n. 112-quinquies*;

Visto l'*articolo 1 della legge 16 giugno 1998, n. 191*;

Vista la *legge 24 novembre 2000, n. 340, allegato A, nn. 12, 14, 46, 47, 48, 51 e 52*;

Visti gli *articoli 14, 16, 19 e 20 della legge 7 agosto 1990, n. 241, e successive modificazioni*;

Visto il decreto legislativo recante testo unico delle disposizioni legislative in materia di edilizia;

Visto il decreto del Presidente della Repubblica recante testo unico delle disposizioni regolamentari in materia di edilizia;

Vista la *legge 17 agosto 1942, n. 1150, e successive modificazioni*;

Vista la *legge 28 gennaio 1977, n. 10, e successive modificazioni*;

Vista la *legge 28 febbraio 1985, n. 47, e successive modificazioni*;

Visto il *decreto legislativo 18 agosto 2000, n. 267*;

Visto il *decreto-legge 23 gennaio 1982, n. 9, convertito, con modificazioni, dalla legge 25 marzo 1982, n. 94*;

Visto l'*articolo 4 del decreto-legge 5 ottobre 1993, n. 398, convertito, con modificazioni, dalla legge 4 dicembre 1993, n. 493, e successive modificazioni*;

Visto il *decreto legislativo 29 ottobre 1999, n. 490*;

Visto il *regio decreto 27 luglio 1934, n. 1265, e successive modificazioni*;

Vista la *legge 5 novembre 1971, n. 1086, e successive modificazioni*;

Vista la *legge 2 febbraio 1974, n. 64, e successive modificazioni*;

Vista la *legge 9 gennaio 1989, n. 13, e successive modificazioni*;

Visto l'*articolo 24 della legge 5 febbraio 1992, n. 104, e successive modificazioni*;

Vista la *legge 5 marzo 1990, n. 46*, e successive modificazioni;

Viste le preliminari deliberazioni del Consiglio dei Ministri, adottate nelle riunioni del 16 febbraio 2001 e del 4 aprile 2001;

Sentita la Conferenza unificata ai sensi dell'*art. 9, comma 3, del decreto legislativo 28 agosto 1997, n. 281*;

Udito il parere del Consiglio di Stato espresso nella sezione consultiva per gli atti normativi nell'adunanza generale del 29 marzo 2001;

ACQUISITO il parere della competente Commissione della Camera dei deputati e decorso inutilmente il termine per il rilascio del parere da parte della competente commissione del Senato della Repubblica;

VISTA la deliberazione del Consiglio dei Ministri, adottata nella riunione del 24 maggio 2001;

SU PROPOSTA del Presidente del Consiglio dei Ministri e del Ministro per la funzione pubblica, di concerto con i Ministri per gli affari regionali, per i lavori pubblici e per i beni e le attività culturali;

E M A N A

il seguente decreto:

---

## **Parte I**

### **Attività edilizia**

#### **Titolo I**

#### **Disposizioni generali**

##### **Capo I**

#### **Attività edilizia**

##### **Art. 1 (L) Ambito di applicazione**

1. Il presente testo unico contiene i principi fondamentali e generali e le disposizioni per la disciplina dell'attività edilizia.
2. Restano ferme le disposizioni in materia di tutela dei beni culturali e ambientali contenute nel *decreto legislativo 29 ottobre 1999, n. 490*, la normativa di tutela dell'assetto idrogeologico e le altre normative di settore aventi incidenza sulla disciplina dell'attività edilizia. <sup>(4)</sup>
3. Sono fatte salve altresì le disposizioni di cui agli *articoli 24 e 25 del decreto legislativo 31 marzo 1998, n. 112*, ed alle relative norme di attuazione, in materia di realizzazione, ampliamento, ristrutturazione e riconversione di impianti produttivi.

---

(4) Comma così modificato dall' *art. 54, comma 1, lett. a), L. 28 dicembre 2015, n. 221*.

(commento di giurisprudenza)

##### **Art. 2 (L) Competenze delle regioni e degli enti locali**

1. Le regioni esercitano la potestà legislativa concorrente in materia edilizia nel rispetto dei principi fondamentali della legislazione statale desumibili dalle disposizioni contenute nel testo unico.



2. Le regioni a statuto speciale e le province autonome di Trento e di Bolzano esercitano la propria potestà legislativa esclusiva, nel rispetto e nei limiti degli statuti di autonomia e delle relative norme di attuazione.
3. Le disposizioni, anche di dettaglio, del presente testo unico, attuative dei principi di riordino in esso contenuti operano direttamente nei riguardi delle regioni a statuto ordinario, fino a quando esse non si adeguano ai principi medesimi.
4. I comuni, nell'ambito della propria autonomia statutaria e normativa di cui all'*art. 3 del d.lgs. 18 agosto 2000, n. 267*, disciplinano l'attività edilizia.
5. In nessun caso le norme del presente testo unico possono essere interpretate nel senso della attribuzione allo Stato di funzioni e compiti trasferiti, delegati o comunque conferiti alle regioni e agli enti locali dalle disposizioni vigenti alla data della sua entrata in vigore.

---

**Art. 2-bis (L) Deroghe in materia di limiti di distanza tra fabbricati <sup>(5)</sup>**

1. Ferma restando la competenza statale in materia di ordinamento civile con riferimento al diritto di proprietà e alle connesse norme del codice civile e alle disposizioni integrative, le regioni e le province autonome di Trento e di Bolzano possono prevedere, con proprie leggi e regolamenti, disposizioni derogatorie al *decreto del Ministro dei lavori pubblici 2 aprile 1968, n. 1444*, e possono dettare disposizioni sugli spazi da destinare agli insediamenti residenziali, a quelli produttivi, a quelli riservati alle attività collettive, al verde e ai parcheggi, nell'ambito della definizione o revisione di strumenti urbanistici comunque funzionali a un assetto complessivo e unitario o di specifiche aree territoriali.

---

(5) Articolo inserito dall' art. 30, comma 1, lett. 0a), D.L. 21 giugno 2013, n. 69, convertito, con modificazioni, dalla L. 9 agosto 2013, n. 98; per l'applicazione di tale disposizione vedi il comma 6 dell'art. 30 del medesimo D.L. n. 69/2013.

---

**Art. 3 (L) Definizioni degli interventi edilizi (legge 5 agosto 1978, n. 457, art. 31)**

1. Ai fini del presente testo unico si intendono per:

- a) "interventi di manutenzione ordinaria", gli interventi edilizi che riguardano le opere di riparazione, rinnovamento e sostituzione delle finiture degli edifici e quelle necessarie ad integrare o mantenere in efficienza gli impianti tecnologici esistenti;
- b) "interventi di manutenzione straordinaria", le opere e le modifiche necessarie per rinnovare e sostituire parti anche strutturali degli edifici, nonché per realizzare ed integrare i servizi igienico-sanitari e tecnologici, sempre che non alterino la volumetria complessiva degli edifici e non comportino modifiche delle destinazioni di uso. Nell'ambito degli interventi di manutenzione straordinaria sono ricompresi anche quelli consistenti nel frazionamento o accorpamento delle unità immobiliari con esecuzione di opere anche se comportanti la variazione delle superfici delle singole unità immobiliari nonché del carico urbanistico purché non sia modificata la volumetria complessiva degli edifici e si mantenga l'originaria destinazione di uso; <sup>(6)</sup>
- c) "interventi di restauro e di risanamento conservativo", gli interventi edilizi rivolti a conservare l'organismo edilizio e ad assicurarne la funzionalità mediante un insieme sistematico di opere che, nel rispetto degli elementi tipologici, formali e strutturali dell'organismo stesso, ne consentano destinazioni d'uso con essi compatibili. Tali interventi comprendono il consolidamento, il ripristino e il rinnovo degli elementi costitutivi dell'edificio, l'inserimento degli elementi accessori e degli impianti richiesti dalle esigenze dell'uso, l'eliminazione degli elementi estranei all'organismo edilizio;
- d) "interventi di ristrutturazione edilizia", gli interventi rivolti a trasformare gli organismi edilizi mediante un insieme sistematico di opere che possono portare ad un organismo edilizio in tutto o in parte diverso dal precedente. Tali interventi comprendono il ripristino o la sostituzione di alcuni elementi costitutivi dell'edificio, l'eliminazione, la modifica e l'inserimento di nuovi elementi ed impianti. Nell'ambito degli interventi di ristrutturazione edilizia sono ricompresi anche quelli consistenti nella demolizione e ricostruzione con la stessa volumetria di quello preesistente, fatte salve le sole innovazioni necessarie per l'adeguamento alla normativa antisismica nonché quelli volti al ripristino di edifici, o parti di essi, eventualmente crollati o demoliti, attraverso la loro ricostruzione, purché sia possibile accertarne la preesistente consistenza. Rimane fermo che, con riferimento agli immobili sottoposti a vincoli ai sensi del *decreto legislativo 22 gennaio 2004, n. 42* e successive modificazioni, gli interventi di demolizione e ricostruzione e gli interventi di ripristino di edifici crollati o demoliti costituiscono interventi di ristrutturazione edilizia soltanto ove sia rispettata la medesima sagoma dell'edificio preesistente; <sup>(6)</sup>

e) "interventi di nuova costruzione", quelli di trasformazione edilizia e urbanistica del territorio non rientranti nelle categorie definite alle lettere precedenti. Sono comunque da considerarsi tali:

e.1) la costruzione di manufatti edilizi fuori terra o interrati, ovvero l'ampliamento di quelli esistenti all'esterno della sagoma esistente, fermo restando, per gli interventi pertinenziali, quanto previsto alla lettera e.6);

e.2) gli interventi di urbanizzazione primaria e secondaria realizzati da soggetti diversi dal comune;

e.3) la realizzazione di infrastrutture e di impianti, anche per pubblici servizi, che comporti la trasformazione in via permanente di suolo ineditato;

e.4) l'installazione di torri e tralicci per impianti radio-ricetrasmittenti e di ripetitori per i servizi di telecomunicazione;

e.5) l'installazione di manufatti leggeri, anche prefabbricati, e di strutture di qualsiasi genere, quali roulotte, campers, case mobili, imbarcazioni, che siano utilizzati come abitazioni, ambienti di lavoro, oppure come depositi, magazzini e simili, ad eccezione di quelli che siano diretti a soddisfare esigenze meramente temporanee o siano ricompresi in strutture ricettive all'aperto per la sosta e il soggiorno dei turisti, previamente autorizzate sotto il profilo urbanistico, edilizio e, ove previsto, paesaggistico, in conformità alle normative regionali di settore; <sup>(7)</sup>

e.6) gli interventi pertinenziali che le norme tecniche degli strumenti urbanistici, in relazione alla zonizzazione e al pregio ambientale e paesaggistico delle aree, qualifichino come interventi di nuova costruzione, ovvero che comportino la realizzazione di un volume superiore al 20% del volume dell'edificio principale;

e.7) la realizzazione di depositi di merci o di materiali, la realizzazione di impianti per attività produttive all'aperto ove comportino l'esecuzione di lavori cui consegua la trasformazione permanente del suolo ineditato;

f) gli "interventi di ristrutturazione urbanistica", quelli rivolti a sostituire l'esistente tessuto urbanistico - edilizio con altro diverso, mediante un insieme sistematico di interventi edilizi, anche con la modificazione del disegno dei lotti, degli isolati e della rete stradale.

2. Le definizioni di cui al comma 1 prevalgono sulle disposizioni degli strumenti urbanistici generali e dei regolamenti edilizi. Resta ferma la definizione di restauro prevista dall'*articolo 34 del decreto legislativo 29 ottobre 1999, n. 490*.

(6) Lettera così modificata dall'art. 1, comma 1, lett. a), D.Lgs. 27 dicembre 2002, n. 301 e, successivamente, dall'art. 30, comma 1, lett. a), D.L. 21 giugno 2013, n. 69, convertito, con modificazioni, dalla L. 9 agosto 2013, n. 98; per l'applicazione di tale ultima disposizione vedi il comma 6 dell'art. 30 del medesimo D.L. n. 69/2013.

(7) Lettera così modificata dall'art. 41, comma 4, D.L. 21 giugno 2013, n. 69, convertito, con modificazioni, dalla L. 9 agosto 2013, n. 98, dall'art. 10-ter, comma 1, D.L. 28 marzo 2014, n. 47, convertito, con modificazioni, dalla L. 23 maggio 2014, n. 80 e, successivamente, dall'art. 52, comma 2, L. 28 dicembre 2015, n. 221. Peraltro, la Corte costituzionale, con sentenza 9 giugno-24 luglio 2015, n. 189 (Gazz. Uff. 29 luglio 2015, n. 30 – Prima serie speciale), ha dichiarato, tra l'altro, l'illegittimità costituzionale del citato art. 41, comma 4, D.L. n. 69/2013.

(8) Lettera così modificata dall'art. 17, comma 1, lett. a), nn. 1) e 2), D.L. 12 settembre 2014, n. 133, convertito, con modificazioni, dalla L. 11 novembre 2014, n. 164.

### **Art. 3-bis** *Interventi di conservazione* <sup>(9)</sup>

1. Lo strumento urbanistico individua gli edifici esistenti non più compatibili con gli indirizzi della pianificazione. In tal caso l'amministrazione comunale può favorire, in alternativa all'espropriazione, la riqualificazione delle aree attraverso forme di compensazione incidenti sull'area interessata e senza aumento della superficie coperta, rispondenti al pubblico interesse e comunque rispettose dell'imparzialità e del buon andamento dell'azione amministrativa. Nelle more dell'attuazione del piano, resta salva la facoltà del proprietario di eseguire tutti gli interventi conservativi, ad eccezione della demolizione e successiva ricostruzione non giustificata da obiettive ed improrogabili ragioni di ordine statico od igienico sanitario.

(9) Articolo inserito dall'art. 17, comma 1, lett. b), D.L. 12 settembre 2014, n. 133, convertito, con modificazioni, dalla L. 11 novembre 2014, n. 164.

### **Art. 4 (L)** *Regolamenti edilizi comunali (legge 17 agosto 1942, n. 1150, art. 33)*

1. Il regolamento che i comuni adottano ai sensi dell'*articolo 2*, comma 4, deve contenere la disciplina delle modalità costruttive, con particolare riguardo al rispetto delle normative tecnico-estetiche, igienico-sanitarie, di sicurezza e vivibilità degli immobili e delle pertinenze degli stessi.

[1-bis. A decorrere dal 1° gennaio 2011, nel regolamento di cui al comma 1, ai fini del rilascio del permesso di costruire, deve essere prevista, per gli edifici di nuova costruzione, l'installazione di impianti per la produzione di energia elettrica da fonti rinnovabili, in modo tale da garantire una produzione energetica non inferiore a 1 kW per ciascuna unità abitativa, compatibilmente con la realizzabilità tecnica dell'intervento. Per i fabbricati industriali, di estensione superficiale non inferiore a 100 metri quadrati, la produzione energetica minima è di 5 kW. <sup>(11)</sup> <sup>(10)</sup> ]

1-ter. Entro il 31 dicembre 2017, i comuni adeguano il regolamento di cui al comma 1 prevedendo, con decorrenza dalla medesima data, che ai fini del conseguimento del titolo abilitativo edilizio sia obbligatoriamente prevista, per gli edifici di nuova costruzione ad uso diverso da quello residenziale con superficie utile superiore a 500 metri quadrati e per i relativi interventi di ristrutturazione edilizia di primo livello di cui all'*allegato 1, punto 1.4.1 del decreto del Ministero dello sviluppo economico 26 giugno 2015*, nonché per gli edifici residenziali di nuova costruzione con almeno 10 unità abitative e per i relativi interventi di ristrutturazione edilizia di primo livello di cui all'*allegato 1, punto 1.4.1 del decreto del Ministero dello sviluppo economico 26 giugno 2015*, la predisposizione all'allaccio per la possibile installazione di infrastrutture elettriche per la ricarica dei veicoli idonee a permettere la connessione di una vettura da ciascuno spazio a parcheggio coperto o scoperto e da ciascun box per auto, siano essi pertinenziali o no, in conformità alle disposizioni edilizie di dettaglio fissate nel regolamento stesso e, relativamente ai soli edifici residenziali di nuova costruzione con almeno 10 unità abitative, per un numero di spazi a parcheggio e box auto non inferiore al 20 per cento di quelli totali. <sup>(15)</sup>

1-quater. Decorso inutilmente il termine di cui al comma 1-ter del presente articolo, le regioni applicano, in relazione ai titoli abilitativi edilizi difformi da quanto ivi previsto, i poteri inibitori e di annullamento stabiliti nelle rispettive leggi regionali o, in difetto di queste ultime, provvedono ai sensi dell'*articolo 39*. <sup>(12)</sup>

1-quinquies. Le disposizioni di cui ai commi 1-ter e 1-quater non si applicano agli immobili di proprietà delle amministrazioni pubbliche. <sup>(12)</sup>

1-sexies. Il Governo, le regioni e le autonomie locali, in attuazione del principio di leale collaborazione, concludono in sede di Conferenza unificata accordi ai sensi dell'*articolo 9 del decreto legislativo 28 agosto 1997, n. 281*, o intese ai sensi dell'*articolo 8 della legge 5 giugno 2003, n. 131*, per l'adozione di uno schema di regolamento edilizio-tipo, al fine di semplificare e uniformare le norme e gli adempimenti. Ai sensi dell'*articolo 117, secondo comma, lettere e) e m)*, della Costituzione, tali accordi costituiscono livello essenziale delle prestazioni, concernenti la tutela della concorrenza e i diritti civili e sociali che devono essere garantiti su tutto il territorio nazionale. Il regolamento edilizio-tipo, che indica i requisiti prestazionali degli edifici, con particolare riguardo alla sicurezza e al risparmio energetico, è adottato dai comuni nei termini fissati dai suddetti accordi, comunque entro i termini previsti dall'*articolo 2 della legge 7 agosto 1990, n. 241*, e successive modificazioni. <sup>(13)</sup> <sup>(14)</sup>

2. Nel caso in cui il comune intenda istituire la Commissione edilizia, il regolamento indica gli interventi sottoposti al preventivo parere di tale organo consultivo.

---

<sup>(10)</sup> Comma abrogato dall'*art. 11, comma 5, lett. a), D.Lgs. 3 marzo 2011, n. 28*, a decorrere dal 29 marzo 2011, ai sensi di quanto disposto dall'*art. 47, comma 1, del medesimo D.Lgs. 28/2011*.

<sup>(11)</sup> Comma inserito dall'*art. 1, comma 350, L. 27 dicembre 2006, n. 296*, a decorrere dal 1° gennaio 2007, sostituito dall'*art. 1, comma 289, L. 24 dicembre 2007, n. 244*, a decorrere dal 1° gennaio 2008 e, successivamente così modificato dall'*art. 29, comma 1-octies, D.L. 30 dicembre 2008, n. 207*, convertito, con modificazioni, dalla *L. 27 febbraio 2009, n. 14* e dall'*art. 8, comma 4-bis, D.L. 30 dicembre 2009, n. 194*, convertito, con modificazioni, dalla *L. 26 febbraio 2010, n. 25*.

<sup>(12)</sup> Comma inserito dall'*art. 17-quinquies, comma 1, D.L. 22 giugno 2012, n. 83*, convertito, con modificazioni, dalla *L. 7 agosto 2012, n. 134*.

<sup>(13)</sup> Comma inserito dall'*art. 17-bis, comma 1, D.L. 12 settembre 2014, n. 133*, convertito, con modificazioni, dalla *L. 11 novembre 2014, n. 164*.

<sup>(14)</sup> In attuazione di quanto disposto dal presente comma vedi l'*Intesa 20 ottobre 2016, n. 125/CU*.

<sup>(15)</sup> Comma inserito dall'*art. 17-quinquies, comma 1, D.L. 22 giugno 2012, n. 83*, convertito, con modificazioni, dalla *L. 7 agosto 2012, n. 134*, e, successivamente, così sostituito dall'*art. 15, comma 1, D.Lgs. 16 dicembre 2016, n. 257*, a decorrere dal 14 gennaio 2017, ai sensi di quanto disposto dall'*art. 24, comma 2, del medesimo D.Lgs. n. 257/2016*.

---

**Art. 5 (R)** Sportello unico per l'edilizia (decreto-legge 5 ottobre 1993, n. 398, art. 4, commi 1, 2, 3, 4, 5 e 6, convertito, con modificazioni, dalla legge 4 dicembre 1993, n. 493; art. 220, regio decreto 27 luglio 1934, n. 1265)

1. Le amministrazioni comunali, nell'ambito della propria autonomia organizzativa, provvedono, anche mediante esercizio in forma associata delle strutture ai sensi del capo V, Titolo II, del *d.lgs. 18 agosto 2000, n. 267*, ovvero accorpamento, disarticolazione, soppressione di uffici o organi già esistenti, a costituire un ufficio denominato sportello unico per l'edilizia, che cura tutti i rapporti fra il privato, l'amministrazione e, ove occorra, le altre amministrazioni tenute a pronunciarsi in ordine all'intervento edilizio oggetto della richiesta di permesso o di segnalazione certificata di inizio attività <sup>(22)</sup>. <sup>(16)</sup>

1-bis. (L) Lo sportello unico per l'edilizia costituisce l'unico punto di accesso per il privato interessato in relazione a tutte le vicende amministrative riguardanti il titolo abilitativo e l'intervento edilizio oggetto dello stesso, che fornisce una risposta tempestiva in luogo di tutte le pubbliche amministrazioni, comunque coinvolte. Acquisisce altresì presso le amministrazioni competenti, anche mediante conferenza di servizi ai sensi degli articoli 14, 14-bis, 14-ter, 14-quater e 14-quinquies della *legge 7 agosto 1990, n. 241*, e successive modificazioni, gli atti di assenso, comunque denominati, delle amministrazioni preposte alla tutela ambientale, paesaggistico-territoriale, del patrimonio storico-artistico, dell'assetto idrogeologico o alla tutela della salute e della pubblica incolumità. Resta comunque ferma la competenza dello sportello unico per le attività produttive definita dal regolamento di cui al *decreto del Presidente della Repubblica 7 settembre 2010, n. 160*. <sup>(23)</sup>

1-ter Le comunicazioni al richiedente sono trasmesse esclusivamente dallo sportello unico per l'edilizia; gli altri uffici comunali e le amministrazioni pubbliche diverse dal comune, che sono interessati al procedimento, non possono trasmettere al richiedente atti autorizzatori, nulla osta, pareri o atti di consenso, anche a contenuto negativo, comunque denominati e sono tenuti a trasmettere immediatamente allo sportello unico per l'edilizia le denunce, le domande, le segnalazioni, gli atti e la documentazione ad esse eventualmente presentati, dandone comunicazione al richiedente. <sup>(19)</sup>

2. (L) Tale ufficio provvede in particolare:

a) alla ricezione delle denunce di inizio attività e delle domande per il rilascio di permessi di costruire e di ogni altro atto di assenso comunque denominato in materia di attività edilizia, ivi compreso il certificato di agibilità, nonché dei progetti approvati dalla Soprintendenza ai sensi e per gli effetti degli *articoli 36, 38 e 46 del decreto legislativo 29 ottobre 1999, n. 490*;

b) a fornire informazioni sulle materie di cui alla lettera a), anche mediante predisposizione di un archivio informatico contenente i necessari elementi normativi, che consenta a chi vi abbia interesse l'accesso gratuito, anche in via telematica, alle informazioni sugli adempimenti necessari per lo svolgimento delle procedure previste dal presente testo unico, all'elenco delle domande presentate, allo stato del loro iter procedurale, nonché a tutte le possibili informazioni utili disponibili;

c) all'adozione, nelle medesime materie, dei provvedimenti in tema di accesso ai documenti amministrativi in favore di chiunque vi abbia interesse ai sensi degli *articoli 22 e seguenti della legge 7 agosto 1990, n. 241*, nonché delle norme comunali di attuazione;

d) al rilascio dei permessi di costruire, nonché delle certificazioni attestanti le prescrizioni normative e le determinazioni provvedimenti a carattere urbanistico, paesaggistico-ambientale, edilizio, idrogeologico e di qualsiasi altro tipo comunque rilevanti ai fini degli interventi di trasformazione edilizia del territorio; <sup>(27)</sup>

e) alla cura dei rapporti tra l'amministrazione comunale, il privato e le altre amministrazioni chiamate a pronunciarsi in ordine all'intervento edilizio oggetto dell'istanza o denuncia, con particolare riferimento agli adempimenti connessi all'applicazione della parte II del presente testo unico. <sup>(24)</sup>

3. Lo sportello unico per l'edilizia acquisisce ai sensi degli *articoli 14, 14-bis, 14-ter, 14-quater e 14-quinquies della legge 7 agosto 1990, n. 241*, e successive modificazioni, gli atti di assenso, comunque denominati, necessari ai fini della realizzazione dell'intervento edilizio. Nel novero di tali assensi rientrano, in particolare: <sup>(25)</sup>

[a] il parere dell'azienda sanitaria locale (ASL), nel caso in cui non possa essere sostituito da una dichiarazione ai sensi dell'articolo 20, comma 1; <sup>(28)</sup>

b) il parere dei vigili del fuoco, ove necessario, in ordine al rispetto della normativa antincendio;

c) le autorizzazioni e le certificazioni del competente ufficio tecnico della regione, per le costruzioni in zone sismiche di cui agli *articoli 61, 62 e 94*;

d) l'assenso dell'amministrazione militare per le costruzioni nelle zone di salvaguardia contigue ad opere di difesa dello Stato o a stabilimenti militari, di cui all'articolo 333 del codice dell'ordinamento militare, di cui al *decreto legislativo 15 marzo 2010, n. 66*;

e) l'autorizzazione del direttore della circoscrizione doganale in caso di costruzione, spostamento e modifica di edifici nelle zone di salvaguardia in prossimità della linea doganale e nel mare territoriale, ai sensi e per gli effetti dell'*articolo 19 del decreto legislativo 8 novembre 1990, n. 374*;

f) l'autorizzazione dell'autorità competente per le costruzioni su terreni confinanti con il demanio marittimo, ai sensi e per gli effetti dell'articolo 55 del codice della navigazione;

g) gli atti di assenso, comunque denominati, previsti per gli interventi edilizi su immobili vincolati ai sensi del codice dei beni culturali e del paesaggio, di cui al *decreto legislativo 22 gennaio 2004, n. 42*; <sup>(26)</sup>

h) il parere vincolante della Commissione per la salvaguardia di Venezia, ai sensi e per gli effetti dell'*articolo 6 della legge 16 aprile 1973, n. 171*, e successive modificazioni, salvi i casi in cui vi sia stato l'adeguamento al piano comprensoriale previsto dall'articolo 5 della stessa legge, per l'attività edilizia nella laguna veneta nonché nel territorio dei centri storici di Chioggia e di Sottomarina e nelle isole di Pellestrina, Lido e Sant'Erasmo;

i) il parere dell'autorità competente in materia di assetti e vincoli idrogeologici;

l) gli assensi in materia di servitù viarie, ferroviarie, portuali e aeroportuali;

m) il nulla osta dell'autorità competente ai sensi dell'*articolo 13 della legge 6 dicembre 1991, n. 394*, in materia di aree naturali protette. <sup>(20)</sup>

3-bis. Restano ferme le disposizioni in materia di sicurezza nei luoghi di lavoro di cui all'articolo 67 del *decreto legislativo 9 aprile 2008, n. 81*. <sup>(29)</sup>

[4. L'ufficio cura altresì, gli incumbenti necessari ai fini dell'acquisizione, anche mediante conferenza di servizi ai sensi degli *articoli 14, 14-bis, 14-ter, 14-quater della legge 7 agosto 1990, n. 241*, degli atti di assenso, comunque denominati, necessari ai fini della realizzazione dell'intervento edilizio. Nel novero di detti assensi rientrano, in particolare:

a) le autorizzazioni e certificazioni del competente ufficio tecnico della regione, per le costruzioni in zone sismiche di cui agli *articoli 61, 94 e 62*;

b) l'assenso dell'amministrazione militare per le costruzioni nelle zone di salvaguardia contigue ad opere di difesa dello Stato o a stabilimenti militari, di cui all' *articolo 333 del codice dell'ordinamento militare*; <sup>(17)</sup>

c) l'autorizzazione del direttore della circoscrizione doganale in caso di costruzione, spostamento e modifica di edifici nelle zone di salvaguardia in prossimità della linea doganale e nel mare territoriale, ai sensi e per gli effetti dell'*articolo 19 del decreto legislativo 8 novembre 1990, n. 374*;

d) l'autorizzazione dell'autorità competente per le costruzioni su terreni confinanti con il demanio marittimo, ai sensi e per gli effetti dell'articolo 55 del codice della navigazione;

e) gli atti di assenso, comunque denominati, previsti per gli interventi edilizi su immobili vincolati ai sensi degli *articoli 21, 23, 24, e 151 del decreto legislativo 29 ottobre 1999, n. 490*, fermo restando che, in caso di dissenso manifestato dall'amministrazione preposta alla tutela dei beni culturali, si procede ai sensi dell'*articolo 25 del decreto legislativo 29 ottobre 1999, n. 490*;

f) il parere vincolante della Commissione per la salvaguardia di Venezia, ai sensi e per gli effetti dell'*articolo 6 della legge 16 aprile 1973, n. 171*, e successive modificazioni, salvi i casi in cui vi sia stato l'adeguamento al piano comprensoriale previsto dall'*articolo 5 della stessa legge*, per l'attività edilizia nella laguna veneta, nonché nel territorio dei centri storici di Chioggia e di Sottomarina e nelle isole di Pellestrina, Lido e Sant'Erasmo;

g) il parere dell'autorità competente in tema di assetti e vincoli idrogeologici;

h) gli assensi in materia di servitù viarie, ferroviarie, portuali ed aeroportuali;

i) il nulla-osta dell'autorità competente ai sensi dell'*articolo 13 della legge 6 dicembre 1991, n. 394*, in tema di aree naturali protette. <sup>(21)</sup> ]

4-bis. Lo sportello unico per l'edilizia accetta le domande, le dichiarazioni, le segnalazioni, le comunicazioni e i relativi elaborati tecnici o allegati presentati dal richiedente con modalità telematica e provvede all'inoltro telematico della documentazione alle altre amministrazioni che intervengono nel procedimento, le quali adottano modalità telematiche di ricevimento e di trasmissione in conformità alle modalità tecniche individuate ai sensi dell' *articolo 34-quinquies del decreto-legge 10 gennaio 2006, n. 4*, convertito, con modificazioni, dalla *legge 9 marzo 2006, n. 80*. Tali modalità assicurano l'interoperabilità con le regole tecniche definite dal regolamento ai sensi dell' *articolo 38, comma 3, del decreto-legge 25 giugno 2008, n. 112*, convertito, con modificazioni, dalla *legge 6 agosto 2008, n. 133*, e successive modificazioni. Ai predetti adempimenti si provvede nell'ambito delle risorse umane, strumentali e finanziarie disponibili a legislazione vigente, senza nuovi o maggiori oneri a carico della finanza pubblica. <sup>(18)</sup>

(16) *Comma così corretto da Comunicato 13 novembre 2001, pubblicato nella G.U. 13 novembre 2001, n. 264.*

(17) *Lettera così modificata dall'art. 2127, comma 1, D.Lgs. 15 marzo 2010, n. 66, con la decorrenza prevista dall'art. 2272, comma 1 del medesimo D.Lgs. 66/2010.*

(18) *Comma aggiunto dall'art. 5, comma 2, lett. a), n. 1-bis), D.L. 13 maggio 2011, n. 70, convertito, con modificazioni, dalla L. 12 luglio 2011, n. 106.*

(19) *Comma inserito dall' art. 13, comma 2, lett. a), n. 1), D.L. 22 giugno 2012, n. 83, convertito, con modificazioni, dalla L. 7 agosto 2012, n. 134.*

(20) *Comma modificato dall' art. 5, comma 2, lett. a), n. 1), D.L. 13 maggio 2011, n. 70, convertito, con modificazioni, dalla L. 12 luglio 2011, n. 106 e, successivamente, così sostituito dall' art. 13, comma 2, lett. a), n. 2), D.L. 22 giugno 2012, n. 83, convertito, con modificazioni, dalla L. 7 agosto 2012, n. 134.*

(21) *Comma abrogato dall' art. 13, comma 2, lett. a), n. 3), D.L. 22 giugno 2012, n. 83, convertito, con modificazioni, dalla L. 7 agosto 2012, n. 134.*

(22) *Nel presente provvedimento, ad eccezione degli articoli 22, 23 e 24, comma 3, l'espressione «denuncia di inizio attività» è stata sostituita da: «segnalazione certificata di inizio attività», ai sensi di quanto disposto dall' art. 17, comma 2, D.L. 12 settembre 2014, n. 133, convertito, con modificazioni, dalla L. 11 novembre 2014, n. 164.*

(23) *Comma inserito dall' art. 13, comma 2, lett. a), n. 1), D.L. 22 giugno 2012, n. 83, convertito, con modificazioni, dalla L. 7 agosto 2012, n. 134 e, successivamente, così sostituito dall' art. 54, comma 1, lett. b), n. 1), L. 28 dicembre 2015, n. 221.*

(24) *Comma così sostituito dall' art. 54, comma 1, lett. b), n. 2), L. 28 dicembre 2015, n. 221.*

(25) *Alinea modificato dall' art. 2, comma 1, lett. a), n. 1), D.Lgs. 30 giugno 2016, n. 127; per l'applicazione di tale disposizione vedi l' art. 7, comma 1 del medesimo D.Lgs. n. 127/2016. Successivamente, il presente alinea è stato così modificato dall' art. 3, comma 1, lett. a), n. 2), D.Lgs. 25 novembre 2016, n. 222.*

(26) *Lettera così modificata dall' art. 2, comma 1, lett. a), n. 2), D.Lgs. 30 giugno 2016, n. 127; per l'applicazione di tale disposizione vedi l' art. 7, comma 1 del medesimo D.Lgs. n. 127/2016.*

(27) *Lettera così modificata dall' art. 3, comma 1, lett. a), n. 1), D.Lgs. 25 novembre 2016, n. 222.*

(28) *Lettera soppressa dall' art. 3, comma 1, lett. a), n. 3), D.Lgs. 25 novembre 2016, n. 222.*

(29) *Comma inserito dall' art. 3, comma 1, lett. a), n. 4), D.Lgs. 25 novembre 2016, n. 222.*

## **Titolo II**

### **Titoli abilitativi**

#### **Capo I**

#### **Disposizioni generali**

**Art. 6 (L)** *Attività edilizia libera (legge 28 gennaio 1977, n. 10, art. 9, lettera c); legge 9 gennaio 1989, n. 13, art. 7, commi 1 e 2; decreto-legge 23 gennaio 1982, n. 9, art. 7, comma 4, convertito, con modificazioni, dalla legge 25 marzo 1982, n. 94) <sup>(30)</sup>*

1. Fatte salve le prescrizioni degli strumenti urbanistici comunali, e comunque nel rispetto delle altre normative di settore aventi incidenza sulla disciplina dell'attività edilizia e, in particolare, delle norme antisismiche, di sicurezza, antincendio, igienico-sanitarie, di quelle relative all'efficienza energetica, di tutela dal rischio idrogeologico, nonché delle disposizioni contenute nel codice dei beni culturali e del paesaggio, di cui al *decreto legislativo 22 gennaio 2004, n. 42*, i seguenti interventi sono eseguiti senza alcun titolo abilitativo: <sup>(41)</sup>

- a) gli interventi di manutenzione ordinaria di cui all'articolo 3, comma 1, lettera a); <sup>(40)</sup>
- a-bis) gli interventi di installazione delle pompe di calore aria-aria di potenza termica utile nominale inferiore a 12 Kw; <sup>(42)</sup>
- b) gli interventi volti all'eliminazione di barriere architettoniche che non comportino la realizzazione di ascensori esterni, ovvero di manufatti che alterino la sagoma dell'edificio; <sup>(43)</sup>
- c) le opere temporanee per attività di ricerca nel sottosuolo che abbiano carattere geognostico, ad esclusione di attività di ricerca di idrocarburi, e che siano eseguite in aree esterne al centro edificato;
- d) i movimenti di terra strettamente pertinenti all'esercizio dell'attività agricola e le pratiche agro-silvo-pastorali, compresi gli interventi su impianti idraulici agrari;
- e) le serre mobili stagionali, sprovviste di strutture in muratura, funzionali allo svolgimento dell'attività agricola;
- e-bis) le opere dirette a soddisfare obiettive esigenze contingenti e temporanee e ad essere immediatamente rimosse al cessare della necessità e, comunque, entro un termine non superiore a novanta giorni, previa comunicazione di avvio lavori all'amministrazione comunale; <sup>(44)</sup>
- e-ter) le opere di pavimentazione e di finitura di spazi esterni, anche per aree di sosta, che siano contenute entro l'indice di permeabilità, ove stabilito dallo strumento urbanistico comunale, ivi compresa la realizzazione di intercapedini interamente interrate e non accessibili, vasche di raccolta delle acque, locali tombati; <sup>(44)</sup>
- e-quater) i pannelli solari, fotovoltaici, a servizio degli edifici, da realizzare al di fuori della zona A) di cui al decreto del Ministro per i lavori pubblici 2 aprile 1968, n. 1444; <sup>(44)</sup>
- e-quinquies) le aree ludiche senza fini di lucro e gli elementi di arredo delle aree pertinenziali degli edifici <sup>(44)</sup>.

[2. Nel rispetto dei medesimi presupposti di cui al comma 1, previa comunicazione, anche per via telematica, dell'inizio dei lavori da parte dell'interessato all'amministrazione comunale, possono essere eseguiti senza alcun titolo abilitativo i seguenti interventi:

- a) gli interventi di manutenzione straordinaria di cui all'articolo 3, comma 1, lettera b), ivi compresa l'apertura di porte interne o lo spostamento di pareti interne, sempre che non riguardino le parti strutturali dell'edificio; <sup>(36) (47)</sup>
- b) le opere dirette a soddisfare obiettive esigenze contingenti e temporanee e ad essere immediatamente rimosse al cessare della necessità e, comunque, entro un termine non superiore a novanta giorni; <sup>(47)</sup>
- c) le opere di pavimentazione e di finitura di spazi esterni, anche per aree di sosta, che siano contenute entro l'indice di permeabilità, ove stabilito dallo strumento urbanistico comunale, ivi compresa la realizzazione di intercapedini interamente interrate e non accessibili, vasche di raccolta delle acque, locali tombati; <sup>(47)</sup>
- d) i pannelli solari, fotovoltaici, a servizio degli edifici, da realizzare al di fuori della zona A) di cui al decreto del Ministro per i lavori pubblici 2 aprile 1968, n. 1444; <sup>(31) (47)</sup>
- e) le aree ludiche senza fini di lucro e gli elementi di arredo delle aree pertinenziali degli edifici; <sup>(47)</sup>
- e-bis) le modifiche interne di carattere edilizio sulla superficie coperta dei fabbricati adibiti ad esercizio d'impresa, sempre che non riguardino le parti strutturali, ovvero le modifiche della destinazione d'uso dei locali adibiti ad esercizio d'impresa <sup>(33) (45) (47)</sup>.]

[3. L'interessato agli interventi di cui al comma 2 allega alla comunicazione di inizio dei lavori le autorizzazioni eventualmente obbligatorie ai sensi delle normative di settore e, limitatamente agli interventi di cui alla lettera a) del medesimo comma 2, i dati identificativi dell'impresa alla quale intende affidare la realizzazione dei lavori. <sup>(34)</sup> ]

[4. Limitatamente agli interventi di cui al comma 2, lettere a) ed e-bis), l'interessato trasmette all'amministrazione comunale l'elaborato progettuale e la comunicazione di inizio dei lavori asseverata da un tecnico abilitato, il quale attesta, sotto la propria responsabilità, che i lavori sono conformi agli strumenti urbanistici approvati e ai regolamenti edilizi vigenti, nonché che sono compatibili con la normativa in materia sismica e con quella sul rendimento energetico nell'edilizia e che non vi è interessamento

delle parti strutturali dell'edificio; la comunicazione contiene, altresì, i dati identificativi dell'impresa alla quale si intende affidare la realizzazione dei lavori. <sup>(35)</sup> <sup>(45)</sup> ]

[5. Riguardo agli interventi di cui al comma 2, la comunicazione di inizio dei lavori, laddove integrata con la comunicazione di fine dei lavori, è valida anche ai fini di cui all'articolo 17, primo comma, lettera b), del regio decreto-legge 13 aprile 1939, n. 652, convertito, con modificazioni, dalla legge 11 agosto 1939, n. 1249, ed è tempestivamente inoltrata da parte dell'amministrazione comunale ai competenti uffici dell'Agenzia delle entrate. <sup>(37)</sup> <sup>(45)</sup> ]

6. Le regioni a statuto ordinario:

a) possono estendere la disciplina di cui al presente articolo a interventi edilizi ulteriori rispetto a quelli previsti dal comma 1, esclusi gli interventi di cui all'articolo 10, comma 1, soggetti a permesso di costruire e gli interventi di cui all'articolo 23, soggetti a segnalazione certificata di inizio attività in alternativa al permesso di costruire; <sup>(46)</sup>

b) disciplinano con legge le modalità per l'effettuazione dei controlli <sup>(38)</sup>.

[7. La mancata comunicazione dell'inizio dei lavori di cui al comma 2, ovvero la mancata comunicazione asseverata dell'inizio dei lavori di cui al comma 4, comportano la sanzione pecuniaria pari a 1.000 euro. Tale sanzione è ridotta di due terzi se la comunicazione è effettuata spontaneamente quando l'intervento è in corso di esecuzione. <sup>(39)</sup> <sup>(45)</sup> ]

[8. Al fine di semplificare il rilascio del certificato di prevenzione incendi per le attività di cui ai commi 1 e 2, il certificato stesso, ove previsto, è rilasciato in via ordinaria con l'esame a vista. Per le medesime attività, il termine previsto dal primo periodo del comma 2 dell' articolo 2 del regolamento di cui al decreto del Presidente della Repubblica 12 gennaio 1998, n. 37, è ridotto a trenta giorni. <sup>(32)</sup> ]

---

<sup>(30)</sup> Articolo così sostituito dall'art. 5, comma 1, D.L. 25 marzo 2010, n. 40, convertito, con modificazioni, dalla L. 22 maggio 2010, n. 73; vedi, anche, l'art. 1, comma 2 della suddetta L. 73/2010.

<sup>(31)</sup> Lettera così modificata dall'art. 7, comma 3, D.Lgs. 3 marzo 2011, n. 28, a decorrere dal 29 marzo 2011, ai sensi di quanto disposto dall'art. 47, comma 1, del medesimo D.Lgs. 28/2011.

<sup>(32)</sup> Comma abrogato dall'art. 12, comma 1, lett. f), D.P.R. 1° agosto 2011, n. 151.

<sup>(33)</sup> Lettera aggiunta dall' art. 13-bis, comma 1, lett. a), D.L. 22 giugno 2012, n. 83, convertito, con modificazioni, dalla L. 7 agosto 2012, n. 134, e, successivamente, così modificata dall'art. 17, comma 1, lett. c), n. 1), D.L. 12 settembre 2014, n. 133, convertito, con modificazioni, dalla L. 11 novembre 2014, n. 164.

<sup>(34)</sup> Comma abrogato dall' art. 13-bis, comma 1, lett. b), D.L. 22 giugno 2012, n. 83, convertito, con modificazioni, dalla L. 7 agosto 2012, n. 134.

<sup>(35)</sup> Comma sostituito dall' art. 13-bis, comma 1, lett. c), D.L. 22 giugno 2012, n. 83, convertito, con modificazioni, dalla L. 7 agosto 2012, n. 134 e modificato dall' art. 30, comma 1, lett. b), D.L. 21 giugno 2013, n. 69, convertito, con modificazioni, dalla L. 9 agosto 2013, n. 98; per l'applicazione di tale ultima disposizione vedi il comma 6 dell' art. 30 del medesimo D.L. n. 69/2013. Successivamente il presente comma è stato così sostituito dall'art. 17, comma 1, lett. c), n. 2), D.L. 12 settembre 2014, n. 133, convertito, con modificazioni, dalla L. 11 novembre 2014, n. 164.

<sup>(36)</sup> Lettera così modificata dall' art. 17, comma 1, lett. c), n. 1), D.L. 12 settembre 2014, n. 133, convertito, con modificazioni, dalla L. 11 novembre 2014, n. 164.

<sup>(37)</sup> Comma così sostituito dall' art. 17, comma 1, lett. c), n. 3), D.L. 12 settembre 2014, n. 133, convertito, con modificazioni, dalla L. 11 novembre 2014, n. 164.

<sup>(38)</sup> Lettera così sostituita dall' art. 17, comma 1, lett. c), n. 4), D.L. 12 settembre 2014, n. 133, convertito, con modificazioni, dalla L. 11 novembre 2014, n. 164, che ha sostituito le originarie lettere b) e c) con l'attuale lettera b).

<sup>(39)</sup> Comma così modificato dall' art. 17, comma 1, lett. c), n. 5), D.L. 12 settembre 2014, n. 133, convertito, con modificazioni, dalla L. 11 novembre 2014, n. 164.

<sup>(40)</sup> Lettera così modificata dall' art. 17, comma 1, lett. c), n. 01), D.L. 12 settembre 2014, n. 133, convertito, con modificazioni, dalla L. 11 novembre 2014, n. 164 e, successivamente, dall' art. 3, comma 1, lett. b), n. 1), D.Lgs. 25 novembre 2016, n. 222.

<sup>(41)</sup> Alinea così modificato dall' art. 54, comma 1, lett. c), L. 28 dicembre 2015, n. 221.

<sup>(42)</sup> Lettera inserita dall' art. 3, comma 1, lett. b), n. 2), D.Lgs. 25 novembre 2016, n. 222.

<sup>(43)</sup> Lettera così modificata dall' art. 3, comma 1, lett. b), n. 3), D.Lgs. 25 novembre 2016, n. 222.

<sup>(44)</sup> Lettera aggiunta dall' art. 3, comma 1, lett. b), n. 3), D.Lgs. 25 novembre 2016, n. 222.



(45) Comma abrogato dall' art. 3, comma 1, lett. b), n. 4), D.Lgs. 25 novembre 2016, n. 222.

(46) Lettera così modificata dall' art. 3, comma 1, lett. b), n. 5), D.Lgs. 25 novembre 2016, n. 222.

(47) Vedi, anche, l' Accordo 18 dicembre 2014, n. 157/CU.

---

**Art. 6-bis** *Interventi subordinati a comunicazione di inizio lavori asseverata* <sup>(48)</sup>

1. Gli interventi non riconducibili all'elenco di cui agli articoli 6, 10 e 22, sono realizzabili previa comunicazione, anche per via telematica, dell'inizio dei lavori da parte dell'interessato all'amministrazione competente, fatte salve le prescrizioni degli strumenti urbanistici, dei regolamenti edilizi e della disciplina urbanistico-edilizia vigente, e comunque nel rispetto delle altre normative di settore aventi incidenza sulla disciplina dell'attività edilizia e, in particolare, delle norme antisismiche, di sicurezza, antincendio, igienico-sanitarie, di quelle relative all'efficienza energetica, di tutela dal rischio idrogeologico, nonché delle disposizioni contenute nel codice dei beni culturali e del paesaggio, di cui al *decreto legislativo 22 gennaio 2004, n. 42*.

2. L'interessato trasmette all'amministrazione comunale l'elaborato progettuale e la comunicazione di inizio dei lavori asseverata da un tecnico abilitato, il quale attesta, sotto la propria responsabilità, che i lavori sono conformi agli strumenti urbanistici approvati e ai regolamenti edilizi vigenti, nonché che sono compatibili con la normativa in materia sismica e con quella sul rendimento energetico nell'edilizia e che non vi è interessamento delle parti strutturali dell'edificio; la comunicazione contiene, altresì, i dati identificativi dell'impresa alla quale si intende affidare la realizzazione dei lavori.

3. Per gli interventi soggetti a CILA, ove la comunicazione di fine lavori sia accompagnata dalla prescritta documentazione per la variazione catastale, quest'ultima è tempestivamente inoltrata da parte dell'amministrazione comunale ai competenti uffici dell'Agenzia delle entrate.

4. Le regioni a statuto ordinario:

- a) possono estendere la disciplina di cui al presente articolo a interventi edilizi ulteriori rispetto a quelli previsti dal comma 1;
- b) disciplinano le modalità di effettuazione dei controlli, anche a campione e prevedendo sopralluoghi in loco.

5. La mancata comunicazione asseverata dell'inizio dei lavori comporta la sanzione pecuniaria pari a 1.000 euro. Tale sanzione è ridotta di due terzi se la comunicazione è effettuata spontaneamente quando l'intervento è in corso di esecuzione.

---

(48) Articolo inserito dall' art. 3, comma 1, lett. c), D.Lgs. 25 novembre 2016, n. 222.

---

**Art. 7 (L)** *Attività edilizia delle pubbliche amministrazioni* (legge 17 agosto 1942, n. 1150, art. 31, comma 3; decreto legislativo 18 agosto 2000, n. 267, art. 34; decreto del Presidente della Repubblica 24 luglio 1977, n. 616, art. 81; decreto del Presidente della Repubblica 18 aprile 1994, n. 383; decreto legge 5 ottobre 1993, n. 398, art. 4, comma 16, convertito, con modificazioni, dalla legge 4 dicembre 1993, n. 493)

1. Non si applicano le disposizioni del presente titolo per:

a) opere e interventi pubblici che richiedano per la loro realizzazione l'azione integrata e coordinata di una pluralità di amministrazioni pubbliche allorché l'accordo delle predette amministrazioni, raggiunto con l'assenso del comune interessato, sia pubblicato ai sensi dell'articolo 34, comma 4, del decreto legislativo 18 agosto 2000, n. 267;

b) opere pubbliche, da eseguirsi da amministrazioni statali o comunque insistenti su aree del demanio statale e opere pubbliche di interesse statale, da realizzarsi dagli enti istituzionalmente competenti, ovvero da concessionari di servizi pubblici, previo accertamento di conformità con le prescrizioni urbanistiche ed edilizie ai sensi del decreto del Presidente della Repubblica 18 aprile 1994, n. 383, e successive modificazioni;

c) opere pubbliche dei comuni deliberate dal consiglio comunale, ovvero dalla giunta comunale, assistite dalla validazione del progetto, ai sensi dell'art. 47 del d.P.R. 21 dicembre 1999, n. 554.

---

**Art. 8 (L)** *Attività edilizia dei privati su aree demaniali (legge 17 agosto 1942, n. 1150, art. 31, comma 3)*

1. La realizzazione da parte di privati di interventi edilizi su aree demaniali è disciplinata dalle norme del presente testo unico.

---

**Art. 9 (L)** *Attività edilizia in assenza di pianificazione urbanistica (legge n. 10 del 1977, art. 4, ultimo comma; legge n. 457 del 1978, art. 27, ultimo comma)*

1. Salvi i più restrittivi limiti fissati dalle leggi regionali e nel rispetto delle norme previste dal decreto legislativo 29 ottobre 1999, n. 490, nei comuni sprovvisti di strumenti urbanistici sono consentiti:

a) gli interventi previsti dalle lettere a), b), e c) del primo comma dell'articolo 3 che riguardino singole unità immobiliari o parti di esse;

b) fuori dal perimetro dei centri abitati, gli interventi di nuova edificazione nel limite della densità massima fondiaria di 0,03 metri cubi per metro quadro; in caso di interventi a destinazione produttiva, la superficie coperta non può comunque superare un decimo dell'area di proprietà.

2. Nelle aree nelle quali non siano stati approvati gli strumenti urbanistici attuativi previsti dagli strumenti urbanistici generali come presupposto per l'edificazione, oltre agli interventi indicati al comma 1, lettera a), sono consentiti gli interventi di cui alla lettera d) del primo comma dell'articolo 3 del presente testo unico che riguardino singole unità immobiliari o parti di esse. Tali ultimi interventi sono consentiti anche se riguardino globalmente uno o più edifici e modifichino fino al 25 per cento delle destinazioni preesistenti, purché il titolare del permesso si impegni, con atto trascritto a favore del comune e a cura e spese dell'interessato, a praticare, limitatamente alla percentuale mantenuta ad uso residenziale, prezzi di vendita e canoni di locazione concordati con il comune ed a concorrere negli oneri di urbanizzazione di cui alla sezione II del capo II del presente titolo.

---

**Art. 9-bis** *Documentazione amministrativa.* <sup>(49)</sup>

1. Ai fini della presentazione, del rilascio o della formazione dei titoli abilitativi previsti dal presente testo unico, le amministrazioni sono tenute ad acquisire d'ufficio i documenti, le informazioni e i dati, compresi quelli catastali, che siano in possesso delle pubbliche amministrazioni e non possono richiedere attestazioni, comunque denominate, o perizie sulla veridicità e sull'autenticità di tali documenti, informazioni e dati.

---

*(49) Articolo inserito dall' art. 13, comma 2, lett. b), D.L. 22 giugno 2012, n. 83, convertito, con modificazioni, dalla L. 7 agosto 2012, n. 134.*

---

**Capo II****Permesso di costruire****Sezione I****Nozione e caratteristiche**

*(commento di giurisprudenza)*

**Art. 10 (L)** *Interventi subordinati a permesso di costruire (legge n. 10 del 1977, art. 1; legge 28 febbraio 1985, n. 47, art. 25, comma 4)*

1. Costituiscono interventi di trasformazione urbanistica ed edilizia del territorio e sono subordinati a permesso di costruire:

a) gli interventi di nuova costruzione;

b) gli interventi di ristrutturazione urbanistica;

c) gli interventi di ristrutturazione edilizia che portino ad un organismo edilizio in tutto o in parte diverso dal precedente e che comportino modifiche della volumetria complessiva degli edifici o dei prospetti, ovvero che, limitatamente agli immobili compresi nelle zone omogenee A, comportino mutamenti della destinazione d'uso, nonché gli interventi che comportino modificazioni della sagoma di immobili sottoposti a vincoli ai sensi del *decreto legislativo 22 gennaio 2004, n. 42* e successive modificazioni <sup>(50)</sup>.

2. Le regioni stabiliscono con legge quali mutamenti, connessi o non connessi a trasformazioni fisiche, dell'uso di immobili o di loro parti, sono subordinati a permesso di costruire o a segnalazione certificata di inizio attività <sup>(51)</sup>.

3. Le regioni possono altresì individuare con legge ulteriori interventi che, in relazione all'incidenza sul territorio e sul carico urbanistico, sono sottoposti al preventivo rilascio del permesso di costruire. La violazione delle disposizioni regionali emanate ai sensi del presente comma non comporta l'applicazione delle sanzioni di cui all'*articolo 44*.

---

(50) Lettera modificata dall'art. 1, comma 1, lett. b), D.Lgs. 27 dicembre 2002, n. 301 e dall' art. 30, comma 1, lett. c), D.L. 21 giugno 2013, n. 69, convertito, con modificazioni, dalla L. 9 agosto 2013, n. 98; per l'applicazione di tale ultima disposizione vedi il comma 6 dell' art. 30 del medesimo D.L. n. 69/2013. Successivamente, la presente lettera è stata così modificata dall' art. 17, comma 1, lett. d), D.L. 12 settembre 2014, n. 133, convertito, con modificazioni, dalla L. 11 novembre 2014, n. 164.

(51) Nel presente provvedimento, ad eccezione degli articoli 22, 23 e 24, comma 3, l'espressione «denuncia di inizio attività» è stata sostituita da: «segnalazione certificata di inizio attività», ai sensi di quanto disposto dall' art. 17, comma 2, D.L. 12 settembre 2014, n. 133, convertito, con modificazioni, dalla L. 11 novembre 2014, n. 164.

---

**Art. 11 (L)** *Caratteristiche del permesso di costruire (legge 28 gennaio 1977, n. 10, art. 4, commi 1, 2 e 6; legge 23 dicembre 1994, n. 724, art. 39, comma 2, come sostituito dall'art. 2, comma 37, della legge 23 dicembre 1996, n. 662)*

1. Il permesso di costruire è rilasciato al proprietario dell'immobile o a chi abbia titolo per richiederlo.
2. Il permesso di costruire è trasferibile, insieme all'immobile, ai successori o aventi causa. Esso non incide sulla titolarità della proprietà o di altri diritti reali relativi agli immobili realizzati per effetto del suo rilascio. E' irrevocabile ed è oneroso ai sensi dell'articolo 16.
3. Il rilascio del permesso di costruire non comporta limitazione dei diritti dei terzi.

---

**Art. 12 (L)** *Presupposti per il rilascio del permesso di costruire (art. 4, comma 1, legge n. 10 del 1977; art. 31, comma 4, legge n. 1150 del 1942; articolo unico legge 3 novembre 1952, n. 1902)*

1. Il permesso di costruire è rilasciato in conformità alle previsioni degli strumenti urbanistici, dei regolamenti edilizi e della disciplina urbanistico-edilizia vigente.
2. Il permesso di costruire è comunque subordinato alla esistenza delle opere di urbanizzazione primaria o alla previsione da parte del comune dell'attuazione delle stesse nel successivo triennio, ovvero all'impegno degli interessati di procedere all'attuazione delle medesime contemporaneamente alla realizzazione dell'intervento oggetto del permesso.
3. In caso di contrasto dell'intervento oggetto della domanda di permesso di costruire con le previsioni di strumenti urbanistici adottati, è sospesa ogni determinazione in ordine alla domanda. La misura di salvaguardia non ha efficacia decorsi tre anni dalla data di adozione dello strumento urbanistico, ovvero cinque anni nell'ipotesi in cui lo strumento urbanistico sia stato sottoposto all'amministrazione competente all'approvazione entro un anno dalla conclusione della fase di pubblicazione.
4. A richiesta del sindaco, e per lo stesso periodo, il presidente della giunta regionale, con provvedimento motivato da notificare all'interessato, può ordinare la sospensione di interventi di trasformazione urbanistica ed edilizia del territorio che siano tali da compromettere o rendere più onerosa l'attuazione degli strumenti urbanistici.

---

**Art. 13 (L)** *Competenza al rilascio del permesso di costruire (legge 28 gennaio 1977, n. 10, art. 4, comma 1; decreto legislativo 18 agosto 2000, n. 267, articoli 107 e 109; legge 17 agosto 1942, n. 1150, art. 41-quater)*

1. Il permesso di costruire è rilasciato dal dirigente o responsabile dello sportello unico nel rispetto delle leggi, dei regolamenti e degli strumenti urbanistici. <sup>(52)</sup>

2. La regione disciplina l'esercizio dei poteri sostitutivi di cui all'*articolo 21*, comma 2, per il caso di mancato rilascio del permesso di costruire entro i termini stabiliti.

---

(52) Comma così modificato dall' art. 13, comma 2, lett. c), D.L. 22 giugno 2012, n. 83, convertito, con modificazioni, dalla L. 7 agosto 2012, n. 134.

---

**Art. 14 (L)** *Permesso di costruire in deroga agli strumenti urbanistici (legge 17 agosto 1942, n. 1150, art. 41-quater, introdotto dall'art. 16 della legge 6 agosto 1967, n. 765; decreto legislativo n. 267 del 2000, art. 42, comma 2, lettera b); legge 21 dicembre 1955, n. 1357, art. 3)*

1. Il permesso di costruire in deroga agli strumenti urbanistici generali è rilasciato esclusivamente per edifici ed impianti pubblici o di interesse pubblico, previa deliberazione del consiglio comunale, nel rispetto comunque delle disposizioni contenute nel *decreto legislativo 29 ottobre 1999, n. 490*, e delle altre normative di settore aventi incidenza sulla disciplina dell'attività edilizia.

1-bis. Per gli interventi di ristrutturazione edilizia, attuati anche in aree industriali dismesse, è ammessa la richiesta di permesso di costruire anche in deroga alle destinazioni d'uso, previa deliberazione del Consiglio comunale che ne attesta l'interesse pubblico, a condizione che il mutamento di destinazione d'uso non comporti un aumento della superficie coperta prima dell'intervento di ristrutturazione, fermo restando, nel caso di insediamenti commerciali, quanto disposto dall'*articolo 31, comma 2, del decreto-legge 6 dicembre 2011, n. 201*, convertito, con modificazioni, dalla *legge 22 dicembre 2011, n. 214*, e successive modificazioni. <sup>(53)</sup>

2. Dell'avvio del procedimento viene data comunicazione agli interessati ai sensi dell'*articolo 7 della legge 7 agosto 1990, n. 241*.

3. La deroga, nel rispetto delle norme igieniche, sanitarie e di sicurezza, può riguardare esclusivamente i limiti di densità edilizia, di altezza e di distanza tra i fabbricati di cui alle norme di attuazione degli strumenti urbanistici generali ed esecutivi, nonché, nei casi di cui al comma 1-bis, le destinazioni d'uso, fermo restando in ogni caso il rispetto delle disposizioni di cui agli *articoli 7, 8 e 9 del decreto ministeriale 2 aprile 1968, n. 1444*. <sup>(54)</sup>

---

(53) Comma inserito dall' art. 17, comma 1, lett. e), n. 1), D.L. 12 settembre 2014, n. 133, convertito, con modificazioni, dalla L. 11 novembre 2014, n. 164.

(54) Comma così modificato dall' art. 17, comma 1, lett. e), n. 2), D.L. 12 settembre 2014, n. 133, convertito, con modificazioni, dalla L. 11 novembre 2014, n. 164.

---

**Art. 15 (R)** *Efficacia temporale e decadenza del permesso di costruire (legge 28 gennaio 1977, n. 10, art. 4, commi 3, 4 e 5; legge 17 agosto 1942, n. 1150, art. 31, comma 11)* <sup>(55)</sup>

1. Nel permesso di costruire sono indicati i termini di inizio e di ultimazione dei lavori.

2. Il termine per l'inizio dei lavori non può essere superiore ad un anno dal rilascio del titolo; quello di ultimazione, entro il quale l'opera deve essere completata, non può superare tre anni dall'inizio dei lavori. Decorso tali termini il permesso decade di diritto per la parte non eseguita, tranne che, anteriormente alla scadenza, venga richiesta una proroga. La proroga può essere accordata, con provvedimento motivato, per fatti sopravvenuti, estranei alla volontà del titolare del permesso, oppure in considerazione della mole dell'opera da realizzare, delle sue particolari caratteristiche tecnico-costruttive, o di difficoltà tecnico-esecutive emerse successivamente all'inizio dei lavori, ovvero quando si tratti di opere pubbliche il cui finanziamento sia previsto in più esercizi finanziari. <sup>(56)</sup>

2-bis. La proroga dei termini per l'inizio e l'ultimazione dei lavori è comunque accordata qualora i lavori non possano essere iniziati o conclusi per iniziative dell'amministrazione o dell'autorità giudiziaria rivelatesi poi infondate. <sup>(57)</sup>

3. La realizzazione della parte dell'intervento non ultimata nel termine stabilito è subordinata al rilascio di nuovo permesso per le opere ancora da eseguire, salvo che le stesse non rientrino tra quelle realizzabili mediante segnalazione certificata di inizio attività <sup>(58)</sup> ai sensi dell'*articolo 22*. Si procede altresì, ove necessario, al ricalcolo del contributo di costruzione.

4. Il permesso decade con l'entrata in vigore di contrastanti previsioni urbanistiche, salvo che i lavori siano già iniziati e vengano completati entro il termine di tre anni dalla data di inizio.

(55) Per la proroga dei termini di inizio e ultimazione dei lavori di cui al presente articolo, vedi l' art. 30, comma 3, D.L. 21 giugno 2013, n. 69, convertito, con modificazioni, dalla L. 9 agosto 2013, n. 98.

(56) Comma così sostituito dall' art. 17, comma 1, lett. f), n. 1), D.L. 12 settembre 2014, n. 133, convertito, con modificazioni, dalla L. 11 novembre 2014, n. 164.

(57) Comma inserito dall' art. 17, comma 1, lett. f), n. 2), D.L. 12 settembre 2014, n. 133, convertito, con modificazioni, dalla L. 11 novembre 2014, n. 164.

(58) Nel presente provvedimento, ad eccezione degli articoli 22, 23 e 24, comma 3, l'espressione «denuncia di inizio attività» è stata sostituita da: «segnalazione certificata di inizio attività», ai sensi di quanto disposto dall' art. 17, comma 2, D.L. 12 settembre 2014, n. 133, convertito, con modificazioni, dalla L. 11 novembre 2014, n. 164.

## Sezione II

### Contributo di costruzione

**Art. 16 (L)** *Contributo per il rilascio del permesso di costruire (legge 28 gennaio 1977, n. 10, articoli 35, comma 1; 6, commi 1, 4 e 5; 11; legge 5 agosto 1978, n. 457, art. 47; legge 24 dicembre 1993, n. 537, art. 7; legge 29 settembre 1964, n. 847, art. 1, comma 1, lettere b) e c), e 4; legge 22 ottobre 1971, n. 865, art. 44; legge 11 marzo 1988, n. 67, art. 17; decreto legislativo 5 febbraio 1997, n. 22, art. 58, comma 1; legge 23 dicembre 1998, n. 448, art. 61, comma 2)* <sup>(63)</sup> <sup>(69)</sup>

1. Salvo quanto disposto dall'*articolo 17*, comma 3, il rilascio del permesso di costruire comporta la corresponsione di un contributo commisurato all'incidenza degli oneri di urbanizzazione nonché al costo di costruzione, secondo le modalità indicate nel presente articolo. <sup>(62)</sup>

2. La quota di contributo relativa agli oneri di urbanizzazione è corrisposta al comune all'atto del rilascio del permesso di costruire e, su richiesta dell'interessato, può essere rateizzata. A scempe totale o parziale della quota dovuta, il titolare del permesso può obbligarsi a realizzare direttamente le opere di urbanizzazione, nel rispetto dell'*articolo 2, comma 5, della legge 11 febbraio 1994, n. 109*, e successive modificazioni, con le modalità e le garanzie stabilite dal comune, con conseguente acquisizione delle opere realizzate al patrimonio indisponibile del comune. <sup>(59)</sup>

2-bis. Nell'ambito degli strumenti attuativi e degli atti equivalenti comunque denominati nonché degli interventi in diretta attuazione dello strumento urbanistico generale, l'esecuzione diretta delle opere di urbanizzazione primaria di cui al comma 7, di importo inferiore alla soglia di cui all'*articolo 28, comma 1, lettera c), del decreto legislativo 12 aprile 2006, n. 163*, funzionali all'intervento di trasformazione urbanistica del territorio, è a carico del titolare del permesso di costruire e non trova applicazione il *decreto legislativo 12 aprile 2006, n. 163*. <sup>(61)</sup>

3. La quota di contributo relativa al costo di costruzione, determinata all'atto del rilascio, è corrisposta in corso d'opera, con le modalità e le garanzie stabilite dal comune, non oltre sessanta giorni dalla ultimazione della costruzione.

4. L'incidenza degli oneri di urbanizzazione primaria e secondaria è stabilita con deliberazione del consiglio comunale in base alle tabelle parametriche che la regione definisce per classi di comuni in relazione:

a) all'ampiezza ed all'andamento demografico dei comuni;

b) alle caratteristiche geografiche dei comuni;

c) alle destinazioni di zona previste negli strumenti urbanistici vigenti;

d) ai limiti e rapporti minimi inderogabili fissati in applicazione dall'*articolo 41-quinquies, penultimo e ultimo comma, della legge 17 agosto 1942, n. 1150*, e successive modifiche e integrazioni, nonché delle leggi regionali;

d-bis) alla differenziazione tra gli interventi al fine di incentivare, in modo particolare nelle aree a maggiore densità del costruito, quelli di ristrutturazione edilizia di cui all'*articolo 3, comma 1, lettera d)*, anziché quelli di nuova costruzione <sup>(64)</sup>;

d-ter) alla valutazione del maggior valore generato da interventi su aree o immobili in variante urbanistica, in deroga o con cambio di destinazione d'uso. Tale maggior valore, calcolato dall'amministrazione comunale, è suddiviso in misura non inferiore al 50 per cento tra il comune e la parte privata ed è erogato da quest'ultima al comune stesso sotto forma di contributo straordinario, che attesta l'interesse pubblico, in versamento finanziario, vincolato a specifico centro di costo per la realizzazione di opere pubbliche e servizi

da realizzare nel contesto in cui ricade l'intervento, cessione di aree o immobili da destinare a servizi di pubblica utilità, edilizia residenziale sociale od opere pubbliche <sup>(64)</sup>.

4-bis. Con riferimento a quanto previsto dal secondo periodo della lettera d-ter) del comma 4, sono fatte salve le diverse disposizioni delle legislazioni regionali e degli strumenti urbanistici generali comunali. <sup>(67)</sup>

5. Nel caso di mancata definizione delle tabelle parametriche da parte della regione e fino alla definizione delle tabelle stesse, i comuni provvedono, in via provvisoria, con deliberazione del consiglio comunale, secondo i parametri di cui al comma 4, fermo restando quanto previsto dal comma 4-bis. <sup>(65)</sup>

6. Ogni cinque anni i comuni provvedono ad aggiornare gli oneri di urbanizzazione primaria e secondaria, in conformità alle relative disposizioni regionali, in relazione ai riscontri e prevedibili costi delle opere di urbanizzazione primaria, secondaria e generale.

7. Gli oneri di urbanizzazione primaria sono relativi ai seguenti interventi: strade residenziali, spazi di sosta o di parcheggio, fognature, rete idrica, rete di distribuzione dell'energia elettrica e del gas, pubblica illuminazione, spazi di verde attrezzato. <sup>(68)</sup>

7-bis. Tra gli interventi di urbanizzazione primaria di cui al comma 7 rientrano i cavodi multiservizi e i cavidotti per il passaggio di reti di telecomunicazioni, salvo nelle aree individuate dai comuni sulla base dei criteri definiti dalle regioni. <sup>(60)</sup>

8. Gli oneri di urbanizzazione secondaria sono relativi ai seguenti interventi: asili nido e scuole materne, scuole dell'obbligo nonché strutture e complessi per l'istruzione superiore all'obbligo, mercati di quartiere, delegazioni comunali, chiese e altri edifici religiosi, impianti sportivi di quartiere, aree verdi di quartiere, centri sociali e attrezzature culturali e sanitarie. Nelle attrezzature sanitarie sono ricomprese le opere, le costruzioni e gli impianti destinati allo smaltimento, al riciclaggio o alla distruzione dei rifiuti urbani, speciali, pericolosi, solidi e liquidi, alla bonifica di aree inquinate.

9. Il costo di costruzione per i nuovi edifici è determinato periodicamente dalle regioni con riferimento ai costi massimi ammissibili per l'edilizia agevolata, definiti dalle stesse regioni a norma della lettera g) del primo comma dell'articolo 4 della legge 5 agosto 1978, n. 457. Con lo stesso provvedimento le regioni identificano classi di edifici con caratteristiche superiori a quelle considerate nelle vigenti disposizioni di legge per l'edilizia agevolata, per le quali sono determinate maggiorazioni del detto costo di costruzione in misura non superiore al 50 per cento. Nei periodi intercorrenti tra le determinazioni regionali, ovvero in eventuale assenza di tali determinazioni, il costo di costruzione è adeguato annualmente, ed autonomamente, in ragione dell'intervenuta variazione dei costi di costruzione accertata dall'Istituto nazionale di statistica (ISTAT). Il contributo afferente al permesso di costruire comprende una quota di detto costo, variabile dal 5 per cento al 20 per cento, che viene determinata dalle regioni in funzione delle caratteristiche e delle tipologie delle costruzioni e della loro destinazione ed ubicazione.

10. Nel caso di interventi su edifici esistenti il costo di costruzione è determinato in relazione al costo degli interventi stessi, così come individuati dal comune in base ai progetti presentati per ottenere il permesso di costruire. Al fine di incentivare il recupero del patrimonio edilizio esistente, per gli interventi di ristrutturazione edilizia di cui all'articolo 3, comma 1, lettera d), i comuni hanno comunque la facoltà di deliberare che i costi di costruzione ad essi relativi siano inferiori ai valori determinati per le nuove costruzioni. <sup>(66)</sup>

---

(59) Comma così modificato dall'art. 1, comma 1, lett. c), D.Lgs. 27 dicembre 2002, n. 301.

(60) Comma inserito dall'art. 40, comma 9, L. 1° agosto 2002, n. 166.

(61) Comma inserito dall'art. 45, comma 1, D.L. 6 dicembre 2011, n. 201, convertito, con modificazioni, dalla L. 22 dicembre 2011, n. 214. Il presente comma era già stato inserito dall'art. 5, comma 2, lett. a), n. 2), D.L. 13 maggio 2011, n. 70 e, successivamente, modificato dall'art. 17, comma 1, lett. g), n. 2), D.L. 12 settembre 2014, n. 133; tali modifiche non sono state confermate dalle rispettive leggi di conversione (L. 12 luglio 2011, n. 106 e L. 11 novembre 2014, n. 164).

(62) Il presente comma era stato modificato dall'art. 17, comma 1, lett. g), n. 1), D.L. 12 settembre 2014, n. 133; successivamente tale modifica non è stata confermata dalla legge di conversione (L. 11 novembre 2014, n. 164).

(63) Sull'applicabilità delle disposizioni del presente articolo vedi l'art. 1, comma 126, L. 27 dicembre 2013, n. 147.

(64) Lettera aggiunta dall'art. 17, comma 1, lett. g), n. 3), D.L. 12 settembre 2014, n. 133, convertito, con modificazioni, dalla L. 11 novembre 2014, n. 164.

(65) Comma così modificato dall'art. 17, comma 1, lett. g), n. 4), D.L. 12 settembre 2014, n. 133, convertito, con modificazioni, dalla L. 11 novembre 2014, n. 164.

(66) Comma così modificato dall'art. 17, comma 1, lett. g), n. 5), D.L. 12 settembre 2014, n. 133, convertito, con modificazioni, dalla L. 11 novembre 2014, n. 164.

(67) Comma inserito dall' art. 17, comma 1, lett. g), n. 3-bis), D.L. 12 settembre 2014, n. 133, convertito, con modificazioni, dalla L. 11 novembre 2014, n. 164.

(68) Vedi, anche, l'art. 2, comma 5, D.L. 25 giugno 2008, n. 112.

(69) Vedi, anche, il comma 43 dell'art. 1, L. 30 dicembre 2004, n. 311 e il comma 593 dell'art. 1, L. 23 dicembre 2005, n. 266.

---

**Art. 17 (L)** *Riduzione o esonero dal contributo di costruzione (legge 28 gennaio 1977, n. 10, articoli 7, comma 1; 9; decreto-legge 23 gennaio 1982, n. 9, articoli 7 e 9, convertito in legge 25 marzo 1982, n. 94; legge 24 marzo 1989, n. 122, art. 11; legge 9 gennaio 1991, n. 10, art. 26, comma 1; legge n. 662 del 1996, art. 2, comma 60)*

1. Nei casi di edilizia abitativa convenzionata, relativa anche ad edifici esistenti, il contributo afferente al permesso di costruire è ridotto alla sola quota degli oneri di urbanizzazione qualora il titolare del permesso si impegni, a mezzo di una convenzione con il comune, ad applicare prezzi di vendita e canoni di locazione determinati ai sensi della convenzione-tipo prevista dall'*articolo 18*.

2. Il contributo per la realizzazione della prima abitazione è pari a quanto stabilito per la corrispondente edilizia residenziale pubblica, purché sussistano i requisiti indicati dalla normativa di settore.

3. Il contributo di costruzione non è dovuto:

a) per gli interventi da realizzare nelle zone agricole, ivi comprese le residenze, in funzione della conduzione del fondo e delle esigenze dell'imprenditore agricolo a titolo principale, ai sensi dell'*articolo 12 della legge 9 maggio 1975, n. 153*;

b) per gli interventi di ristrutturazione e di ampliamento, in misura non superiore al 20%, di edifici unifamiliari;

c) per gli impianti, le attrezzature, le opere pubbliche o di interesse generale realizzate dagli enti istituzionalmente competenti nonché per le opere di urbanizzazione, eseguite anche da privati, in attuazione di strumenti urbanistici;

d) per gli interventi da realizzare in attuazione di norme o di provvedimenti emanati a seguito di pubbliche calamità;

e) per i nuovi impianti, lavori, opere, modifiche, installazioni, relativi alle fonti rinnovabili di energia, alla conservazione, al risparmio e all'uso razionale dell'energia, nel rispetto delle norme urbanistiche, di tutela dell'assetto idrogeologico, artistico-storico e ambientale.  
(72)

4. Per gli interventi da realizzarsi su immobili di proprietà dello Stato, nonché per gli interventi di manutenzione straordinaria di cui all'*articolo 6, comma 2, lettera a)*, qualora comportanti aumento del carico urbanistico, il contributo di costruzione è commisurato alla incidenza delle sole opere di urbanizzazione, purché ne derivi un aumento della superficie calpestabile. (70)

4-bis. Al fine di agevolare gli interventi di densificazione edilizia, per la ristrutturazione, il recupero e il riuso degli immobili dismessi o in via di dismissione, il contributo di costruzione è ridotto in misura non inferiore al venti per cento rispetto a quello previsto per le nuove costruzioni nei casi non interessati da varianti urbanistiche, deroghe o cambi di destinazione d'uso comportanti maggior valore rispetto alla destinazione originaria. I comuni definiscono, entro novanta giorni dall'entrata in vigore della presente disposizione, i criteri e le modalità applicative per l'applicazione della relativa riduzione. (71)

---

(70) Comma così modificato dall' art. 17, comma 1, lett. h), n. 1), D.L. 12 settembre 2014, n. 133, convertito, con modificazioni, dalla L. 11 novembre 2014, n. 164.

(71) Comma aggiunto dall' art. 17, comma 1, lett. h), n. 2), D.L. 12 settembre 2014, n. 133, convertito, con modificazioni, dalla L. 11 novembre 2014, n. 164.

(72) Lettera così modificata dall' art. 54, comma 1, lett. d), L. 28 dicembre 2015, n. 221.

---

**Art. 18 (L)** *Convenzione-tipo (legge 28 gennaio 1977, n. 10, art. 8; legge 17 febbraio 1992, n. 179, art. 23, comma 6)*

1. Ai fini del rilascio del permesso di costruire relativo agli interventi di edilizia abitativa di cui all'*articolo 17, comma 1*, la regione approva una convenzione-tipo, con la quale sono stabiliti i criteri nonché i parametri, definiti con meccanismi tabellari per classi di comuni, ai quali debbono uniformarsi le convenzioni comunali nonché gli atti di obbligo in ordine essenzialmente a:

a) l'indicazione delle caratteristiche tipologiche e costruttive degli alloggi;

- b) la determinazione dei prezzi di cessione degli alloggi, sulla base del costo delle aree, così come definito dal comma successivo, della costruzione e delle opere di urbanizzazione, nonché delle spese generali, comprese quelle per la progettazione e degli oneri di preammortamento e di finanziamento;
- c) la determinazione dei canoni di locazione in percentuale del valore desunto dai prezzi fissati per la cessione degli alloggi;
- d) la durata di validità della convenzione non superiore a 30 e non inferiore a 20 anni.
2. La regione stabilisce criteri e parametri per la determinazione del costo delle aree, in misura tale che la sua incidenza non superi il 20 per cento del costo di costruzione come definito ai sensi dell'*articolo 16*.
3. Il titolare del permesso può chiedere che il costo delle aree, ai fini della convenzione, sia determinato in misura pari al valore definito in occasione di trasferimenti di proprietà avvenuti nel quinquennio anteriore alla data della convenzione.
4. I prezzi di cessione ed i canoni di locazione determinati nelle convenzioni ai sensi del primo comma sono suscettibili di periodiche variazioni, con frequenza non inferiore al biennio, in relazione agli indici ufficiali ISTAT dei costi di costruzione intervenuti dopo la stipula delle convenzioni medesime.
5. Ogni pattuizione stipulata in violazione dei prezzi di cessione e dei canoni di locazione è nulla per la parte eccedente.

---

**Art. 19 (L)** *Contributo di costruzione per opere o impianti non destinati alla residenza (legge 28 gennaio 1977, n. 10, art. 10)*

1. Il permesso di costruire relativo a costruzioni o impianti destinati ad attività industriali o artigianali dirette alla trasformazione di beni ed alla prestazione di servizi comporta la corresponsione di un contributo pari alla incidenza delle opere di urbanizzazione, di quelle necessarie al trattamento e allo smaltimento dei rifiuti solidi, liquidi e gassosi e di quelle necessarie alla sistemazione dei luoghi ove ne siano alterate le caratteristiche. La incidenza di tali opere è stabilita con deliberazione del consiglio comunale in base a parametri che la regione definisce con i criteri di cui al comma 4, lettere a) e b) dell'*articolo 16*, nonché in relazione ai tipi di attività produttiva.
2. Il permesso di costruire relativo a costruzioni o impianti destinati ad attività turistiche, commerciali e direzionali o allo svolgimento di servizi comporta la corresponsione di un contributo pari all'incidenza delle opere di urbanizzazione, determinata ai sensi dell'*articolo 16*, nonché una quota non superiore al 10 per cento del costo documentato di costruzione da stabilirsi, in relazione ai diversi tipi di attività, con deliberazione del consiglio comunale.
3. Qualora la destinazione d'uso delle opere indicate nei commi precedenti, nonché di quelle nelle zone agricole previste dall'*articolo 17*, venga comunque modificata nei dieci anni successivi all'ultimazione dei lavori, il contributo di costruzione è dovuto nella misura massima corrispondente alla nuova destinazione, determinata con riferimento al momento dell'intervenuta variazione.

---

**Sezione III**

**Procedimento**

**Art. 20 (R)** *Procedimento per il rilascio del permesso di costruire (decreto-legge 5 ottobre 1993, n. 398, art. 4, commi 1, 2, 3 e 4, convertito, con modificazioni, dalla legge 4 dicembre 1993, n. 493) <sup>(73)</sup> <sup>(87)</sup>*

1. La domanda per il rilascio del permesso di costruire, sottoscritta da uno dei soggetti legittimati ai sensi dell'*articolo 11*, va presentata allo sportello unico corredata da un'attestazione concernente il titolo di legittimazione, dagli elaborati progettuali richiesti, e quando ne ricorrano i presupposti, dagli altri documenti previsti dalla parte II. La domanda è accompagnata da una dichiarazione del progettista abilitato che asseveri la conformità del progetto agli strumenti urbanistici approvati ed adottati, ai regolamenti edilizi vigenti, e alle altre normative di settore aventi incidenza sulla disciplina dell'attività edilizia e, in particolare, alle norme antisismiche, di sicurezza, antincendio, igienico-sanitarie, alle norme relative all'efficienza energetica. <sup>(74)</sup>

1-bis. Con decreto del Ministro della salute, da adottarsi, previa intesa in Conferenza unificata, entro 90 giorni dall'entrata in vigore della presente disposizione, sono definiti i requisiti igienico-sanitari di carattere prestazionale degli edifici. <sup>(85)</sup>



2. Lo sportello unico comunica entro dieci giorni al richiedente il nominativo del responsabile del procedimento ai sensi degli *articoli 4 e 5 della legge 7 agosto 1990, n. 241*, e successive modificazioni. L'esame delle domande si svolge secondo l'ordine cronologico di presentazione.

3. Entro sessanta giorni dalla presentazione della domanda, il responsabile del procedimento cura l'istruttoria e formula una proposta di provvedimento, corredata da una dettagliata relazione, con la qualificazione tecnico-giuridica dell'intervento richiesto. Qualora sia necessario acquisire ulteriori atti di assenso, comunque denominati, resi da amministrazioni diverse, si procede ai sensi degli *articoli 14 e seguenti della legge 7 agosto 1990, n. 241*. <sup>(75)</sup>

4. Il responsabile del procedimento, qualora ritenga che ai fini del rilascio del permesso di costruire sia necessario apportare modifiche di modesta entità rispetto al progetto originario, può, nello stesso termine di cui al comma 3, richiedere tali modifiche, illustrandone le ragioni. L'interessato si pronuncia sulla richiesta di modifica entro il termine fissato e, in caso di adesione, è tenuto ad integrare la documentazione nei successivi quindici giorni. La richiesta di cui al presente comma sospende, fino al relativo esito, il decorso del termine di cui al comma 3.

5. Il termine di cui al comma 3 può essere interrotto una sola volta dal responsabile del procedimento, entro trenta giorni dalla presentazione della domanda, esclusivamente per la motivata richiesta di documenti che integrino o completino la documentazione presentata e che non siano già nella disponibilità dell'amministrazione o che questa non possa acquisire autonomamente. In tal caso, il termine ricomincia a decorrere dalla data di ricezione della documentazione integrativa.

[5-bis. Se entro il termine di cui al comma 3 non sono intervenute le intese, i concerti, i nulla osta o gli assensi, comunque denominati, delle altre amministrazioni pubbliche, o è intervenuto il dissenso di una o più amministrazioni interpellate, qualora tale dissenso non risulti fondato sull'assoluta incompatibilità dell'intervento, il responsabile dello sportello unico indice la conferenza di servizi ai sensi degli *articoli 14 e seguenti della legge 7 agosto 1990, n. 241*, e successive modificazioni. Le amministrazioni che esprimono parere positivo possono non intervenire alla conferenza di servizi e trasmettere i relativi atti di assenso, dei quali si tiene conto ai fini dell'individuazione delle posizioni prevalenti per l'adozione della determinazione motivata di conclusione del procedimento, di cui all'articolo 14-ter, comma 6-bis, della citata *legge n. 241 del 1990*, e successive modificazioni. <sup>(76) (83) (86)</sup> ]

6. Il provvedimento finale, che lo sportello unico provvede a notificare all'interessato, è adottato dal dirigente o dal responsabile dell'ufficio, entro il termine di trenta giorni dalla proposta di cui al comma 3. Qualora sia indetta la conferenza di servizi di cui al medesimo comma, la determinazione motivata di conclusione del procedimento, assunta nei termini di cui agli *articoli 14 e seguenti della legge 7 agosto 1990, n. 241*, e successive modificazioni, è, ad ogni effetto, titolo per la realizzazione dell'intervento. Il termine di cui al primo periodo è fissato in quaranta giorni con la medesima decorrenza qualora il dirigente o il responsabile del procedimento abbia comunicato all'istante i motivi che ostano all'accoglimento della domanda, ai sensi dell'*articolo 10-bis della citata legge n. 241 del 1990*, e successive modificazioni. Dell'avvenuto rilascio del permesso di costruire è data notizia al pubblico mediante affissione all'albo pretorio. Gli estremi del permesso di costruire sono indicati nel cartello esposto presso il cantiere, secondo le modalità stabilite dal regolamento edilizio. <sup>(77)</sup>

7. I termini di cui ai commi 3 e 5 sono raddoppiati nei soli casi di progetti particolarmente complessi secondo la motivata risoluzione del responsabile del procedimento. <sup>(82)</sup>

8. (L) Decorso inutilmente il termine per l'adozione del provvedimento conclusivo, ove il dirigente o il responsabile dell'ufficio non abbia opposto motivato diniego, sulla domanda di permesso di costruire si intende formato il silenzio-assenso, fatti salvi i casi in cui sussistano vincoli relativi all'assetto idrogeologico, ambientali, paesaggistici o culturali, per i quali si applicano le disposizioni di cui agli *articoli 14 e seguenti della legge 7 agosto 1990, n. 241*. <sup>(79)</sup>

[9. (L) Qualora l'immobile oggetto dell'intervento sia sottoposto a vincoli di assetto idrogeologico, ambientali, paesaggistici o culturali, il termine di cui al comma 6 decorre dal rilascio del relativo atto di assenso, il procedimento è concluso con l'adozione di un provvedimento espresso e si applica quanto previsto dall'articolo 2 della *legge 7 agosto 1990, n. 241*, e successive modificazioni. In caso di diniego dell'atto di assenso, eventualmente acquisito in conferenza di servizi, decorso il termine per l'adozione del provvedimento finale, la domanda di rilascio del permesso di costruire si intende respinta. Il responsabile del procedimento trasmette al richiedente il provvedimento di diniego dell'atto di assenso entro cinque giorni dalla data in cui è acquisito agli atti, con le indicazioni di cui all'articolo 3, *comma 4*, della *legge 7 agosto 1990, n. 241*. Per gli immobili sottoposti a vincolo paesaggistico, resta fermo quanto previsto dall'articolo 146, *comma 9*, del codice di cui al *decreto legislativo 22 gennaio 2004, n. 42*, e successive modificazioni. <sup>(80) (84)</sup> ]

[10. Qualora l'immobile oggetto dell'intervento sia sottoposto ad un vincolo la cui tutela non compete all'amministrazione comunale, il competente ufficio comunale acquisisce il relativo assenso nell'ambito della conferenza di servizi di cui al comma 5-bis. In caso di esito non favorevole, sulla domanda di permesso di costruire si intende formato il silenzio-rifiuto. <sup>(78) (81)</sup> ]

11. Il termine per il rilascio del permesso di costruire per gli interventi di cui all'*articolo 22*, comma 7, è di settantacinque giorni dalla data di presentazione della domanda.

12. Fermo restando quanto previsto dalla vigente normativa in relazione agli adempimenti di competenza delle amministrazioni statali coinvolte, sono fatte salve le disposizioni contenute nelle leggi regionali che prevedano misure di ulteriore semplificazione e ulteriori riduzioni di termini procedurali.

13. Ove il fatto non costituisca più grave reato, chiunque, nelle dichiarazioni o attestazioni o asseverazioni di cui al comma 1, dichiara o attesta falsamente l'esistenza dei requisiti o dei presupposti di cui al medesimo comma è punito con la reclusione da uno a tre anni. In tali casi, il responsabile del procedimento informa il competente ordine professionale per l'irrogazione delle sanzioni disciplinari.

---

(73) Articolo modificato dall'art. 1, comma 1, lett. d), D.Lgs. 27 dicembre 2002, n. 301 e, successivamente, così sostituito dall'art. 5, comma 2, lett. a), n. 3), D.L. 13 maggio 2011, n. 70, convertito, con modificazioni, dalla L. 12 luglio 2011, n. 106.

(74) Comma così modificato dall'art. 13, comma 2, lett. d), n. 1), D.L. 22 giugno 2012, n. 83, convertito, con modificazioni, dalla L. 7 agosto 2012, n. 134 e, successivamente, dall'art. 3, comma 1, lett. d), n. 1), D.Lgs. 25 novembre 2016, n. 222.

(75) Comma così modificato dall'art. 13, comma 2, lett. d), n. 2), D.L. 22 giugno 2012, n. 83, convertito, con modificazioni, dalla L. 7 agosto 2012, n. 134, e, successivamente, dall'art. 2, comma 1, lett. b), n. 1), D.Lgs. 30 giugno 2016, n. 127; per l'applicazione di tale ultima disposizione vedi l'art. 7, comma 1 del medesimo D.Lgs. n. 127/2016.

(76) Comma inserito dall'art. 13, comma 2, lett. d), n. 3), D.L. 22 giugno 2012, n. 83, convertito, con modificazioni, dalla L. 7 agosto 2012, n. 134.

(77) Comma sostituito dall'art. 13, comma 2, lett. d), n. 4), D.L. 22 giugno 2012, n. 83, convertito, con modificazioni, dalla L. 7 agosto 2012, n. 134, e, successivamente, così modificato dall'art. 2, comma 1, lett. b), n. 3), D.Lgs. 30 giugno 2016, n. 127; per l'applicazione di tale ultima disposizione vedi l'art. 7, comma 1 del medesimo D.Lgs. n. 127/2016.

(78) Comma così sostituito dall'art. 13, comma 2, lett. d), n. 5), D.L. 22 giugno 2012, n. 83, convertito, con modificazioni, dalla L. 7 agosto 2012, n. 134.

(79) Comma sostituito dall'art. 30, comma 1, lett. d), n. 1), D.L. 21 giugno 2013, n. 69, convertito, con modificazioni, dalla L. 9 agosto 2013, n. 98; per l'applicazione di tale disposizione vedi il comma 6 dell'art. 30 del medesimo D.L. n. 69/2013. Successivamente, il presente comma è stato sostituito dall'art. 54, comma 1, lett. e), L. 28 dicembre 2015, n. 221 e così modificato dall'art. 2, comma 1, lett. b), n. 4), D.Lgs. 30 giugno 2016, n. 127; per l'applicazione di tale ultima disposizione vedi l'art. 7, comma 1 del medesimo D.Lgs. n. 127/2016.

(80) Comma sostituito dall'art. 30, comma 1, lett. d), n. 2), D.L. 21 giugno 2013, n. 69, convertito, con modificazioni, dalla L. 9 agosto 2013, n. 98; per l'applicazione di tale disposizione vedi il comma 6 dell'art. 30 del medesimo D.L. n. 69/2013. Successivamente, il presente comma è stato così sostituito dall'art. 54, comma 1, lett. e), L. 28 dicembre 2015, n. 221.

(81) Comma abrogato dall'art. 30, comma 1, lett. d), n. 3), D.L. 21 giugno 2013, n. 69, convertito, con modificazioni, dalla L. 9 agosto 2013, n. 98; per l'applicazione di tale disposizione vedi il comma 6 dell'art. 30 del medesimo D.L. n. 69/2013.

(82) Comma così sostituito dall'art. 17, comma 1, lett. i), D.L. 12 settembre 2014, n. 133, convertito, con modificazioni, dalla L. 11 novembre 2014, n. 164; per l'applicazione di tale disposizione vedi il comma 2-ter dell'art. 17 del medesimo D.L. n. 133/2014.

(83) Comma abrogato dall'art. 2, comma 1, lett. b), n. 2), D.Lgs. 30 giugno 2016, n. 127; per l'applicazione di tale disposizione vedi l'art. 7, comma 1 del medesimo D.Lgs. n. 127/2016.

(84) Comma abrogato dall'art. 2, comma 1, lett. b), n. 5), D.Lgs. 30 giugno 2016, n. 127; per l'applicazione di tale disposizione vedi l'art. 7, comma 1 del medesimo D.Lgs. n. 127/2016.

(85) Comma inserito dall'art. 3, comma 1, lett. d), n.2), D.Lgs. 25 novembre 2016, n. 222.

(86) Vedi, anche, l'art. 7-bis, comma 3, lett. b), D.Lgs. 3 marzo 2011, n. 28, come modificato dall'art. 30, comma 1, D.L. 24 giugno 2014, n. 91, convertito, con modificazioni, dalla L. 11 agosto 2014, n. 116.

(87) Vedi, anche, l'Accordo 12 giugno 2014, n. 67/CU.

---

**Art. 21 (R)** *Intervento sostitutivo regionale (decreto-legge 5 ottobre 1993, n. 398, art. 4, commi 5 e 6, convertito, con modificazioni, dalla legge 4 dicembre 1993, n. 493)* <sup>(88)</sup>

1. Le regioni, con proprie leggi, determinano forme e modalità per l'eventuale esercizio del potere sostitutivo nei confronti dell'ufficio dell'amministrazione comunale competente per il rilascio del permesso di costruire.

(88) Articolo così sostituito dall'art. 5, comma 2, lett. a), n. 4), D.L. 13 maggio 2011, n. 70, convertito, con modificazioni, dalla L. 12 luglio 2011, n. 106.

### Capo III

#### Segnalazione certificata di inizio di attività <sup>(89)</sup>

**Art. 22 (L)** *Interventi subordinati a segnalazione certificata di inizio di attività (decreto-legge 5 ottobre 1993, n. 398, art. 4, commi 7, 8, convertito, con modificazioni, dalla legge 4 dicembre 1993, n. 493, come modificato dall'art. 2, comma 60, della legge 23 dicembre 1996, n. 662, nel testo risultante dalle modifiche introdotte dall'art. 10 del decreto-legge 31 dicembre 1996, n. 669; decreto-legge 25 marzo 1997, n. 67, art. 11, convertito, con modifiche, dalla legge 23 maggio 1997, n. 135; decreto legislativo 29 ottobre 1999, n. 490, in part. articoli 34 ss, e 149) <sup>(95)</sup> <sup>(90)</sup> <sup>(98)</sup>*

1. Sono realizzabili mediante la segnalazione certificata di inizio di attività di cui all'articolo 19 della legge 7 agosto 1990, n. 241, nonché in conformità alle previsioni degli strumenti urbanistici, dei regolamenti edilizi e della disciplina urbanistico-edilizia vigente:

- a) gli interventi di manutenzione straordinaria di cui all'articolo 3, comma 1, lettera b), qualora riguardino le parti strutturali dell'edificio;
- b) gli interventi di restauro e di risanamento conservativo di cui all'articolo 3, comma 1, lettera c), qualora riguardino le parti strutturali dell'edificio;
- c) gli interventi di ristrutturazione edilizia di cui all'articolo 3, comma 1, lettera d), diversi da quelli indicati nell'articolo 10, comma 1, lettera c. <sup>(92)</sup>

2. Sono, altresì, realizzabili mediante segnalazione certificata di inizio attività le varianti a permessi di costruire che non incidono sui parametri urbanistici e sulle volumetrie, che non modificano la destinazione d'uso e la categoria edilizia, non alterano la sagoma dell'edificio qualora sottoposto a vincolo ai sensi del *decreto legislativo 22 gennaio 2004, n. 42* e successive modificazioni, e non violano le eventuali prescrizioni contenute nel permesso di costruire. Ai fini dell'attività di vigilanza urbanistica ed edilizia, nonché ai fini dell'agibilità, tali segnalazioni certificate di inizio attività costituiscono parte integrante del procedimento relativo al permesso di costruzione dell'intervento principale e possono essere presentate prima della dichiarazione di ultimazione dei lavori. <sup>(91)</sup>

2-bis. Sono realizzabili mediante segnalazione certificata d'inizio attività e comunicate a fine lavori con attestazione del professionista, le varianti a permessi di costruire che non configurano una variazione essenziale, a condizione che siano conformi alle prescrizioni urbanistico-edilizie e siano attuate dopo l'acquisizione degli eventuali atti di assenso prescritti dalla normativa sui vincoli paesaggistici, idrogeologici, ambientali, di tutela del patrimonio storico, artistico ed archeologico e dalle altre normative di settore. <sup>(93)</sup>

[3. In alternativa al permesso di costruire, possono essere realizzati mediante denuncia di inizio attività:

- a) gli interventi di ristrutturazione di cui all'articolo 10, comma 1, lettera c);
- b) gli interventi di nuova costruzione o di ristrutturazione urbanistica qualora siano disciplinati da piani attuativi comunque denominati, ivi compresi gli accordi negoziali aventi valore di piano attuativo, che contengano precise disposizioni plano-volumetriche, tipologiche, formali e costruttive, la cui sussistenza sia stata esplicitamente dichiarata dal competente organo comunale in sede di approvazione degli stessi piani o di ricognizione di quelli vigenti; qualora i piani attuativi risultino approvati anteriormente all'entrata in vigore della *legge 21 dicembre 2001, n. 443*, il relativo atto di ricognizione deve avvenire entro trenta giorni dalla richiesta degli interessati; in mancanza si prescinde dall'atto di ricognizione, purché il progetto di costruzione venga accompagnato da apposita relazione tecnica nella quale venga asseverata l'esistenza di piani attuativi con le caratteristiche sopra menzionate;
- c) gli interventi di nuova costruzione qualora siano in diretta esecuzione di strumenti urbanistici generali recanti precise disposizioni plano-volumetriche. <sup>(96)</sup> ]

4. Le regioni a statuto ordinario con legge possono ampliare o ridurre l'ambito applicativo delle disposizioni di cui ai commi precedenti. Restano, comunque, ferme le sanzioni penali previste all'*articolo 44*.

[5. Gli interventi di cui al comma 3 sono soggetti al contributo di costruzione ai sensi dell'*articolo 16*. Le regioni possono individuare con legge gli altri interventi soggetti a denuncia di inizio attività, diversi da quelli di cui al comma 3, assoggettati al contributo di costruzione definendo criteri e parametri per la relativa determinazione. <sup>(96)</sup> ]

6. La realizzazione degli interventi di cui al presente Capo che riguardino immobili sottoposti a tutela storico-artistica, paesaggistico-ambientale o dell'assetto idrogeologico, è subordinata al preventivo rilascio del parere o dell'autorizzazione richiesti dalle relative previsioni normative. Nell'ambito delle norme di tutela rientrano, in particolare, le disposizioni di cui al *decreto legislativo 29 ottobre 1999, n. 490*. <sup>(94)</sup>

7. E' comunque salva la facoltà dell'interessato di chiedere il rilascio di permesso di costruire per la realizzazione degli interventi di cui al presente Capo, senza obbligo del pagamento del contributo di costruzione di cui all'*articolo 16*, salvo quanto previsto dall'ultimo periodo del comma 1 dell'*articolo 23*. In questo caso la violazione della disciplina urbanistico-edilizia non comporta l'applicazione delle sanzioni di cui all'*articolo 44* ed è soggetta all'applicazione delle sanzioni di cui all'*articolo 37*. <sup>(97)</sup>

*(89) Rubrica così sostituita dall' art. 3, comma 1, lett. e), D.Lgs. 25 novembre 2016, n. 222. L'originaria rubrica «Denuncia di inizio attività» era stata sostituita dall' art. 17, comma 1, lett. l), D.L. 12 settembre 2014, n. 133, convertito, con modificazioni, dalla L. 11 novembre 2014, n. 164, in «Segnalazione certificata di inizio attività e denuncia di inizio attività».*

*(90) Articolo così sostituito dall'art. 1, comma 1, lett. e), D.Lgs. 27 dicembre 2002, n. 301.*

*(91) Comma modificato dall' art. 30, comma 1, lett. e), D.L. 21 giugno 2013, n. 69, convertito, con modificazioni, dalla L. 9 agosto 2013, n. 98; per l'applicazione di tale disposizione vedi il comma 6 dell' art. 30 del medesimo D.L. n. 69/2013. Successivamente, il presente comma è stato modificato dall' art. 17, comma 1, lett. m), n. 1), D.L. 12 settembre 2014, n. 133, convertito, con modificazioni, dalla L. 11 novembre 2014, n. 164. Infine, il presente comma è stato così modificato dall' art. 3, comma 1, lett. f), n. 3), D.Lgs. 25 novembre 2016, n. 222.*

*(92) Comma così modificato dall' art. 17, comma 1, lett. m), n. 1), D.L. 12 settembre 2014, n. 133, convertito, con modificazioni, dalla L. 11 novembre 2014, n. 164. Successivamente, il presente comma è stato così sostituito dall' art. 3, comma 1, lett. f), n. 2), D.Lgs. 25 novembre 2016, n. 222.*

*(93) Comma inserito dall' art. 17, comma 1, lett. m), n. 2), D.L. 12 settembre 2014, n. 133, convertito, con modificazioni, dalla L. 11 novembre 2014, n. 164.*

*(94) Comma così modificato dall' art. 54, comma 1, lett. f), L. 28 dicembre 2015, n. 221 e, successivamente, dall' art. 3, comma 1, lett. f), n. 5), D.Lgs. 25 novembre 2016, n. 222.*

*(95) Rubrica così sostituita dall' art. 3, comma 1, lett. f), n. 1), D.Lgs. 25 novembre 2016, n. 222.*

*(96) Comma abrogato dall' art. 3, comma 1, lett. f), n. 4), D.Lgs. 25 novembre 2016, n. 222.*

*(97) Comma così modificato dall' art. 3, comma 1, lett. f), n. 6), D.Lgs. 25 novembre 2016, n. 222.*

*(98) Vedi, anche, l' art. 1-quater, comma 1, D.L. 8 luglio 2010, n. 105, convertito, con modificazioni, dalla L. 13 agosto 2010, n. 129.*

**Art. 23 (L commi 3 e 4 - R commi 1, 2, 5, 6 e 7) Interventi subordinati a segnalazione certificata di inizio di attività in alternativa al permesso di costruire (legge 24 dicembre 1993, n. 537, art. 2, comma 10, che sostituisce l'art. 19 della legge 7 agosto 1990, n. 241; decreto-legge 5 ottobre 1993, n. 398, art. 4, commi 8-bis, 9, 10, 11, 14, e 15, come modificato dall'art. 2, comma 60, della legge 23 dicembre 1996, n. 662, nel testo risultante dalle modifiche introdotte dall'art. 10 del decreto-legge 31 dicembre 1996, n. 669) <sup>(106) (99) (101)</sup>**

01. In alternativa al permesso di costruire, possono essere realizzati mediante segnalazione certificata di inizio di attività:

a) gli interventi di ristrutturazione di cui all'*articolo 10*, comma 1, lettera c);

b) gli interventi di nuova costruzione o di ristrutturazione urbanistica qualora siano disciplinati da piani attuativi comunque denominati, ivi compresi gli accordi negoziali aventi valore di piano attuativo, che contengano precise disposizioni planovolumetriche, tipologiche, formali e costruttive, la cui sussistenza sia stata esplicitamente dichiarata dal competente organo comunale in sede di approvazione degli stessi piani o di ricognizione di quelli vigenti; qualora i piani attuativi risultino approvati anteriormente all'entrata in vigore della *legge 21 dicembre 2001, n. 443*, il relativo atto di ricognizione deve avvenire entro trenta

giorni dalla richiesta degli interessati; in mancanza si prescinde dall'atto di ricognizione, purché il progetto di costruzione venga accompagnato da apposita relazione tecnica nella quale venga asseverata l'esistenza di piani attuativi con le caratteristiche sopra menzionate;

c) gli interventi di nuova costruzione qualora siano in diretta esecuzione di strumenti urbanistici generali recanti precise disposizioni plano-volumetriche.

Gli interventi di cui alle lettere precedenti sono soggetti al contributo di costruzione ai sensi dell'articolo 16. Le regioni possono individuare con legge gli altri interventi soggetti a segnalazione certificata di inizio attività, diversi da quelli di cui alle lettere precedenti, assoggettati al contributo di costruzione definendo criteri e parametri per la relativa determinazione. <sup>(107)</sup>

1. Il proprietario dell'immobile o chi abbia titolo per presentare la segnalazione certificata di inizio attività, almeno trenta giorni prima dell'effettivo inizio dei lavori, presenta allo sportello unico la segnalazione, accompagnata da una dettagliata relazione a firma di un progettista abilitato e dagli opportuni elaborati progettuali, che asseveri la conformità delle opere da realizzare agli strumenti urbanistici approvati e non in contrasto con quelli adottati ed ai regolamenti edilizi vigenti, nonché il rispetto delle norme di sicurezza e di quelle igienico-sanitarie. <sup>(108)</sup>

1-bis. Nei casi in cui la normativa vigente prevede l'acquisizione di atti o pareri di organi o enti appositi, ovvero l'esecuzione di verifiche preventive, con la sola esclusione dei casi in cui sussistano vincoli relativi all'assetto idrogeologico, ambientali, paesaggistici o culturali e degli atti rilasciati dalle amministrazioni preposte alla difesa nazionale, alla pubblica sicurezza, all'immigrazione, all'asilo, alla cittadinanza, all'amministrazione della giustizia, all'amministrazione delle finanze, ivi compresi gli atti concernenti le reti di acquisizione del gettito, anche derivante dal gioco, nonché di quelli previsti dalla normativa per le costruzioni in zone sismiche e di quelli imposti dalla normativa comunitaria, essi sono comunque sostituiti dalle autocertificazioni, attestazioni e asseverazioni o certificazioni di tecnici abilitati relative alla sussistenza dei requisiti e dei presupposti previsti dalla legge, dagli strumenti urbanistici approvati o adottati e dai regolamenti edilizi, da produrre a corredo della documentazione di cui al comma 1, salve le verifiche successive degli organi e delle amministrazioni competenti. <sup>(105)</sup>

1-ter. La denuncia, corredata delle dichiarazioni, attestazioni e asseverazioni nonché dei relativi elaborati tecnici, può essere presentata mediante posta raccomandata con avviso di ricevimento, ad eccezione dei procedimenti per cui è previsto l'utilizzo esclusivo della modalità telematica; in tal caso la denuncia si considera presentata al momento della ricezione da parte dell'amministrazione. <sup>(102)</sup>

2. La segnalazione certificata di inizio attività è corredata dall'indicazione dell'impresa cui si intende affidare i lavori ed è sottoposta al termine massimo di efficacia pari a tre anni. La realizzazione della parte non ultimata dell'intervento è subordinata a nuova segnalazione. L'interessato è comunque tenuto a comunicare allo sportello unico la data di ultimazione dei lavori. <sup>(108)</sup>

3. Nel caso dei vincoli e delle materie oggetto dell'esclusione di cui al comma 1-bis, qualora l'immobile oggetto dell'intervento sia sottoposto ad un vincolo la cui tutela compete, anche in via di delega, alla stessa amministrazione comunale, il termine di trenta giorni di cui al comma 1 decorre dal rilascio del relativo atto di assenso. Ove tale atto non sia favorevole, la denuncia è priva di effetti. <sup>(103)</sup>

4. Nel caso dei vincoli e delle materie oggetto dell'esclusione di cui al comma 1-bis, qualora l'immobile oggetto dell'intervento sia sottoposto ad un vincolo la cui tutela non compete all'amministrazione comunale, ove il parere favorevole del soggetto preposto alla tutela non sia allegato alla segnalazione, il competente ufficio comunale convoca una conferenza di servizi ai sensi degli *articoli 14, 14-bis, 14-ter, 14-quater, della legge 7 agosto 1990, n. 241*. Il termine di trenta giorni di cui al comma 1 decorre dall'esito della conferenza. In caso di esito non favorevole, la segnalazione è priva di effetti. <sup>(104)</sup>

5. La sussistenza del titolo è provata con la copia della segnalazione certificata di inizio attività da cui risulti la data di ricevimento della segnalazione, l'elenco di quanto presentato a corredo del progetto, l'attestazione del professionista abilitato, nonché gli atti di assenso eventualmente necessari. <sup>(108)</sup>

6. Il dirigente o il responsabile del competente ufficio comunale, ove entro il termine indicato al comma 1 sia riscontrata l'assenza di una o più delle condizioni stabilite, notifica all'interessato l'ordine motivato di non effettuare il previsto intervento e, in caso di falsa attestazione del professionista abilitato, informa l'autorità giudiziaria e il consiglio dell'ordine di appartenenza. E' comunque salva la facoltà di ripresentare la denuncia di inizio attività, con le modifiche o le integrazioni necessarie per renderla conforme alla normativa urbanistica ed edilizia.

7. Ultimato l'intervento, il progettista o un tecnico abilitato rilascia un certificato di collaudo finale, che va presentato allo sportello unico, con il quale si attesta la conformità dell'opera al progetto presentato con la segnalazione certificata di inizio attività.

Contestualmente presenta ricevuta dell'avvenuta presentazione della variazione catastale conseguente alle opere realizzate ovvero dichiarazione che le stesse non hanno comportato modificazioni del classamento. In assenza di tale documentazione si applica la sanzione di cui all'*articolo 37*, comma 5. <sup>(100)</sup>

---

(99) *Articolo così sostituito dall'art. 1, comma 1, lett. f), D.Lgs. 27 dicembre 2002, n. 301.*

(100) *Comma così modificato dall'art. 1, comma 558, L. 30 dicembre 2004, n. 311, a decorrere dal 1° gennaio 2005 e, successivamente, dall' art. 3, comma 1, lett. g), n. 3), D.Lgs. 25 novembre 2016, n. 222.*

(101) *Vedi, anche, l'art. 2, comma 13, D.L. 25 giugno 2008, n. 112 e il comma 1 dell'art. 1-quater, D.L. 8 luglio 2010, n. 105, convertito, con modificazioni, dalla L. 13 agosto 2010, n. 129.*

(102) *Comma inserito dall' articolo 13, comma 2, lett. e), n. 1), D.L. 22 giugno 2012, n. 83, convertito, con modificazioni, dalla L. 7 agosto 2012, n. 134 e, successivamente, così modificato dall' art. 2, comma 1, e dall' allegato 1 al D.Lgs. 22 gennaio 2016, n. 10, a decorrere dal 29 gennaio 2016, ai sensi di quanto disposto dall' art. 3, comma 1 del medesimo D.Lgs. n. 10/2016.*

(103) *Comma così modificato dall' articolo 13, comma 2, lett. e), n. 2), D.L. 22 giugno 2012, n. 83, convertito, con modificazioni, dalla L. 7 agosto 2012, n. 134.*

(104) *Comma così modificato dall' articolo 13, comma 2, lett. e), n. 3), D.L. 22 giugno 2012, n. 83, convertito, con modificazioni, dalla L. 7 agosto 2012, n. 134 e, successivamente, dall' art. 3, comma 1, lett. g), n. 3), D.Lgs. 25 novembre 2016, n. 222.*

(105) *Comma inserito dall' art. 13, comma 2, lett. e), n. 1), D.L. 22 giugno 2012, n. 83, convertito, con modificazioni, dalla L. 7 agosto 2012, n. 134 e, successivamente, così modificato dall' art. 54, comma 1, lett. g), L. 28 dicembre 2015, n. 221.*

(106) *Rubrica così sostituita dall' art. 3, comma 1, lett. g), n. 1), D.Lgs. 25 novembre 2016, n. 222.*

(107) *Comma inserito dall' art. 3, comma 1, lett. g), n. 2), D.Lgs. 25 novembre 2016, n. 222.*

(108) *Comma così modificato dall' art. 3, comma 1, lett. g), n. 3), D.Lgs. 25 novembre 2016, n. 222.*

---

#### **Art. 23-bis** *Autorizzazioni preliminari alla segnalazione certificata di inizio attività e alla comunicazione dell'inizio dei lavori* <sup>(109)</sup>

1. Nei casi in cui si applica la disciplina della segnalazione certificata di inizio attività di cui all'*articolo 19 della legge 7 agosto 1990, n. 241*, prima della presentazione della segnalazione, l'interessato può richiedere allo sportello unico di provvedere all'acquisizione di tutti gli atti di assenso, comunque denominati, necessari per l'intervento edilizio, o presentare istanza di acquisizione dei medesimi atti di assenso contestualmente alla segnalazione. Lo sportello unico comunica tempestivamente all'interessato l'avvenuta acquisizione degli atti di assenso. Se tali atti non vengono acquisiti entro il termine di cui all'*articolo 20, comma 3*, si applica quanto previsto dal comma 5-bis del medesimo articolo.

2. In caso di presentazione contestuale della segnalazione certificata di inizio attività e dell'istanza di acquisizione di tutti gli atti di assenso, comunque denominati, necessari per l'intervento edilizio, l'interessato può dare inizio ai lavori solo dopo la comunicazione da parte dello sportello unico dell'avvenuta acquisizione dei medesimi atti di assenso o dell'esito positivo della conferenza di servizi.

3. Le disposizioni di cui ai commi 1 e 2, si applicano anche alla comunicazione dell'inizio dei lavori di cui all'*articolo 6-bis*, qualora siano necessari atti di assenso, comunque denominati, per la realizzazione dell'intervento edilizio. <sup>(110)</sup>

4. All'interno delle zone omogenee A) di cui al *decreto del Ministro dei lavori pubblici 2 aprile 1968, n. 1444*, e in quelle equipollenti secondo l'eventuale diversa denominazione adottata dalle leggi regionali, i comuni devono individuare con propria deliberazione, da adottare entro il 30 giugno 2014, le aree nelle quali non è applicabile la segnalazione certificata di inizio attività per interventi di demolizione e ricostruzione, o per varianti a permessi di costruire, comportanti modifiche della sagoma. Senza nuovi o maggiori oneri a carico della finanza pubblica, decorso tale termine e in mancanza di intervento sostitutivo della regione ai sensi della normativa vigente, la deliberazione di cui al primo periodo è adottata da un Commissario nominato dal Ministro delle infrastrutture e dei trasporti. Nelle restanti aree interne alle zone omogenee A) e a quelle equipollenti di cui al primo periodo, gli interventi cui è applicabile la segnalazione certificata di inizio attività non possono in ogni caso avere inizio prima che siano decorsi trenta giorni dalla data di presentazione della segnalazione. Nelle more dell'adozione della deliberazione di cui al primo periodo e comunque in sua assenza, non trova applicazione per le predette zone omogenee A) la segnalazione certificata di inizio attività con modifica della sagoma.

---

(109) Articolo inserito dall' art. 30, comma 1, lett. f), D.L. 21 giugno 2013, n. 69, convertito, con modificazioni, dalla L. 9 agosto 2013, n. 98; per l'applicazione di tale disposizione vedi il comma 6 dell' art. 30 del medesimo D.L. n. 69/2013.

(110) Comma così modificato dall' art. 3, comma 1, lett. h), D.Lgs. 25 novembre 2016, n. 222.

---

**Art. 23-ter** *Mutamento d'uso urbanisticamente rilevante* <sup>(111)</sup>

1. Salva diversa previsione da parte delle leggi regionali, costituisce mutamento rilevante della destinazione d'uso ogni forma di utilizzo dell'immobile o della singola unità immobiliare diversa, da quella originaria, ancorché non accompagnata dall'esecuzione di opere edilizie, purché tale da comportare l'assegnazione dell'immobile o dell'unità immobiliare considerati ad una diversa categoria funzionale tra quelle sotto elencate:

a) residenziale;

a-bis) turistico-ricettiva;

b) produttiva e direzionale;

c) commerciale;

d) rurale.

2. La destinazione d'uso di un fabbricato o di una unità immobiliare è quella prevalente in termini di superficie utile.

3. Le regioni adeguano la propria legislazione ai principi di cui al presente articolo entro novanta giorni dalla data della sua entrata in vigore. Decorso tale termine, trovano applicazione diretta le disposizioni del presente articolo. Salva diversa previsione da parte delle leggi regionali e degli strumenti urbanistici comunali, il mutamento della destinazione d'uso all'interno della stessa categoria funzionale è sempre consentito.

---

(111) Articolo inserito dall' art. 17, comma 1, lett. n), D.L. 12 settembre 2014, n. 133, convertito, con modificazioni, dalla L. 11 novembre 2014, n. 164.

---

**Titolo III****Agibilità degli edifici****Capo I****Certificato di agibilità**

**Art. 24 (L)** *Agibilità* (regio decreto 27 luglio 1934, n. 1265, articoli 220; 221, comma 2, come modificato dall'art. 70, decreto legislativo 30 dicembre 1999, n. 507; decreto legislativo 18 agosto 2000, n. 267, articoli 107 e 109; legge 28 febbraio 1985, n. 47, art. 52, comma 1) <sup>(112)</sup>

1. La sussistenza delle condizioni di sicurezza, igiene, salubrità, risparmio energetico degli edifici e degli impianti negli stessi installati, valutate secondo quanto dispone la normativa vigente, nonché la conformità dell'opera al progetto presentato e la sua agibilità sono attestati mediante segnalazione certificata.

2. Ai fini dell'agibilità, entro quindici giorni dall'ultimazione dei lavori di finitura dell'intervento, il soggetto titolare del permesso di costruire, o il soggetto che ha presentato la segnalazione certificata di inizio di attività, o i loro successori o aventi causa, presenta allo sportello unico per l'edilizia la segnalazione certificata, per i seguenti interventi:

a) nuove costruzioni;

b) ricostruzioni o sopraelevazioni, totali o parziali;

c) interventi sugli edifici esistenti che possano influire sulle condizioni di cui al comma 1.

3. La mancata presentazione della segnalazione, nei casi indicati al comma 2, comporta l'applicazione della sanzione amministrativa pecuniaria da euro 77 a euro 464.

4. Ai fini dell'agibilità, la segnalazione certificata può riguardare anche:

a) singoli edifici o singole porzioni della costruzione, purché funzionalmente autonomi, qualora siano state realizzate e collaudate le opere di urbanizzazione primaria relative all'intero intervento edilizio e siano state completate e collaudate le parti strutturali connesse, nonché collaudati e certificati gli impianti relativi alle parti comuni;

b) singole unità immobiliari, purché siano completate e collaudate le opere strutturali connesse, siano certificati gli impianti e siano completate le parti comuni e le opere di urbanizzazione primaria dichiarate funzionali rispetto all'edificio oggetto di agibilità parziale.

5. La segnalazione certificata di cui ai commi da 1 a 4 è corredata dalla seguente documentazione:

a) attestazione del direttore dei lavori o, qualora non nominato, di un professionista abilitato che assevera la sussistenza delle condizioni di cui al comma 1;

b) certificato di collaudo statico di cui all'articolo 67 ovvero, per gli interventi di cui al comma 8-bis del medesimo articolo, dichiarazione di regolare esecuzione resa dal direttore dei lavori;

c) dichiarazione di conformità delle opere realizzate alla normativa vigente in materia di accessibilità e superamento delle barriere architettoniche di cui all'articolo 77, nonché all'articolo 82;

d) gli estremi dell'avvenuta dichiarazione di aggiornamento catastale;

e) dichiarazione dell'impresa installatrice, che attesta la conformità degli impianti installati negli edifici alle condizioni di sicurezza, igiene, salubrità, risparmio energetico prescritte dalla disciplina vigente ovvero, ove previsto, certificato di collaudo degli stessi.

6. L'utilizzo delle costruzioni di cui ai commi 2 e 4 può essere iniziato dalla data di presentazione allo sportello unico della segnalazione corredata della documentazione di cui al comma 5. Si applica l'articolo 19, commi 3 e 6-bis, della legge 7 agosto 1990, n. 241.

7. Le Regioni, le Province autonome, i Comuni e le Città metropolitane, nell'ambito delle proprie competenze, disciplinano le modalità di effettuazione dei controlli, anche a campione e comprensivi dell'ispezione delle opere realizzate.

---

(112) Articolo corretto da Comunicato 13 novembre 2001, pubblicato nella G.U. 13 novembre 2001, n. 264 e modificato dall' art. 30, comma 1, lett. g), D.L. 21 giugno 2013, n. 69, convertito, con modificazioni, dalla L. 9 agosto 2013, n. 98; per l'applicazione di tale disposizione vedi il comma 6 dell' art. 30 del medesimo D.L. n. 69/2013. Il suddetto art. 30, comma 1, lett. g), D.L. 21 giugno 2013, n. 69 aveva previsto l'aggiunta nel presente articolo del comma 4-ter; tale modifica non è stata confermata dalla legge di conversione (L. 9 agosto 2013, n. 98). Successivamente, il presente articolo è stato modificato dall' art. 17, comma 1, lett. o), D.L. 12 settembre 2014, n. 133, convertito, con modificazioni, dalla L. 11 novembre 2014, n. 164. Infine, il presente articolo è stato così sostituito dall' art. 3, comma 1, lett. i), D.Lgs. 25 novembre 2016, n. 222.

---

**Art. 25 (R) Procedimento di rilascio del certificato di agibilità (decreto del Presidente della Repubblica 22 aprile 1994, n. 425; legge 5 novembre 1971, n. 1086, articoli 7 e 8) <sup>(116)</sup>**

[1. Entro quindici giorni dall'ultimazione dei lavori di finitura dell'intervento, il soggetto di cui all'articolo 24, comma 3, è tenuto a presentare allo sportello unico la domanda di rilascio del certificato di agibilità, corredata della seguente documentazione:

a) richiesta di accatastamento dell'edificio, sottoscritta dallo stesso richiedente il certificato di agibilità, che lo sportello unico provvede a trasmettere al catasto;

b) dichiarazione sottoscritta dallo stesso richiedente il certificato di agibilità di conformità dell'opera rispetto al progetto approvato, nonché in ordine alla avvenuta prosciugatura dei muri e della salubrità degli ambienti;



c) dichiarazione dell'impresa installatrice che attesta la conformità degli impianti installati negli edifici adibiti ad uso civile alle prescrizioni di cui agli *articoli 113 e 127*, nonché all'*articolo 1 della legge 9 gennaio 1991, n. 10*, ovvero certificato di collaudo degli stessi, ove previsto, ovvero ancora certificazione di conformità degli impianti prevista dagli *articoli 111 e 126* del presente testo unico.

2. Lo sportello unico comunica al richiedente, entro dieci giorni dalla ricezione della domanda di cui al comma 1, il nominativo del responsabile del procedimento ai sensi degli *articoli 4 e 5 della legge 7 agosto 1990, n. 241*.

3. Entro trenta giorni dalla ricezione della domanda di cui al comma 1, il dirigente o il responsabile del competente ufficio comunale, previa eventuale ispezione dell'edificio, rilascia il certificato di agibilità verificata la seguente documentazione:

a) certificato di collaudo statico di cui all'*articolo 67*;

b) certificato del competente ufficio tecnico della regione, di cui all'*articolo 62*, attestante la conformità delle opere eseguite nelle zone sismiche alle disposizioni di cui al capo IV della parte II;

c) la documentazione indicata al comma 1;

d) dichiarazione di conformità delle opere realizzate alla normativa vigente in materia di accessibilità e superamento delle barriere architettoniche di cui all'*articolo 77*, nonché all'*articolo 82*.

4. Trascorso inutilmente il termine di cui al comma 3, l'agibilità si intende attestata nel caso sia stato rilasciato il parere dell'A.S.L. di cui all'*articolo 5*, comma 3, lettera a). In caso di autodichiarazione, il termine per la formazione del silenzio-assenso è di sessanta giorni. <sup>(113)</sup>

5. Il termine di cui al comma 3 può essere interrotto una sola volta dal responsabile del procedimento, entro quindici giorni dalla domanda, esclusivamente per la richiesta di documentazione integrativa, che non sia già nella disponibilità dell'amministrazione o che non possa essere acquisita autonomamente. In tal caso, il termine di trenta giorni ricomincia a decorrere dalla data di ricezione della documentazione integrativa.

5-bis. Ove l'interessato non proponga domanda ai sensi del comma 1, fermo restando l'obbligo di presentazione della documentazione di cui al comma 3, lettere a), b) e d), del presente articolo e all'*articolo 5*, comma 3, lettera a), presenta la dichiarazione del direttore dei lavori o, qualora non nominato, di un professionista abilitato, con la quale si attesta la conformità dell'opera al progetto presentato e la sua agibilità, corredata dalla seguente documentazione:

a) richiesta di accatastamento dell'edificio che lo sportello unico provvede a trasmettere al catasto;

b) dichiarazione dell'impresa installatrice che attesta la conformità degli impianti installati negli edifici alle condizioni di sicurezza, igiene, salubrità, risparmio energetico valutate secondo la normativa vigente. <sup>(114)</sup>

5-ter. Le Regioni a statuto ordinario disciplinano con legge le modalità per l'effettuazione dei controlli. <sup>(115)</sup> ]

---

(113) Comma così corretto da Comunicato 13 novembre 2001, pubblicato nella G.U. 13 novembre 2001, n. 264.

(114) Comma aggiunto dall' art. 30, comma 1, lett. h), D.L. 21 giugno 2013, n. 69, convertito, con modificazioni, dalla L. 9 agosto 2013, n. 98; per l'applicazione di tale disposizione vedi il comma 6 dell' art. 30 del medesimo D.L. n. 69/2013.

(115) Comma aggiunto dall' art. 30, comma 1, lett. h), D.L. 21 giugno 2013, n. 69, convertito, con modificazioni, dalla L. 9 agosto 2013, n. 98; per l'applicazione di tale disposizione vedi il comma 6 dell' art. 30 del medesimo D.L. n. 69/2013. Successivamente il presente comma è stato così modificato dall' art. 17, comma 1, lett. p), D.L. 12 settembre 2014, n. 133, convertito, con modificazioni, dalla L. 11 novembre 2014, n. 164.

(116) Articolo abrogato dall' art. 3, comma 1, lett. j), D.Lgs. 25 novembre 2016, n. 222.

---

**Art. 26 (L)** Dichiarazione di inagibilità (regio decreto 27 luglio 1934, n. 1265, art. 222)

1. La presentazione della segnalazione certificata di agibilità non impedisce l'esercizio del potere di dichiarazione di inagibilità di un edificio o di parte di esso ai sensi dell'*articolo 222 del regio decreto 27 luglio 1934, n. 1265.* <sup>(117)</sup>

(117) Comma così modificato dall' art. 3, comma 1, lett. k), D.Lgs. 25 novembre 2016, n. 222.

## Titolo IV

### Vigilanza sull'attività urbanistico-edilizia, responsabilità e sanzioni

#### Capo I

#### Vigilanza sull'attività urbanistico-edilizia e responsabilità

**Art. 27 (L)** *Vigilanza sull'attività urbanistico-edilizia (legge 28 febbraio 1985, n. 47, art. 4; decreto legislativo 18 agosto 2000, n. 267, articoli 107 e 109)*

1. Il dirigente o il responsabile del competente ufficio comunale esercita, anche secondo le modalità stabilite dallo statuto o dai regolamenti dell'ente, la vigilanza sull'attività urbanistico-edilizia nel territorio comunale per assicurarne la rispondenza alle norme di legge e di regolamento, alle prescrizioni degli strumenti urbanistici ed alle modalità esecutive fissate nei titoli abilitativi.

2. Il dirigente o il responsabile, quando accerti l'inizio o l'esecuzione di opere eseguite senza titolo su aree assoggettate, da leggi statali, regionali o da altre norme urbanistiche vigenti o adottate, a vincolo di inedificabilità, o destinate ad opere e spazi pubblici ovvero ad interventi di edilizia residenziale pubblica di cui alla *legge 18 aprile 1962, n. 167*, e successive modificazioni ed integrazioni, nonché in tutti i casi di difformità dalle norme urbanistiche e alle prescrizioni degli strumenti urbanistici provvede alla demolizione e al ripristino dello stato dei luoghi. Qualora si tratti di aree assoggettate alla tutela di cui al *regio decreto 30 dicembre 1923, n. 3267*, o appartenenti ai beni disciplinati dalla *legge 16 giugno 1927, n. 1766*, nonché delle aree di cui al *decreto legislativo 29 ottobre 1999, n. 490*, il dirigente provvede alla demolizione ed al ripristino dello stato dei luoghi, previa comunicazione alle amministrazioni competenti le quali possono eventualmente intervenire, ai fini della demolizione, anche di propria iniziativa. Per le opere abusivamente realizzate su immobili dichiarati monumento nazionale con provvedimenti aventi forza di legge o dichiarati di interesse particolarmente importante ai sensi degli *articoli 6 e 7 del D.Lgs. 29 ottobre 1999, n. 490*, o su beni di interesse archeologico, nonché per le opere abusivamente realizzate su immobili soggetti a vincolo o di inedificabilità assoluta in applicazione delle disposizioni del titolo II del *D.Lgs. 29 ottobre 1999, n. 490*, il Soprintendente, su richiesta della regione, del comune o delle altre autorità preposte alla tutela, ovvero decorso il termine di 180 giorni dall'accertamento dell'illecito, procede alla demolizione, anche avvalendosi delle modalità operative di cui ai commi 55 e 56 dell'*articolo 2 della legge 23 dicembre 1996, n. 662.* <sup>(118)</sup>

3. Ferma rimanendo l'ipotesi prevista dal precedente comma 2, qualora sia constatata, dai competenti uffici comunali d'ufficio o su denuncia dei cittadini, l'inosservanza delle norme, prescrizioni e modalità di cui al comma 1, il dirigente o il responsabile dell'ufficio, ordina l'immediata sospensione dei lavori, che ha effetto fino all'adozione dei provvedimenti definitivi di cui ai successivi articoli, da adottare e notificare entro quarantacinque giorni dall'ordine di sospensione dei lavori. Entro i successivi quindici giorni dalla notifica il dirigente o il responsabile dell'ufficio, su ordinanza del sindaco, può procedere al sequestro del cantiere. <sup>(119)</sup>

4. Gli ufficiali ed agenti di polizia giudiziaria, ove nei luoghi in cui vengono realizzate le opere non sia esibito il permesso di costruire, ovvero non sia apposto il prescritto cartello, ovvero in tutti gli altri casi di presunta violazione urbanistico-edilizia, ne danno immediata comunicazione all'autorità giudiziaria, al competente organo regionale e al dirigente del competente ufficio comunale, il quale verifica entro trenta giorni la regolarità delle opere e dispone gli atti conseguenti.

(118) Comma così modificato dall'art. 32, commi 44, 45, e 46 D.L. 30 settembre 2003, n. 269, convertito, con modificazioni, dalla L. 24 novembre 2003, n. 326.

(119) Comma così modificato dall'art. 2, comma 341, L. 24 dicembre 2007, n. 244, a decorrere dal 1° gennaio 2008.

**Art. 28 (L)** *Vigilanza su opere di amministrazioni statali (legge 28 febbraio 1985, n. 47, art. 5; decreto legislativo 18 agosto 2000, n. 267, articoli 107 e 109)*

1. Per le opere eseguite da amministrazioni statali, qualora ricorrano le ipotesi di cui all'*articolo 27*, il dirigente o il responsabile del competente ufficio comunale informa immediatamente la regione e il Ministero delle infrastrutture e dei trasporti al quale compete,

d'intesa con il presidente della giunta regionale, la adozione dei provvedimenti previsti dal richiamato *articolo 27*. <sup>(120)</sup>

---

(120) *Comma così corretto da Comunicato 13 novembre 2001, pubblicato nella G.U. 13 novembre 2001, n. 264.*

---

**Art. 28-bis** *Permesso di costruire convenzionato* <sup>(121)</sup>

1. Qualora le esigenze di urbanizzazione possano essere soddisfatte con una modalità semplificata, è possibile il rilascio di un permesso di costruire convenzionato.
  2. La convenzione, approvata con delibera del consiglio comunale, salva diversa previsione regionale, specifica gli obblighi, funzionali al soddisfacimento di un interesse pubblico, che il soggetto attuatore si assume ai fini di poter conseguire il rilascio del titolo edilizio, il quale resta la fonte di regolamento degli interessi.
  3. Sono, in particolare, soggetti alla stipula di convenzione:
    - a) la cessione di aree anche al fine dell'utilizzo di diritti edificatori;
    - b) la realizzazione di opere di urbanizzazione fermo restando quanto previsto dall'*articolo 32, comma 1, lettera g), del decreto legislativo 12 aprile 2006, n. 163*;
    - c) le caratteristiche morfologiche degli interventi;
    - d) la realizzazione di interventi di edilizia residenziale sociale.
  4. La convenzione può prevedere modalità di attuazione per stralci funzionali, cui si collegano gli oneri e le opere di urbanizzazione da eseguire e le relative garanzie.
  5. Il termine di validità del permesso di costruire convenzionato può essere modulato in relazione agli stralci funzionali previsti dalla convenzione.
  6. Il procedimento di formazione del permesso di costruire convenzionato è quello previsto dal Capo II del Titolo II della presente parte. Alla convenzione si applica altresì la disciplina dell'*articolo 11 della legge 7 agosto 1990, n. 241*.
- 

(121) *Articolo inserito dall' art. 17, comma 1, lett. q), D.L. 12 settembre 2014, n. 133, convertito, con modificazioni, dalla L. 11 novembre 2014, n. 164.*

---

**Art. 29 (L)** *Responsabilità del titolare del permesso di costruire, del committente, del costruttore e del direttore dei lavori, nonché anche del progettista per le opere subordinate a segnalazione certificata di inizio attività* <sup>(122)</sup> (*legge 28 febbraio 1985, n. 47, art. 6; decreto-legge 23 aprile 1985, n. 146, art. 5-bis, convertito, con modificazioni, in legge 21 giugno 1985, n. 298; decreto-legge 5 ottobre 1993, n. 398, art. 4, comma 12, convertito con modificazioni dalla legge 4 dicembre 1993, n. 493; decreto legislativo 18 agosto 2000, n. 267, articoli 107 e 109*)

1. Il titolare del permesso di costruire, il committente e il costruttore sono responsabili, ai fini e per gli effetti delle norme contenute nel presente capo, della conformità delle opere alla normativa urbanistica, alle previsioni di piano nonché, unitamente al direttore dei lavori, a quelle del permesso e alle modalità esecutive stabilite dal medesimo. Essi sono, altresì, tenuti al pagamento delle sanzioni pecuniarie e solidalmente alle spese per l'esecuzione in danno, in caso di demolizione delle opere abusivamente realizzate, salvo che dimostrino di non essere responsabili dell'abuso.
2. Il direttore dei lavori non è responsabile qualora abbia contestato agli altri soggetti la violazione delle prescrizioni del permesso di costruire, con esclusione delle varianti in corso d'opera, fornendo al dirigente o responsabile del competente ufficio comunale contemporanea e motivata comunicazione della violazione stessa. Nei casi di totale difformità o di variazione essenziale rispetto al permesso di costruire, il direttore dei lavori deve inoltre rinunciare all'incarico contestualmente alla comunicazione resa al dirigente. In caso contrario il dirigente segnala al consiglio dell'ordine professionale di appartenenza la violazione in cui è incorso il direttore dei lavori, che è passibile di sospensione dall'albo professionale da tre mesi a due anni.

3. Per le opere realizzate dietro presentazione di segnalazione certificata di inizio attività <sup>(122)</sup>, il progettista assume la qualità di persona esercente un servizio di pubblica necessità ai sensi degli articoli 359 e 481 del codice penale. In caso di dichiarazioni non veritiere nella relazione di cui all'*articolo 23*, comma 1, l'amministrazione ne dà comunicazione al competente ordine professionale per l'irrogazione delle sanzioni disciplinari.

---

*(122) Nel presente provvedimento, ad eccezione degli articoli 22, 23 e 24, comma 3, l'espressione «denuncia di inizio attività» è stata sostituita da: «segnalazione certificata di inizio attività», ai sensi di quanto disposto dall' art. 17, comma 2, D.L. 12 settembre 2014, n. 133, convertito, con modificazioni, dalla L. 11 novembre 2014, n. 164.*

---

## Capo II

### Sanzioni <sup>(123)</sup>

**Art. 30 (L)** *Lottizzazione abusiva (legge 28 febbraio 1985, n. 47, art. 18; decreto-legge 23 aprile 1985, n. 146, articoli 1, comma 3-bis, e 7-bis; decreto legislativo 18 agosto 2000, n. 267, articoli 107 e 109) <sup>(127)</sup>*

1. Si ha lottizzazione abusiva di terreni a scopo edificatorio quando vengono iniziate opere che comportino trasformazione urbanistica od edilizia dei terreni stessi in violazione delle prescrizioni degli strumenti urbanistici, vigenti o adottati, o comunque stabilite dalle leggi statali o regionali o senza la prescritta autorizzazione; nonché quando tale trasformazione venga predisposta attraverso il frazionamento e la vendita, o atti equivalenti, del terreno in lotti che, per le loro caratteristiche quali la dimensione in relazione alla natura del terreno e alla sua destinazione secondo gli strumenti urbanistici, il numero, l'ubicazione o la eventuale previsione di opere di urbanizzazione ed in rapporto ad elementi riferiti agli acquirenti, denunciino in modo non equivoco la destinazione a scopo edificatorio.

2. Gli atti tra vivi, sia in forma pubblica sia in forma privata, aventi ad oggetto trasferimento o costituzione o scioglimento della comunione di diritti reali relativi a terreni sono nulli e non possono essere stipulati né trascritti nei pubblici registri immobiliari ove agli atti stessi non sia allegato il certificato di destinazione urbanistica contenente le prescrizioni urbanistiche riguardanti l'area interessata. Le disposizioni di cui al presente comma non si applicano quando i terreni costituiscano pertinenze di edifici censiti nel nuovo catasto edilizio urbano, purché la superficie complessiva dell'area di pertinenza medesima sia inferiore a 5.000 metri quadrati.

3. Il certificato di destinazione urbanistica deve essere rilasciato dal dirigente o responsabile del competente ufficio comunale entro il termine perentorio di trenta giorni dalla presentazione della relativa domanda. Esso conserva validità per un anno dalla data di rilascio se, per dichiarazione dell'alienante o di uno dei condividenti, non siano intervenute modificazioni degli strumenti urbanistici.

4. In caso di mancato rilascio del suddetto certificato nel termine previsto, esso può essere sostituito da una dichiarazione dell'alienante o di uno dei condividenti attestante l'avvenuta presentazione della domanda, nonché la destinazione urbanistica dei terreni secondo gli strumenti urbanistici vigenti o adottati, ovvero l'inesistenza di questi ovvero la prescrizione, da parte dello strumento urbanistico generale approvato, di strumenti attuativi.

4-bis. Gli atti di cui al comma 2, ai quali non siano stati allegati certificati di destinazione urbanistica, o che non contengano la dichiarazione di cui al comma 3, possono essere confermati o integrati anche da una sola delle parti o dai suoi aventi causa, mediante atto pubblico o autenticato, al quale sia allegato un certificato contenente le prescrizioni urbanistiche riguardanti le aree interessate al giorno in cui è stato stipulato l'atto da confermare o contenente la dichiarazione omessa. <sup>(125)</sup>

5. I frazionamenti catastali dei terreni non possono essere approvati dall'agenzia del territorio se non è allegata copia del tipo dal quale risulta, per attestazione degli uffici comunali, che il tipo medesimo è stato depositato presso il comune.

[6. I pubblici ufficiali che ricevono o autenticano atti aventi per oggetto il trasferimento, anche senza frazionamento catastale, di appezzamenti di terreno di superficie inferiore a diecimila metri quadrati devono trasmettere, entro trenta giorni dalla data di registrazione, copia dell'atto da loro ricevuto o autenticato al dirigente o responsabile del competente ufficio del comune ove è sito l'immobile. <sup>(126)</sup> <sup>(124)</sup> ]

7. Nel caso in cui il dirigente o il responsabile del competente ufficio comunale accerti l'effettuazione di lottizzazione di terreni a scopo edificatorio senza la prescritta autorizzazione, con ordinanza da notificare ai proprietari delle aree ed agli altri soggetti indicati nel comma 1 dell'*articolo 29*, ne dispone la sospensione. Il provvedimento comporta l'immediata interruzione delle opere in corso ed il divieto di disporre dei suoli e delle opere stesse con atti tra vivi, e deve essere trascritto a tal fine nei registri immobiliari.

8. Trascorsi novanta giorni, ove non intervenga la revoca del provvedimento di cui al comma 7, le aree lottizzate sono acquisite di diritto al patrimonio disponibile del comune il cui dirigente o responsabile del competente ufficio deve provvedere alla demolizione delle opere. In caso di inerzia si applicano le disposizioni concernenti i poteri sostitutivi di cui all'*articolo 31*, comma 8.

9. Gli atti aventi per oggetto lotti di terreno, per i quali sia stato emesso il provvedimento previsto dal comma 7, sono nulli e non possono essere stipulati, né in forma pubblica né in forma privata, dopo la trascrizione di cui allo stesso comma e prima della sua eventuale cancellazione o della sopravvenuta inefficacia del provvedimento del dirigente o del responsabile del competente ufficio comunale.

10. Le disposizioni di cui sopra si applicano agli atti stipulati ed ai frazionamenti presentati ai competenti uffici del catasto dopo il 17 marzo 1985, e non si applicano comunque alle divisioni ereditarie, alle donazioni fra coniugi e fra parenti in linea retta ed ai testamenti, nonché agli atti costitutivi, modificativi od estintivi di diritti reali di garanzia e di servitù.

---

(123) Vedi, anche, il comma 43 dell'art. 1, L. 30 dicembre 2004, n. 311.

(124) Comma abrogato dall'art. 1, comma 1, D.P.R. 9 novembre 2005, n. 304.

(125) Comma aggiunto dall'art. 12, comma 4, L. 28 novembre 2005, n. 246.

(126) Comma così corretto da Comunicato 13 novembre 2001, pubblicato nella G.U. 13 novembre 2001, n. 264.

(127) Sull'applicabilità delle disposizioni di cui al presente articolo, vedi l'art. 12, comma 6, L. 28 novembre 2005, n. 246.

---

**Art. 31 (L)** *Interventi eseguiti in assenza di permesso di costruire, in totale difformità o con variazioni essenziali (legge 28 febbraio 1985, n. 47, art. 7; decreto-legge 23 aprile 1985, n. 146, art. 2, convertito, con modificazioni, in legge 21 giugno 1985, n. 298; decreto legislativo 18 agosto 2000, n. 267, articoli 107 e 109)*

1. Sono interventi eseguiti in totale difformità dal permesso di costruire quelli che comportano la realizzazione di un organismo edilizio integralmente diverso per caratteristiche tipologiche, plano-volumetriche o di utilizzazione da quello oggetto del permesso stesso, ovvero l'esecuzione di volumi edilizi oltre i limiti indicati nel progetto e tali da costituire un organismo edilizio o parte di esso con specifica rilevanza ed autonomamente utilizzabile.

2. Il dirigente o il responsabile del competente ufficio comunale, accertata l'esecuzione di interventi in assenza di permesso, in totale difformità dal medesimo, ovvero con variazioni essenziali, determinate ai sensi dell'*articolo 32*, ingiunge al proprietario e al responsabile dell'abuso la rimozione o la demolizione, indicando nel provvedimento l'area che viene acquisita di diritto, ai sensi del comma 3.

3. Se il responsabile dell'abuso non provvede alla demolizione e al ripristino dello stato dei luoghi nel termine di novanta giorni dall'ingiunzione, il bene e l'area di sedime, nonché quella necessaria, secondo le vigenti prescrizioni urbanistiche, alla realizzazione di opere analoghe a quelle abusive sono acquisiti di diritto gratuitamente al patrimonio del comune. L'area acquisita non può comunque essere superiore a dieci volte la complessiva superficie utile abusivamente costruita.

4. L'accertamento dell'inottemperanza alla ingiunzione a demolire, nel termine di cui al precedente comma 3, previa notifica all'interessato, costituisce titolo per l'immissione nel possesso e per la trascrizione nei registri immobiliari, che deve essere eseguita gratuitamente.

4-bis. L'autorità competente, constatata l'inottemperanza, irroga una sanzione amministrativa pecuniaria di importo compreso tra 2.000 euro e 20.000 euro, salva l'applicazione di altre misure e sanzioni previste da norme vigenti. La sanzione, in caso di abusi realizzati sulle aree e sugli edifici di cui al comma 2 dell'*articolo 27*, ivi comprese le aree soggette a rischio idrogeologico elevato o molto elevato, è sempre irrogata nella misura massima. La mancata o tardiva emanazione del provvedimento sanzionatorio, fatte salve le responsabilità penali, costituisce elemento di valutazione della performance individuale nonché di responsabilità disciplinare e amministrativo-contabile del dirigente e del funzionario inadempiente. <sup>(129)</sup>

4-ter. I proventi delle sanzioni di cui al comma 4-bis spettano al comune e sono destinati esclusivamente alla demolizione e rimessione in pristino delle opere abusive e all'acquisizione e attrezzatura di aree destinate a verde pubblico. <sup>(129)</sup>

4-quater. Ferme restando le competenze delle regioni a statuto speciale e delle province autonome di Trento e di Bolzano, le regioni a statuto ordinario possono aumentare l'importo delle sanzioni amministrative pecuniarie previste dal comma 4-bis e stabilire che siano periodicamente reiterabili qualora permanga l'inottemperanza all'ordine di demolizione. <sup>(129)</sup>

5. L'opera acquisita è demolita con ordinanza del dirigente o del responsabile del competente ufficio comunale a spese dei responsabili dell'abuso, salvo che con deliberazione consiliare non si dichiari l'esistenza di prevalenti interessi pubblici e sempre che l'opera non contrasti con rilevanti interessi urbanistici, ambientali o di rispetto dell'assetto idrogeologico. <sup>(130)</sup>

6. Per gli interventi abusivamente eseguiti su terreni sottoposti, in base a leggi statali o regionali, a vincolo di inedificabilità, l'acquisizione gratuita, nel caso di inottemperanza all'ingiunzione di demolizione, si verifica di diritto a favore delle amministrazioni cui compete la vigilanza sull'osservanza del vincolo. Tali amministrazioni provvedono alla demolizione delle opere abusive ed al ripristino dello stato dei luoghi a spese dei responsabili dell'abuso. Nella ipotesi di concorso dei vincoli, l'acquisizione si verifica a favore del patrimonio del comune.

7. Il segretario comunale redige e pubblica mensilmente, mediante affissione nell'albo comunale, i dati relativi agli immobili e alle opere realizzati abusivamente, oggetto dei rapporti degli ufficiali ed agenti di polizia giudiziaria e delle relative ordinanze di sospensione e trasmette i dati anzidetti all'autorità giudiziaria competente, al presidente della giunta regionale e, tramite l'ufficio territoriale del governo, al Ministro delle infrastrutture e dei trasporti.

8. In caso d'inerzia, protrattasi per quindici giorni dalla data di constatazione della inosservanza delle disposizioni di cui al comma 1 dell'*articolo 27*, ovvero protrattasi oltre il termine stabilito dal comma 3 del medesimo *articolo 27*, il competente organo regionale, nei successivi trenta giorni, adotta i provvedimenti eventualmente necessari dandone contestuale comunicazione alla competente autorità giudiziaria ai fini dell'esercizio dell'azione penale.

9. Per le opere abusive di cui al presente articolo, il giudice, con la sentenza di condanna per il reato di cui all'*articolo 44*, ordina la demolizione delle opere stesse se ancora non sia stata altrimenti eseguita.

9-bis. Le disposizioni del presente articolo si applicano anche agli interventi edilizi di cui all'*articolo 23*, comma 01. <sup>(128)</sup>

---

<sup>(128)</sup> Comma aggiunto dall'art. 1, comma 1, lett. g), D.Lgs. 27 dicembre 2002, n. 301 e, successivamente, così modificato dall' art. 3, comma 1, lett. l), D.Lgs. 25 novembre 2016, n. 222.

<sup>(129)</sup> Comma inserito dall' art. 17, comma 1, lett. q-bis), D.L. 12 settembre 2014, n. 133, convertito, con modificazioni, dalla L. 11 novembre 2014, n. 164.

<sup>(130)</sup> Comma così modificato dall' art. 54, comma 1, lett. h), L. 28 dicembre 2015, n. 221.

---

#### **Art. 32 (L) Determinazione delle variazioni essenziali (legge 28 febbraio 1985, n. 47, art. 8)**

1. Fermo restando quanto disposto dal comma 1 dell'*articolo 31*, le regioni stabiliscono quali siano le variazioni essenziali al progetto approvato, tenuto conto che l'essenzialità ricorre esclusivamente quando si verifica una o più delle seguenti condizioni:

- a) mutamento della destinazione d'uso che implichi variazione degli standards previsti dal *decreto ministeriale 2 aprile 1968*, pubblicato nella Gazzetta Ufficiale n. 97 del 16 aprile 1968;
- b) aumento consistente della cubatura o della superficie di solaio da valutare in relazione al progetto approvato;
- c) modifiche sostanziali di parametri urbanistico-edilizi del progetto approvato ovvero della localizzazione dell'edificio sull'area di pertinenza;
- d) mutamento delle caratteristiche dell'intervento edilizio assentito;
- e) violazione delle norme vigenti in materia di edilizia antisismica, quando non attenga a fatti procedurali.

2. Non possono ritenersi comunque variazioni essenziali quelle che incidono sulla entità delle cubature accessorie, sui volumi tecnici e sulla distribuzione interna delle singole unità abitative.

3. Gli interventi di cui al comma 1, effettuati su immobili sottoposti a vincolo storico, artistico, architettonico, archeologico, paesistico, ambientale e idrogeologico, nonché su immobili ricadenti sui parchi o in aree protette nazionali e regionali, sono considerati in totale difformità dal permesso, ai sensi e per gli effetti degli *articoli 31 e 44*. Tutti gli altri interventi sui medesimi immobili sono considerati variazioni essenziali. <sup>(131)</sup>

---

(131) *Comma così modificato dall' art. 54, comma 1, lett. i), L. 28 dicembre 2015, n. 221.*

---

**Art. 33 (L)** *Interventi di ristrutturazione edilizia in assenza di permesso di costruire o in totale difformità (legge 28 febbraio 1985, n. 47, art. 9; decreto legislativo 18 agosto 2000, n. 267, articoli 107 e 109)*

1. Gli interventi e le opere di ristrutturazione edilizia di cui all'*articolo 10*, comma 1, eseguiti in assenza di permesso o in totale difformità da esso, sono rimossi ovvero demoliti e gli edifici sono resi conformi alle prescrizioni degli strumenti urbanistico-edilizi entro il congruo termine stabilito dal dirigente o dal responsabile del competente ufficio comunale con propria ordinanza, decorso il quale l'ordinanza stessa è eseguita a cura del comune e a spese dei responsabili dell'abuso.

2. Qualora, sulla base di motivato accertamento dell'ufficio tecnico comunale, il ripristino dello stato dei luoghi non sia possibile, il dirigente o il responsabile dell'ufficio irroga una sanzione pecuniaria pari al doppio dell'aumento di valore dell'immobile, conseguente alla realizzazione delle opere, determinato, con riferimento alla data di ultimazione dei lavori, in base ai criteri previsti dalla *legge 27 luglio 1978, n. 392*, e con riferimento all'ultimo costo di produzione determinato con decreto ministeriale, aggiornato alla data di esecuzione dell'abuso, sulla base dell'indice ISTAT del costo di costruzione, con la esclusione, per i comuni non tenuti all'applicazione della legge medesima, del parametro relativo all'ubicazione e con l'equiparazione alla categoria A/1 delle categorie non comprese nell'*articolo 16* della medesima legge. Per gli edifici adibiti ad uso diverso da quello di abitazione la sanzione è pari al doppio dell'aumento del valore venale dell'immobile, determinato a cura dell'agenzia del territorio.

3. Qualora le opere siano state eseguite su immobili vincolati ai sensi del *decreto legislativo 29 ottobre 1999, n. 490*, l'amministrazione competente a vigilare sull'osservanza del vincolo, salva l'applicazione di altre misure e sanzioni previste da norme vigenti, ordina la restituzione in pristino a cura e spese del responsabile dell'abuso, indicando criteri e modalità diretti a ricostituire l'originario organismo edilizio, ed irroga una sanzione pecuniaria da 516 a 5164 euro. <sup>(132)</sup>

4. Qualora le opere siano state eseguite su immobili, anche se non vincolati, compresi nelle zone omogenee A, di cui al *decreto ministeriale 2 aprile 1968, n. 1444*, il dirigente o il responsabile dell'ufficio richiede all'amministrazione competente alla tutela dei beni culturali ed ambientali apposito parere vincolante circa la restituzione in pristino o la irrogazione della sanzione pecuniaria di cui al precedente comma. Qualora il parere non venga reso entro novanta giorni dalla richiesta il dirigente o il responsabile provvede autonomamente.

5. In caso di inerzia, si applica la disposizione di cui all'*articolo 31*, comma 8.

6. E' comunque dovuto il contributo di costruzione di cui agli *articoli 16 e 19*.

6-bis. Le disposizioni del presente articolo si applicano anche agli interventi di ristrutturazione edilizia di cui all'*articolo 23*, comma 01, eseguiti in assenza di segnalazione certificata di inizio attività <sup>(134)</sup> o in totale difformità dalla stessa. <sup>(133)</sup>

---

(132) *Comma così corretto da Comunicato 13 novembre 2001, pubblicato nella G.U. 13 novembre 2001, n. 264.*

(133) *Comma aggiunto dall'art. 1, comma 1, lett. h), D.Lgs. 27 dicembre 2002, n. 301 e, successivamente, così modificato dall' art. 3, comma 1, lett. m), D.Lgs. 25 novembre 2016, n. 222.*

(134) *Nel presente provvedimento, ad eccezione degli articoli 22, 23 e 24, comma 3, l'espressione «denuncia di inizio attività» è stata sostituita da: «segnalazione certificata di inizio attività», ai sensi di quanto disposto dall' art. 17, comma 2, D.L. 12 settembre 2014, n. 133, convertito, con modificazioni, dalla L. 11 novembre 2014, n. 164.*

---

**Art. 34 (L)** *Interventi eseguiti in parziale difformità dal permesso di costruire (legge 28 febbraio 1985, n. 47, art. 12; decreto legislativo 18 agosto 2000, n. 267, articoli 107 e 109)*

1. Gli interventi e le opere realizzati in parziale difformità dal permesso di costruire sono rimossi o demoliti a cura e spese dei responsabili dell'abuso entro il termine congruo fissato dalla relativa ordinanza del dirigente o del responsabile dell'ufficio. Decorso tale termine sono rimossi o demoliti a cura del comune e a spese dei medesimi responsabili dell'abuso.

2. Quando la demolizione non può avvenire senza pregiudizio della parte eseguita in conformità, il dirigente o il responsabile dell'ufficio applica una sanzione pari al doppio del costo di produzione, stabilito in base alla *legge 27 luglio 1978, n. 392*, della parte dell'opera realizzata in difformità dal permesso di costruire, se ad uso residenziale, e pari al doppio del valore venale, determinato a cura della agenzia del territorio, per le opere adibite ad usi diversi da quello residenziale.

2-bis. Le disposizioni del presente articolo si applicano anche agli interventi edilizi di cui all'articolo 23, comma 01, eseguiti in parziale difformità dalla segnalazione certificata di inizio attività <sup>(137)</sup>. <sup>(135)</sup>

2-ter. Ai fini dell'applicazione del presente articolo, non si ha parziale difformità del titolo abilitativo in presenza di violazioni di altezza, distacchi, cubatura o superficie coperta che non eccedano per singola unità immobiliare il 2 per cento delle misure progettuali. <sup>(136)</sup>

---

(135) Comma aggiunto dall'art. 1, comma 1, lett. i), D.Lgs. 27 dicembre 2002, n. 301 e, successivamente, così modificato dall' art. 3, comma 1, lett. n), D.Lgs. 25 novembre 2016, n. 222.

(136) Comma aggiunto dall'art. 5, comma 2, lett. a), n. 5), D.L. 13 maggio 2011, n. 70, convertito, con modificazioni, dalla L. 12 luglio 2011, n. 106.

(137) Nel presente provvedimento, ad eccezione degli articoli 22, 23 e 24, comma 3, l'espressione «denuncia di inizio attività» è stata sostituita da: «segnalazione certificata di inizio attività», ai sensi di quanto disposto dall' art. 17, comma 2, D.L. 12 settembre 2014, n. 133, convertito, con modificazioni, dalla L. 11 novembre 2014, n. 164.

---

**Art. 35 (L) Interventi abusivi realizzati su suoli di proprietà dello Stato o di enti pubblici (legge 28 febbraio 1985, n. 47, art. 14; decreto-legge 13 maggio 1991, n. 152, art. 17-bis, convertito in legge 12 luglio 1991, n. 203; decreto legislativo 18 agosto 2000, n. 267, articoli 107 e 109)**

1. Qualora sia accertata la realizzazione, da parte di soggetti diversi da quelli di cui all'articolo 28, di interventi in assenza di permesso di costruire, ovvero in totale o parziale difformità dal medesimo, su suoli del demanio o del patrimonio dello Stato o di enti pubblici, il dirigente o il responsabile dell'ufficio, previa diffida non rinnovabile, ordina al responsabile dell'abuso la demolizione ed il ripristino dello stato dei luoghi, dandone comunicazione all'ente proprietario del suolo.

2. La demolizione è eseguita a cura del comune ed a spese del responsabile dell'abuso.

3. Resta fermo il potere di autotutela dello Stato e degli enti pubblici territoriali, nonché quello di altri enti pubblici, previsto dalla normativa vigente.

3-bis. Le disposizioni del presente articolo si applicano anche agli interventi edilizi di cui all'articolo 23, comma 01, eseguiti in assenza di segnalazione certificata di inizio attività <sup>(139)</sup>, ovvero in totale o parziale difformità dalla stessa. <sup>(138)</sup>

---

(138) Comma aggiunto dall'art. 1, comma 1, lett. l), D.Lgs. 27 dicembre 2002, n. 301 e, successivamente, così modificato dall' art. 3, comma 1, lett. o), D.Lgs. 25 novembre 2016, n. 222.

(139) Nel presente provvedimento, ad eccezione degli articoli 22, 23 e 24, comma 3, l'espressione «denuncia di inizio attività» è stata sostituita da: «segnalazione certificata di inizio attività», ai sensi di quanto disposto dall' art. 17, comma 2, D.L. 12 settembre 2014, n. 133, convertito, con modificazioni, dalla L. 11 novembre 2014, n. 164.

---

**Art. 36 (L) Accertamento di conformità (legge 28 febbraio 1985, n. 47, art. 13)**

1. In caso di interventi realizzati in assenza di permesso di costruire, o in difformità da esso, ovvero in assenza di segnalazione certificata di inizio attività <sup>(141)</sup> nelle ipotesi di cui all'articolo 23, comma 01, o in difformità da essa, fino alla scadenza dei termini di cui agli articoli 31, comma 3, 33, comma 1, 34, comma 1, e comunque fino all'irrogazione delle sanzioni amministrative, il responsabile dell'abuso, o l'attuale proprietario dell'immobile, possono ottenere il permesso in sanatoria se l'intervento risulti conforme alla disciplina urbanistica ed edilizia vigente sia al momento della realizzazione dello stesso, sia al momento della presentazione della domanda. <sup>(140)</sup>



2. Il rilascio del permesso in sanatoria è subordinato al pagamento, a titolo di oblazione, del contributo di costruzione in misura doppia, ovvero, in caso di gratuità a norma di legge, in misura pari a quella prevista dall'*articolo 16*. Nell'ipotesi di intervento realizzato in parziale difformità, l'oblazione è calcolata con riferimento alla parte di opera difforme dal permesso.

3. Sulla richiesta di permesso in sanatoria il dirigente o il responsabile del competente ufficio comunale si pronuncia con adeguata motivazione, entro sessanta giorni decorsi i quali la richiesta si intende rifiutata.

---

(140) Comma così modificato dall'art. 1, comma 1, lett. m), D.Lgs. 27 dicembre 2002, n. 301 e, successivamente, dall' art. 3, comma 1, lett. p), D.Lgs. 25 novembre 2016, n. 222.

(141) Nel presente provvedimento, ad eccezione degli articoli 22, 23 e 24, comma 3, l'espressione «denuncia di inizio attività» è stata sostituita da: «segnalazione certificata di inizio attività», ai sensi di quanto disposto dall' art. 17, comma 2, D.L. 12 settembre 2014, n. 133, convertito, con modificazioni, dalla L. 11 novembre 2014, n. 164.

---

**Art. 37 (L)** *Interventi eseguiti in assenza o in difformità dalla segnalazione certificata di inizio attività* <sup>(144)</sup> e accertamento di conformità (art. 4, comma 13 del decreto-legge n. 398 del 1993; art. 10 della legge n. 47 del 1985)

1. La realizzazione di interventi edilizi di cui all'*articolo 22*, commi 1 e 2, in assenza della o in difformità dalla segnalazione certificata di inizio attività <sup>(144)</sup> comporta la sanzione pecuniaria pari al doppio dell'aumento del valore venale dell'immobile conseguente alla realizzazione degli interventi stessi e comunque in misura non inferiore a 516 euro. <sup>(142)</sup>

2. Quando le opere realizzate in assenza di segnalazione certificata di inizio attività <sup>(144)</sup> consistono in interventi di restauro e di risanamento conservativo, di cui alla lettera c) dell'*articolo 3*, eseguiti su immobili comunque vincolati in base a leggi statali e regionali, nonché dalle altre norme urbanistiche vigenti, l'autorità competente a vigilare sull'osservanza del vincolo, salva l'applicazione di altre misure e sanzioni previste da norme vigenti, può ordinare la restituzione in pristino a cura e spese del responsabile ed irroga una sanzione pecuniaria da 516 a 10329 euro. <sup>(143)</sup>

3. Qualora gli interventi di cui al comma 2 sono eseguiti su immobili, anche non vincolati, compresi nelle zone indicate nella lettera A dell'*articolo 2 del decreto ministeriale 2 aprile 1968*, il dirigente o il responsabile dell'ufficio richiede al Ministero per i beni e le attività culturali apposito parere vincolante circa la restituzione in pristino o la irrogazione della sanzione pecuniaria di cui al comma 1. Se il parere non viene reso entro sessanta giorni dalla richiesta, il dirigente o il responsabile dell'ufficio provvede autonomamente. In tali casi non trova applicazione la sanzione pecuniaria da 516 a 10329 euro di cui al comma 2. <sup>(143)</sup>

4. Ove l'intervento realizzato risulti conforme alla disciplina urbanistica ed edilizia vigente sia al momento della realizzazione dell'intervento, sia al momento della presentazione della domanda, il responsabile dell'abuso o il proprietario dell'immobile possono ottenere la sanatoria dell'intervento versando la somma, non superiore a 5164 euro e non inferiore a 516 euro, stabilita dal responsabile del procedimento in relazione all'aumento di valore dell'immobile valutato dall'agenzia del territorio. <sup>(143)</sup>

5. Fermo restando quanto previsto dall'*articolo 23*, comma 6, la denuncia di inizio di attività spontaneamente effettuata quando l'intervento è in corso di esecuzione, comporta il pagamento, a titolo di sanzione, della somma di 516 euro. <sup>(143)</sup>

6. La mancata denuncia di inizio dell'attività non comporta l'applicazione delle sanzioni previste dall'*articolo 44*. Resta comunque salva, ove ne ricorrano i presupposti in relazione all'intervento realizzato, l'applicazione delle sanzioni di cui agli *articoli 31, 33, 34, 35 e 44* e dell'accertamento di conformità di cui all'*articolo 36*.

---

(142) Comma corretto da Comunicato 13 novembre 2001, pubblicato nella G.U. 13 novembre 2001, n. 264 e, successivamente, così modificato dall'art. 1, comma 1, lett. n), D.Lgs. 27 dicembre 2002, n. 301.

(143) Comma così corretto da Comunicato 13 novembre 2001, pubblicato nella G.U. 13 novembre 2001, n. 264.

(144) Nel presente provvedimento, ad eccezione degli articoli 22, 23 e 24, comma 3, l'espressione «denuncia di inizio attività» è stata sostituita da: «segnalazione certificata di inizio attività», ai sensi di quanto disposto dall' art. 17, comma 2, D.L. 12 settembre 2014, n. 133, convertito, con modificazioni, dalla L. 11 novembre 2014, n. 164.

---

**Art. 38 (L)** *Interventi eseguiti in base a permesso annullato* (legge 28 febbraio 1985, n. 47, art. 11; decreto legislativo 18 agosto 2000, n. 267, articoli 107 e 109)

1. In caso di annullamento del permesso di costruire, qualora non sia possibile, in base a motivata valutazione, la rimozione dei vizi delle procedure amministrative o la restituzione in pristino, il dirigente o il responsabile del competente ufficio comunale applica una sanzione pecuniaria pari al valore venale delle opere o loro parti abusivamente eseguite, valutato dall'agenzia del territorio, anche sulla base di accordi stipulati tra quest'ultima e l'amministrazione comunale. La valutazione dell'agenzia è notificata all'interessato dal dirigente o dal responsabile dell'ufficio e diviene definitiva decorsi i termini di impugnativa.

2. L'integrale corresponsione della sanzione pecuniaria irrogata produce i medesimi effetti del permesso di costruire in sanatoria di cui all'articolo 36.

2-bis. Le disposizioni del presente articolo si applicano anche agli interventi edilizi di cui all'articolo 23, comma 01, in caso di accertamento dell'inesistenza dei presupposti per la formazione del titolo. <sup>(145)</sup>

---

(145) Comma aggiunto dall'art. 1, comma 1, lett. o), D.Lgs. 27 dicembre 2002, n. 301 e, successivamente, così modificato dall' art. 3, comma 1, lett. q), D.Lgs. 25 novembre 2016, n. 222.

---

**Art. 39 (L)** *Annullamento del permesso di costruire da parte della regione (legge 17 agosto 1942, n. 1150, art. 27, come sostituito dall'art. 7, legge 6 agosto 1967, n. 765; decreto del Presidente della Repubblica 15 gennaio 1972, n. 8, art. 1)*

1. Entro dieci anni dalla loro adozione le deliberazioni ed i provvedimenti comunali che autorizzano interventi non conformi a prescrizioni degli strumenti urbanistici o dei regolamenti edilizi o comunque in contrasto con la normativa urbanistico-edilizia vigente al momento della loro adozione, possono essere annullati dalla regione.

2. Il provvedimento di annullamento è emesso entro diciotto mesi dall'accertamento delle violazioni di cui al comma 1, ed è preceduto dalla contestazione delle violazioni stesse al titolare del permesso, al proprietario della costruzione, al progettista, e al comune, con l'invito a presentare controdeduzioni entro un termine all'uopo prefissato.

3. In pendenza delle procedure di annullamento la regione può ordinare la sospensione dei lavori, con provvedimento da notificare a mezzo di ufficiale giudiziario, nelle forme e con le modalità previste dal codice di procedura civile, ai soggetti di cui al comma 2 e da comunicare al comune. L'ordine di sospensione cessa di avere efficacia se, entro sei mesi dalla sua notificazione, non sia stato emesso il decreto di annullamento di cui al comma 1.

4. Entro sei mesi dalla data di adozione del provvedimento di annullamento, deve essere ordinata la demolizione delle opere eseguite in base al titolo annullato.

5. I provvedimenti di sospensione dei lavori e di annullamento vengono resi noti al pubblico mediante l'affissione nell'albo pretorio del comune dei dati relativi agli immobili e alle opere realizzate.

5-bis. Le disposizioni del presente articolo si applicano anche agli interventi edilizi di cui all'articolo 23, comma 01, non conformi a prescrizioni degli strumenti urbanistici o dei regolamenti edilizi o comunque in contrasto con la normativa urbanistico-edilizia vigente al momento della scadenza del termine di 30 giorni dalla presentazione della segnalazione certificata di inizio attività <sup>(147)</sup>, <sup>(146)</sup>

---

(146) Comma aggiunto dall'art. 1, comma 1, lett. p), D.Lgs. 27 dicembre 2002, n. 301 e, successivamente, così modificato dall' art. 3, comma 1, lett. r), D.Lgs. 25 novembre 2016, n. 222.

(147) Nel presente provvedimento, ad eccezione degli articoli 22, 23 e 24, comma 3, l'espressione «denuncia di inizio attività» è stata sostituita da: «segnalazione certificata di inizio attività», ai sensi di quanto disposto dall' art. 17, comma 2, D.L. 12 settembre 2014, n. 133, convertito, con modificazioni, dalla L. 11 novembre 2014, n. 164.

---

**Art. 40 (L)** *Sospensione o demolizione di interventi abusivi da parte della regione (legge 17 agosto 1942, n. 1150, art. 26, come sostituito dall'art. 6, legge 6 agosto 1967, n. 765; decreto del Presidente della Repubblica 15 gennaio 1972, n. 8, art. 1)*

1. In caso di interventi eseguiti in assenza di permesso di costruire o in contrasto con questo o con le prescrizioni degli strumenti urbanistici o della normativa urbanistico-edilizia, qualora il comune non abbia provveduto entro i termini stabiliti, la regione può disporre la sospensione o la demolizione delle opere eseguite. Il provvedimento di demolizione è adottato entro cinque anni dalla dichiarazione di agibilità dell'intervento.

2. Il provvedimento di sospensione o di demolizione è notificato al titolare del permesso o, in mancanza di questo, al committente, al costruttore e al direttore dei lavori. Lo stesso provvedimento è comunicato inoltre al comune.

3. La sospensione non può avere una durata superiore a tre mesi dalla data della notifica entro i quali sono adottati le misure necessarie per eliminare le ragioni della difformità, ovvero, ove non sia possibile, per la rimessa in pristino.

4. Con il provvedimento che dispone la modifica dell'intervento, la rimessa in pristino o la demolizione delle opere è assegnato un termine entro il quale il responsabile dell'abuso è tenuto a procedere, a proprie spese e senza pregiudizio delle sanzioni penali, alla esecuzione del provvedimento stesso. Scaduto inutilmente tale termine, la regione dispone l'esecuzione in danno dei lavori.

4-bis. Le disposizioni del presente articolo si applicano anche agli interventi edilizi di cui all'articolo 23, comma 01, realizzati in assenza di segnalazione certificata di inizio attività <sup>(149)</sup> o in contrasto con questa o con le prescrizioni degli strumenti urbanistici o della normativa urbanistico-edilizia vigente al momento della scadenza del termine di 30 giorni dalla presentazione della segnalazione certificata di inizio attività <sup>(149)</sup>, <sup>(148)</sup>

---

(148) Comma aggiunto dall'art. 1, comma 1, lett. q), D.Lgs. 27 dicembre 2002, n. 301 e, successivamente, così modificato dall' art. 3, comma 1, lett. s), D.Lgs. 25 novembre 2016, n. 222.

(149) Nel presente provvedimento, ad eccezione degli articoli 22, 23 e 24, comma 3, l'espressione «denuncia di inizio attività» è stata sostituita da: «segnalazione certificata di inizio attività», ai sensi di quanto disposto dall' art. 17, comma 2, D.L. 12 settembre 2014, n. 133, convertito, con modificazioni, dalla L. 11 novembre 2014, n. 164.

---

**Art. 41 (L)** Demolizione di opere abusive (legge 28 febbraio 1985, n. 47, art. 27, commi 1, 2, 5; legge 23 dicembre 1996, n. 662, art. 2, comma 56; decreto legislativo 18 agosto 2000, n. 267, articoli 107 e 109) <sup>(150)</sup>

1. Entro il mese di dicembre di ogni anno il dirigente o il responsabile del servizio trasmette al prefetto l'elenco delle opere non sanabili per le quali il responsabile dell'abuso non ha provveduto nel termine previsto alla demolizione e al ripristino dei luoghi e indica lo stato dei procedimenti relativi alla tutela del vincolo di cui al *comma 6 dell'articolo 31*. Nel medesimo termine le amministrazioni statali e regionali preposte alla tutela trasmettono al prefetto l'elenco delle demolizioni da eseguire. Gli elenchi contengono, tra l'altro, il nominativo dei proprietari e dell'eventuale occupante abusivo, gli estremi di identificazione catastale, il verbale di consistenza delle opere abusive e l'eventuale titolo di occupazione dell'immobile.

2. Il prefetto, entro trenta giorni dalla ricezione degli elenchi di cui al comma 1, provvede agli adempimenti conseguenti all'intervenuto trasferimento della titolarità dei beni e delle aree interessate, notificando l'avvenuta acquisizione al proprietario e al responsabile dell'abuso.

3. L'esecuzione della demolizione delle opere abusive, compresa la rimozione delle macerie e gli interventi a tutela della pubblica incolumità, è disposta dal prefetto. I relativi lavori sono affidati, anche a trattativa privata ove ne sussistano i presupposti, ad imprese tecnicamente e finanziariamente idonee. Il prefetto può anche avvalersi, per il tramite dei provveditorati alle opere pubbliche, delle strutture tecnico-operative del Ministero della difesa, sulla base di apposita convenzione stipulata d'intesa tra il Ministro delle infrastrutture e dei trasporti ed il Ministro della difesa.

---

(150) Articolo sostituito dall'art. 32, comma 49-ter, D.L. 30 settembre 2003, n. 269, convertito, con modificazioni, dalla L. 24 novembre 2003, n. 326. Successivamente la Corte costituzionale, con sentenza 24-28 giugno 2004, n. 196 (Gazz. Uff. 7 luglio 2004, n. 26 - Prima serie speciale), ha dichiarato, tra l'altro, l'illegittimità del suddetto comma 49-ter dell'art. 32.

---

**Art. 42 (L)** Ritardato od omesso versamento del contributo di costruzione (legge 28 febbraio 1985, n. 47, art. 3)

1. Le regioni determinano le sanzioni per il ritardato o mancato versamento del contributo di costruzione in misura non inferiore a quanto previsto nel presente articolo e non superiore al doppio.

2. Il mancato versamento, nei termini stabiliti, del contributo di costruzione di cui all'*articolo 16* comporta:

a) l'aumento del contributo in misura pari al 10 per cento qualora il versamento del contributo sia effettuato nei successivi centoventi giorni; <sup>(151)</sup>

b) l'aumento del contributo in misura pari al 20 per cento quando, superato il termine di cui alla lettera a), il ritardo si protrae non oltre i successivi sessanta giorni; <sup>(151)</sup>

c) l'aumento del contributo in misura pari al 40 per cento quando, superato il termine di cui alla lettera b), il ritardo si protrae non oltre i successivi sessanta giorni. <sup>(151)</sup>

3. Le misure di cui alle lettere precedenti non si cumulano.

4. Nel caso di pagamento rateizzato le norme di cui al secondo comma si applicano ai ritardi nei pagamenti delle singole rate.

5. Decorso inutilmente il termine di cui alla lettera c) del comma 2, il comune provvede alla riscossione coattiva del complessivo credito nei modi previsti dall'*articolo 43*.

6. In mancanza di leggi regionali che determinino la misura delle sanzioni di cui al presente articolo, queste saranno applicate nelle misure indicate nel comma 2.

---

<sup>(151)</sup> Lettera così sostituita dall'art. 27, comma 17, L. 28 dicembre 2001, n. 448, a decorrere dal 1° gennaio 2002.

---

**Art. 43 (L) Riscossione** (legge 28 febbraio 1985, n. 47, art. 16)

1. I contributi, le sanzioni e le spese di cui ai titoli II e IV della parte I del presente testo unico sono riscossi secondo le norme vigenti in materia di riscossione coattiva delle entrate dell'ente precedente.

**Art. 44 (L) Sanzioni penali** (legge 28 febbraio 1985, n. 47, articoli 19 e 20; decreto-legge 23 aprile 1985, n. 146, art. 3, convertito, con modificazioni, in legge 21 giugno 1985, n. 298) <sup>(157)</sup>

1. Salvo che il fatto costituisca più grave reato e ferme le sanzioni amministrative, si applica:

a) l'ammenda fino a 20658 euro <sup>(152)</sup> per l'inosservanza delle norme, prescrizioni e modalità esecutive previste dal presente titolo, in quanto applicabili, nonché dai regolamenti edilizi, dagli strumenti urbanistici e dal permesso di costruire; <sup>(153)</sup>

b) l'arresto fino a due anni e l'ammenda da 10328 a 103290 euro <sup>(152)</sup> nei casi di esecuzione dei lavori in totale difformità o assenza del permesso o di prosecuzione degli stessi nonostante l'ordine di sospensione; <sup>(153)</sup>

c) l'arresto fino a due anni e l'ammenda da 30986 a 103290 euro <sup>(152)</sup> nel caso di lottizzazione abusiva di terreni a scopo edilizio, come previsto dal primo comma dell'*articolo 30*. La stessa pena si applica anche nel caso di interventi edilizi nelle zone sottoposte a vincolo storico, artistico, archeologico, paesistico, ambientale, in variazione essenziale, in totale difformità o in assenza del permesso. <sup>(153)</sup>

2. La sentenza definitiva del giudice penale che accerta che vi è stata lottizzazione abusiva, dispone la confisca dei terreni, abusivamente lottizzati e delle opere abusivamente costruite. Per effetto della confisca i terreni sono acquisiti di diritto e gratuitamente al patrimonio del comune nel cui territorio è avvenuta la lottizzazione. La sentenza definitiva è titolo per la immediata trascrizione nei registri immobiliari. <sup>(156)</sup>

2-bis. Le disposizioni del presente articolo si applicano anche agli interventi edilizi suscettibili di realizzazione mediante segnalazione certificata di inizio attività <sup>(155)</sup> ai sensi dell'*articolo 23*, comma 01, eseguiti in assenza o in totale difformità dalla stessa. <sup>(154)</sup>

---

<sup>(152)</sup> Sanzione incrementata dall'art. 32, comma 47, D.L. 30 settembre 2003, n. 269, convertito, con modificazioni, dalla L. 24 novembre 2003, n. 326.

<sup>(153)</sup> Lettera così corretta da Comunicato 13 novembre 2001, pubblicato nella G.U. 13 novembre 2001, n. 264.

<sup>(154)</sup> Comma aggiunto dall'art. 1, comma 1, lett. r), D.Lgs. 27 dicembre 2002, n. 301 e, successivamente, così modificato dall' art. 3, comma 1, lett. t), D.Lgs. 25 novembre 2016, n. 222.

(155) Nel presente provvedimento, ad eccezione degli articoli 22, 23 e 24, comma 3, l'espressione «denuncia di inizio attività» è stata sostituita da: «segnalazione certificata di inizio attività», ai sensi di quanto disposto dall' art. 17, comma 2, D.L. 12 settembre 2014, n. 133, convertito, con modificazioni, dalla L. 11 novembre 2014, n. 164.

(156) La Corte costituzionale, con sentenza 16 - 24 luglio 2009, n. 239 (Gazz. Uff. 29 luglio 2009, n. 30, 1ª Serie speciale), ha dichiarato inammissibile la questione di legittimità costituzionale dell'art. 44, comma 2, sollevata in riferimento agli artt. 3, 25, secondo comma, e 27, primo comma, della Costituzione. La stessa Corte con successiva ordinanza 24 giugno - 23 luglio 2015, n. 187 (Gazz. Uff. 29 luglio 2015, n. 30, 1ª Serie speciale), ha dichiarato inammissibile la questione di legittimità costituzionale dell'art. 44, comma 2, sollevata in riferimento agli artt. 2, 9, 25, 32, 41, 42 e 117, primo comma, della Costituzione.

(157) La Corte costituzionale, con ordinanza 19-23 aprile 2008, n. 174 (Gazz. Uff. 28 maggio 2008, n. 23, 1ª Serie speciale), ha dichiarato la manifesta inammissibilità della questione di legittimità costituzionale dell'art. 44, sollevata in riferimento all'art. 3 della Costituzione. La stessa Corte con ordinanza 23 giugno-2 luglio 2008, n. 248 (Gazz. Uff. 9 luglio 2008, n. 29, 1ª Serie speciale), ha dichiarato la manifesta inammissibilità della questione di legittimità costituzionale dell'art. 44, sollevata in riferimento all'art. 3 della Costituzione. La stessa Corte con successiva sentenza 14 gennaio - 26 marzo 2015, n. 49 (Gazz. Uff. 1 aprile 2015, n. 13, 1ª Serie speciale), ha dichiarato inammissibile la questione di legittimità costituzionale dell'art. 44, comma 2, sollevata in riferimento agli artt. 2, 9, 32, 41, 42 e 117, primo comma, della Costituzione, dalla Corte di cassazione, terza sezione penale; ha dichiarato, inoltre, inammissibile la questione di legittimità costituzionale dell'art. 44, comma 2, sollevata in riferimento all'art. 117, primo comma, Cost., dal Tribunale ordinario di Teramo, in composizione monocratica.

---

#### **Art. 45 (L) Norme relative all'azione penale (legge 28 febbraio 1985, n. 47, art. 22)**

1. L'azione penale relativa alle violazioni edilizie rimane sospesa finché non siano stati esauriti i procedimenti amministrativi di sanatoria di cui all'articolo 36.

[2. Nel caso di ricorso giurisdizionale avverso il diniego del permesso in sanatoria di cui all'articolo 36, l'udienza viene fissata d'ufficio dal presidente del tribunale amministrativo regionale per una data compresa entro il terzo mese dalla presentazione del ricorso. <sup>(159)</sup> <sup>(158)</sup> ]

3. Il rilascio in sanatoria del permesso di costruire estingue i reati contravvenzionali previsti dalle norme urbanistiche vigenti.

(158) Comma abrogato dall'art. 4, comma 1, n. 26), dell'Allegato 4 al D.Lgs. 2 luglio 2010, n. 104, a decorrere dal 16 settembre 2010, ai sensi di quanto disposto dall'art. 2, comma 1, del medesimo D.Lgs. 104/2010.

(159) Il presente comma era stato modificato dall'art. 32, comma 48, D.L. 30 settembre 2003, n. 269; successivamente tale modifica non è stata confermata dalla legge di conversione (L. 24 novembre 2003, n. 326).

---

#### **Art. 46 (L) Nullità degli atti giuridici relativi ad edifici la cui costruzione abusiva sia iniziata dopo il 17 marzo 1985 (legge 28 febbraio 1985, n. 47, art. 17; decreto-legge 23 aprile 1985, n. 146, art. 8)**

1. Gli atti tra vivi, sia in forma pubblica, sia in forma privata, aventi per oggetto trasferimento o costituzione o scioglimento della comunione di diritti reali, relativi ad edifici, o loro parti, la cui costruzione è iniziata dopo il 17 marzo 1985, sono nulli e non possono essere stipulati ove da essi non risultino, per dichiarazione dell'alienante, gli estremi del permesso di costruire o del permesso in sanatoria. Tali disposizioni non si applicano agli atti costitutivi, modificativi o estintivi di diritti reali di garanzia o di servitù. <sup>(160)</sup>

2. Nel caso in cui sia prevista, ai sensi dell'articolo 38, l'irrogazione di una sanzione soltanto pecuniaria, ma non il rilascio del permesso in sanatoria, agli atti di cui al comma 1 deve essere allegata la prova dell'integrale pagamento della sanzione medesima.

3. La sentenza che accerta la nullità degli atti di cui al comma 1 non pregiudica i diritti di garanzia o di servitù acquisiti in base ad un atto iscritto o trascritto anteriormente alla trascrizione della domanda diretta a far accertare la nullità degli atti.

4. Se la mancata indicazione in atto degli estremi non sia dipesa dalla insussistenza del permesso di costruire al tempo in cui gli atti medesimi sono stati stipulati, essi possono essere confermati anche da una sola delle parti mediante atto successivo, redatto nella stessa forma del precedente, che contenga la menzione omessa.

5. Le nullità di cui al presente articolo non si applicano agli atti derivanti da procedure esecutive immobiliari, individuali o concorsuali. L'aggiudicatario, qualora l'immobile si trovi nelle condizioni previste per il rilascio del permesso di costruire in sanatoria, dovrà presentare domanda di permesso in sanatoria entro centoventi giorni dalla notifica del decreto emesso dalla autorità giudiziaria.

5-bis. Le disposizioni del presente articolo si applicano anche agli interventi edilizi realizzati mediante segnalazione certificata di inizio attività <sup>(162)</sup> ai sensi dell'articolo 23, comma 01, qualora nell'atto non siano indicati gli estremi della stessa. <sup>(161)</sup>

---

(160) Il presente comma era stato modificato dall'art. 32, comma 49, D.L. 30 settembre 2003, n. 269; successivamente tale modifica non è stata confermata dalla legge di conversione (L. 24 novembre 2003, n. 326).

(161) Comma aggiunto dall'art. 1, comma 1, lett. s), D.Lgs. 27 dicembre 2002, n. 301 e, successivamente, così modificato dall' art. 3, comma 1, lett. u), D.Lgs. 25 novembre 2016, n. 222.

(162) Nel presente provvedimento, ad eccezione degli articoli 22, 23 e 24, comma 3, l'espressione «denuncia di inizio attività» è stata sostituita da: «segnalazione certificata di inizio attività», ai sensi di quanto disposto dall' art. 17, comma 2, D.L. 12 settembre 2014, n. 133, convertito, con modificazioni, dalla L. 11 novembre 2014, n. 164.

---

#### **Art. 47 (L) Sanzioni a carico dei notai (legge 28 febbraio 1985, n. 47, art. 21)**

1. Il ricevimento e l'autenticazione da parte dei notai di atti nulli previsti dagli *articoli 46 e 30* e non convalidabili costituisce violazione dell'*articolo 28 della legge 16 febbraio 1913, n. 89*, e successive modificazioni, e comporta l'applicazione delle sanzioni previste dalla legge medesima.

2. Tutti i pubblici ufficiali, ottemperando a quanto disposto dall'*articolo 30*, sono esonerati da responsabilità inerente al trasferimento o alla divisione dei terreni. <sup>(163)</sup>

---

(163) Comma corretto da Comunicato 13 novembre 2001, pubblicato nella G.U. 13 novembre 2001, n. 264 e, successivamente, così modificato dall'art. 1, comma 2, D.P.R. 9 novembre 2005, n. 304.

---

#### **Art. 48 (L) Aziende erogatrici di servizi pubblici (legge 28 febbraio 1985, n. 47, art. 45)**

1. E' vietato a tutte le aziende erogatrici di servizi pubblici somministrare le loro forniture per l'esecuzione di opere prive di permesso di costruire, nonché ad opere in assenza di titolo iniziate dopo il 30 gennaio 1977 e per le quali non siano stati stipulati contratti di somministrazione anteriormente al 17 marzo 1985.

2. Il richiedente il servizio è tenuto ad allegare alla domanda una dichiarazione sostitutiva di atto notorio, ai sensi e per gli effetti dell'*articolo 47 del decreto del Presidente della Repubblica 28 dicembre 2000, n. 445*, recante il Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia di documentazione amministrativa, indicante gli estremi del permesso di costruire, o, per le opere abusive, gli estremi del permesso in sanatoria, ovvero copia della domanda di permesso in sanatoria corredata della prova del pagamento delle somme dovute a titolo di oblazione per intero nell'ipotesi dell'articolo 36 e limitatamente alle prime due rate nell'ipotesi dell'*articolo 35 della legge 28 febbraio 1985, n. 47*. Il contratto stipulato in difetto di tali dichiarazioni è nullo e il funzionario della azienda erogatrice, cui sia imputabile la stipulazione del contratto stesso, è soggetto ad una sanzione pecuniaria da 2582 a 7746 euro. Per le opere che già usufruiscono di un servizio pubblico, in luogo della documentazione di cui al precedente comma, può essere prodotta copia di una fattura, emessa dall'azienda erogante il servizio, dalla quale risulti che l'opera già usufruisce di un pubblico servizio. <sup>(164)</sup>

3. Per le opere iniziate anteriormente al 30 gennaio 1977, in luogo degli estremi della licenza edilizia può essere prodotta una dichiarazione sostitutiva di atto notorio rilasciata dal proprietario o altro avente titolo, ai sensi e per gli effetti dell'*articolo 47 del decreto del Presidente della Repubblica 28 dicembre 2000, n. 445*, recante il Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia di documentazione amministrativa, attestante che l'opera è stata iniziata in data anteriore al 30 gennaio 1977. Tale dichiarazione può essere ricevuta e inserita nello stesso contratto, ovvero in documento separato da allegarsi al contratto medesimo.

3-bis. Le disposizioni del presente articolo si applicano anche agli interventi edilizi suscettibili di realizzazione mediante segnalazione certificata di inizio attività <sup>(167)</sup> ai sensi dell'articolo 23, comma 01, eseguiti in assenza della stessa. <sup>(165)</sup>

3-ter. Al fine di consentire una più penetrante vigilanza sull'attività edilizia, è fatto obbligo alle aziende erogatrici di servizi pubblici ed ai funzionari cui sia imputabile la stipulazione dei relativi contratti di somministrazione di comunicare al sindaco del comune ove è ubicato l'immobile le richieste di allaccio ai pubblici servizi effettuate per gli immobili, con indicazione della concessione edilizia ovvero della autorizzazione ovvero degli altri titoli abilitativi, ovvero della istanza di concessione in sanatoria presentata, corredata dalla prova del pagamento per intero delle somme dovute a titolo di oblazione. L'inosservanza di tale obbligo comporta, per ciascuna

violazione, la sanzione pecuniaria da euro 10.000 ad euro 50.000 nei confronti delle aziende erogatrici di servizi pubblici, nonché la sanzione pecuniaria da euro 2.582 ad euro 7.746 nei confronti del funzionario della azienda erogatrice cui sia imputabile la stipulazione dei contratti. <sup>(166)</sup>

---

(164) Comma così corretto da Comunicato 13 novembre 2001, pubblicato nella G.U. 13 novembre 2001, n. 264.

(165) Comma aggiunto dall'art. 1, comma 1, lett. t), D.Lgs. 27 dicembre 2002, n. 301 e, successivamente, così modificato dall' art. 3, comma 1, lett. v), D.Lgs. 25 novembre 2016, n. 222.

(166) Comma aggiunto dall'art. 32, comma 49-quater, D.L. 30 settembre 2003, n. 269, convertito, con modificazioni, dalla L. 24 novembre 2003, n. 326.

(167) Nel presente provvedimento, ad eccezione degli articoli 22, 23 e 24, comma 3, l'espressione «denuncia di inizio attività» è stata sostituita da: «segnalazione certificata di inizio attività», ai sensi di quanto disposto dall' art. 17, comma 2, D.L. 12 settembre 2014, n. 133, convertito, con modificazioni, dalla L. 11 novembre 2014, n. 164.

---

### Capo III

#### Disposizioni fiscali

##### **Art. 49 (L) Disposizioni fiscali (legge 17 agosto 1942, n. 1150, art. 41-ter)**

1. Fatte salve le sanzioni di cui al presente titolo, gli interventi abusivi realizzati in assenza di titolo o in contrasto con lo stesso, ovvero sulla base di un titolo successivamente annullato, non beneficiano delle agevolazioni fiscali previste dalle norme vigenti, né di contributi o altre provvidenze dello Stato o di enti pubblici. Il contrasto deve riguardare violazioni di altezza, distacchi, cubatura o superficie coperta che eccedano per singola unità immobiliare il due per cento delle misure prescritte, ovvero il mancato rispetto delle destinazioni e degli allineamenti indicati nel programma di fabbricazione, nel piano regolatore generale e nei piani particolareggiati di esecuzione.
2. E' fatto obbligo al comune di segnalare all'amministrazione finanziaria, entro tre mesi dall'ultimazione dei lavori o dalla segnalazione certificata di cui all'articolo 24, ovvero dall'annullamento del titolo edilizio, ogni inosservanza comportante la decadenza di cui al comma precedente. <sup>(168)</sup>
3. Il diritto dell'amministrazione finanziaria a recuperare le imposte dovute in misura ordinaria per effetto della decadenza stabilita dal presente articolo si prescrive col decorso di tre anni dalla data di ricezione della segnalazione del comune.
4. In caso di revoca o decadenza dai benefici suddetti il committente è responsabile dei danni nei confronti degli aventi causa.

---

(168) Comma corretto da Comunicato 13 novembre 2001, pubblicato nella G.U. 13 novembre 2001, n. 264 e, successivamente, così modificato dall' art. 3, comma 1, lett. w), D.Lgs. 25 novembre 2016, n. 222.

---

##### **Art. 50 (L) Agevolazioni tributarie in caso di sanatoria (legge 28 febbraio 1985, n. 47, art. 46)**

1. In deroga alle disposizioni di cui all'articolo 49, le agevolazioni tributarie in materia di tasse ed imposte indirette sugli affari si applicano agli atti stipulati dopo il 17 marzo 1985, qualora ricorrano tutti i requisiti previsti dalle vigenti disposizioni agevolative ed a condizione che copia conforme del provvedimento di sanatoria venga presentata, contestualmente all'atto da registrare, all'amministrazione cui compete la registrazione. In mancanza del provvedimento definitivo di sanatoria, per conseguire in via provvisoria le agevolazioni deve essere prodotta, al momento della registrazione dell'atto, copia della domanda di permesso in sanatoria presentata al comune, con la relativa ricevuta rilasciata dal comune stesso. L'interessato, a pena di decadenza dai benefici, deve presentare al competente ufficio dell'amministrazione finanziaria copia del provvedimento definitivo di sanatoria entro sei mesi dalla sua notifica o, nel caso che questo non sia intervenuto, a richiesta dell'ufficio, dichiarazione del comune che attesti che la domanda non ha ancora ottenuto definizione. <sup>(169)</sup>
2. In deroga alle disposizioni di cui all'articolo 49, per i fabbricati costruiti senza permesso o in contrasto con lo stesso, ovvero sulla base di permesso successivamente annullato, si applica la esenzione dall'imposta comunale sugli immobili, qualora ricorrano i requisiti tipologici di inizio e ultimazione delle opere in virtù dei quali sarebbe spettata, per il periodo di dieci anni a decorrere dal 17 marzo 1985. L'esenzione si applica a condizione che l'interessato ne faccia richiesta all'ufficio competente del suo domicilio fiscale,

allegando copia della domanda indicata nel comma precedente con la relativa ricevuta rilasciata dal comune. Alla scadenza di ogni anno dal giorno della presentazione della domanda suddetta, l'interessato, a pena di decadenza dai benefici, deve presentare, entro novanta giorni da tale scadenza, all'ufficio competente copia del provvedimento definitivo di sanatoria, o in mancanza di questo, una dichiarazione del comune, ovvero una dichiarazione sostitutiva di atto notorio, attestante che la domanda non ha ancora ottenuto definizione. <sup>(169)</sup>

3. La omessa o tardiva presentazione del provvedimento di sanatoria comporta il pagamento dell'imposta comunale sugli immobili e delle altre imposte dovute nella misura ordinaria, nonché degli interessi di mora stabiliti per i singoli tributi. <sup>(169)</sup>

4. Il rilascio del permesso in sanatoria, per le opere o le parti di opere abusivamente realizzate, produce automaticamente, qualora ricorrano tutti i requisiti previsti dalle vigenti disposizioni agevolative, la cessazione degli effetti dei provvedimenti di revoca o di decadenza previsti dall'*articolo 49*.

5. In attesa del provvedimento definitivo di sanatoria, per il conseguimento in via provvisoria degli effetti previsti dal comma 4, deve essere prodotta da parte dell'interessato alle amministrazioni finanziarie competenti copia autenticata della domanda di permesso in sanatoria, corredata della prova del pagamento delle somme dovute fino al momento della presentazione della istanza di cui al presente comma.

6. Non si fa comunque luogo al rimborso dell'imposta comunale sugli immobili e delle altre imposte eventualmente già pagate. <sup>(169)</sup>

---

<sup>(169)</sup> Comma così corretto da Comunicato 13 novembre 2001, pubblicato nella G.U. 13 novembre 2001, n. 264.

---

#### **Art. 51 (L) Finanziamenti pubblici e sanatoria (legge 23 dicembre 1996, n. 662, art. 2, comma 50)**

1. La concessione di indennizzi, ai sensi della legislazione sulle calamità naturali, è esclusa nei casi in cui gli immobili danneggiati siano stati eseguiti abusivamente in zone alluvionali; la citata concessione di indennizzi è altresì esclusa per gli immobili edificati in zone sismiche senza i prescritti criteri di sicurezza e senza che sia intervenuta sanatoria.

## **Parte II**

### **Normativa tecnica per l'edilizia**

#### **Capo I**

#### **Disposizioni di carattere generale**

#### **Art. 52 (L) Tipo di strutture e norme tecniche (legge 2 febbraio 1974, n. 64, articoli 1 e 32, comma 1) <sup>(171)</sup>**

1. In tutti i comuni della Repubblica le costruzioni sia pubbliche sia private debbono essere realizzate in osservanza delle norme tecniche riguardanti i vari elementi costruttivi fissate con decreti del Ministro per le infrastrutture e i trasporti, sentito il Consiglio superiore dei lavori pubblici che si avvale anche della collaborazione del Consiglio nazionale delle ricerche. Qualora le norme tecniche riguardino costruzioni in zone sismiche esse sono adottate di concerto con il Ministro per l'interno. Dette norme definiscono:

a) i criteri generali tecnico-costruttivi per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento;

b) i carichi e sovraccarichi e loro combinazioni, anche in funzione del tipo e delle modalità costruttive e della destinazione dell'opera, nonché i criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni;

c) le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le precisazioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione; i criteri generali e le precisazioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo di opere speciali, quali ponti, dighe, serbatoi, tubazioni, torri, costruzioni prefabbricate in genere, acquedotti, fognature;

d) la protezione delle costruzioni dagli incendi.



2. Qualora vengano usati materiali o sistemi costruttivi diversi da quelli disciplinati dalle norme tecniche in vigore, la loro idoneità deve essere comprovata da una dichiarazione rilasciata dal Presidente del Consiglio superiore dei lavori pubblici su conforme parere dello stesso Consiglio. <sup>(170)</sup>

3. Le norme tecniche di cui al presente articolo e i relativi aggiornamenti entrano in vigore trenta giorni dopo la pubblicazione dei rispettivi decreti nella Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana.

---

*(170) Comma così sostituito dall'art. 45, comma 2, lett. a), D.L. 6 dicembre 2011, n. 201, convertito, con modificazioni, dalla L. 22 dicembre 2011, n. 214.*

*(171) Per le norme tecniche per le costruzioni, vedi il D.M. 14 gennaio 2008 e il D.M. 26 giugno 2014.*

---

**Art. 53 (L) Definizioni (legge 5 novembre 1971, n. 1086, art. 1, primo, secondo e terzo comma)**

1. Ai fini del presente testo unico si considerano:

- a) opere in conglomerato cementizio armato normale, quelle composte da un complesso di strutture in conglomerato cementizio ed armature che assolvono ad una funzione statica;
- b) opere in conglomerato cementizio armato precompresso, quelle composte di strutture in conglomerato cementizio ed armature nelle quali si imprime artificialmente uno stato di sollecitazione addizionale di natura ed entità tali da assicurare permanentemente l'effetto statico voluto;
- c) opere a struttura metallica quelle nelle quali la statica è assicurata in tutto o in parte da elementi strutturali in acciaio o in altri metalli.

---

**Art. 54 (L) Sistemi costruttivi (legge 2 febbraio 1974, n. 64, art. 5, art. 6, primo comma, art. 7, primo comma, art. 8, primo comma)**

1. Gli edifici possono essere costruiti con:

- a) struttura intelaiata in cemento armato normale o precompresso, acciaio o sistemi combinati dei predetti materiali;
- b) struttura a pannelli portanti;
- c) struttura in muratura;
- d) struttura in legname.

2. Ai fini di questo testo unico si considerano:

- a) costruzioni in muratura, quelle nelle quali la muratura ha funzione portante;
- b) strutture a pannelli portanti, quelle formate con l'associazione di pannelli verticali prefabbricati (muri), di altezza pari ad un piano e di larghezza superiore ad un metro, resi solidali a strutture orizzontali (solai) prefabbricate o costruite in opera;
- c) strutture intelaiate, quelle costituite da aste rettilinee o curvilinee, comunque vincolate fra loro ed esternamente.

---

**Art. 55 (L) Edifici in muratura (legge 2 febbraio 1974, n. 64, art. 6, secondo comma)**

1. Le costruzioni in muratura devono presentare adeguate caratteristiche di solidarietà fra gli elementi strutturali che le compongono, e di rigidezza complessiva secondo le indicazioni delle norme tecniche di cui all'articolo 83.

---

**Art. 56 (L)** *Edifici con struttura a pannelli portanti (legge 2 febbraio 1974, n. 64, art. 7, secondo, terzo, quarto e quinto comma)*

1. Le strutture a pannelli portanti devono essere realizzate in calcestruzzo pieno od alleggerito, semplice, armato normale o precompresso, presentare giunzioni eseguite in opera con calcestruzzo o malta cementizia, ed essere irrigidite da controventamenti opportuni, costituiti dagli stessi pannelli verticali sovrapposti o da lastre in calcestruzzo realizzate in opera; i controventamenti devono essere orientati almeno secondo due direzioni distinte.
2. Il complesso scatolare costituito dai pannelli deve realizzare un organismo statico capace di assorbire le azioni sismiche di cui all'articolo 85.
3. La trasmissione delle azioni mutue tra i diversi elementi deve essere assicurata da armature metalliche.
4. L'idoneità di tali sistemi costruttivi, anche in funzione del grado di sismicità, deve essere comprovata da una dichiarazione rilasciata dal presidente del Consiglio superiore dei lavori pubblici, su conforme parere dello stesso Consiglio.

---

**Art. 57 (L)** *Edifici con strutture intelaiate (legge 2 febbraio 1974, n. 64, art. 8, secondo periodo del primo comma, secondo, terzo e quarto comma)*

1. Nelle strutture intelaiate possono essere compresi elementi irrigidenti costituiti da:
  - a) strutture reticolate in acciaio, calcestruzzo armato normale o precompresso;
  - b) elementi-parete in acciaio, calcestruzzo armato normale o precompresso.
2. Gli elementi irrigidenti devono essere opportunamente collegati alle intelaiature della costruzione in modo che sia assicurata la trasmissione delle azioni sismiche agli irrigidimenti stessi.
3. Il complesso resistente deve essere proporzionato in modo da assorbire le azioni sismiche definite dalle norme tecniche di cui all'articolo 83.
4. Le murature di tamponamento delle strutture intelaiate devono essere efficacemente collegate alle aste della struttura stessa secondo le modalità specificate dalle norme tecniche di cui all'articolo 83.

---

**Art. 58 (L)** *Produzione in serie in stabilimenti di manufatti in conglomerato normale e precompresso e di manufatti complessi in metallo (legge 5 novembre 1971, n. 1086, art. 9)*

1. Le ditte che procedono alla costruzione di manufatti in conglomerato armato normale o precompresso ed in metallo, fabbricati in serie e che assolvono alle funzioni indicate negli *articoli 53, comma 1 e 64, comma 1*, hanno l'obbligo di darne preventiva comunicazione al Servizio tecnico centrale del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti, con apposita relazione nella quale debbono: <sup>(172)</sup>
  - a) descrivere ciascun tipo di struttura indicando le possibili applicazioni e fornire i calcoli relativi, con particolare riguardo a quelli riferentisi a tutto il comportamento sotto carico fino a fessurazione e rottura;
  - b) precisare le caratteristiche dei materiali impiegati sulla scorta di prove eseguite presso uno dei laboratori di cui all'articolo 59;
  - c) indicare, in modo particolareggiato, i metodi costruttivi e i procedimenti seguiti per la esecuzione delle strutture;
  - d) indicare i risultati delle prove eseguite presso uno dei laboratori di cui all'articolo 59.
2. Tutti gli elementi precompressi debbono essere chiaramente e durevolmente contrassegnati onde si possa individuare la serie di origine.
3. Per le ditte che costruiscono manufatti complessi in metallo fabbricati in serie, i quali assolvono alle funzioni indicate negli *articoli 53, comma 1 e 64, comma 1*, la relazione di cui al comma 1 del presente articolo deve descrivere ciascun tipo di struttura, indicando le possibili applicazioni e fornire i calcoli relativi.

4. Le ditte produttrici di tutti i manufatti di cui ai commi precedenti sono tenute a fornire tutte le prescrizioni relative alle operazioni di trasporto e di montaggio dei loro manufatti.
5. La responsabilità della rispondenza dei prodotti rimane a carico della ditta produttrice, che è obbligata a corredare la fornitura con i disegni del manufatto e l'indicazione delle sue caratteristiche di impiego.
6. Il progettista delle strutture è responsabile dell'organico inserimento e della previsione di utilizzazione dei manufatti di cui sopra nel progetto delle strutture dell'opera.

---

(172) *Alinea così corretto da Comunicato 13 novembre 2001, pubblicato nella G.U. 13 novembre 2001, n. 264.*

---

**Art. 59 (L) Laboratori (legge 5 novembre 1971, n. 1086, art. 20)**

1. Agli effetti del presente testo unico sono considerati laboratori ufficiali:
  - a) i laboratori degli istituti universitari dei politecnici e delle facoltà di ingegneria e delle facoltà o istituti universitari di architettura;
  - b) il laboratorio di scienza delle costruzioni del centro studi ed esperienze dei servizi antincendi e di protezione civile (Roma);
  - b-bis) il laboratorio dell'Istituto sperimentale di rete ferroviaria italiana spa; <sup>(173)</sup>
  - b-ter) il Centro sperimentale dell'Ente nazionale per le strade (ANAS) di Cesano (Roma), autorizzando lo stesso ad effettuare prove di crash test per le barriere metalliche. <sup>(173)</sup>
2. Il Ministero delle infrastrutture e dei trasporti può autorizzare, con proprio decreto, ai sensi del presente capo, altri laboratori ad effettuare:
  - a) prove sui materiali da costruzione;
  - [b) indagini geotecniche in sito, compresi il prelievo dei campioni e le prove in sito; ]
  - c) prove di laboratorio su terre e rocce. <sup>(174)</sup>
3. L'attività dei laboratori, ai fini del presente capo, è servizio di pubblica utilità.

---

(173) *Lettera aggiunta dall'art. 5, comma 5, L. 1° agosto 2002, n. 166.*

(174) *Comma modificato dall'art. 5, comma 2, lett. a), n. 6), D.L. 13 maggio 2011, n. 70, convertito, con modificazioni, dalla L. 12 luglio 2011, n. 106 e dall'art. 45, comma 2, lett. b), D.L. 6 dicembre 2011, n. 201, convertito, con modificazioni, dalla L. 22 dicembre 2011, n. 214. Successivamente il presente comma è stato così sostituito dall'art. 7, comma 3, D.L. 22 giugno 2012, n. 83, convertito, con modificazioni, dalla L. 7 agosto 2012, n. 134.*

---

**Art. 60 (L) Emanazione di norme tecniche (legge 5 novembre 1971, n. 1086, art. 21)**

1. Il Ministro per le infrastrutture e i trasporti, sentito il Consiglio superiore dei lavori pubblici che si avvale anche della collaborazione del Consiglio nazionale delle ricerche, predispone, modifica ed aggiorna le norme tecniche alle quali si uniformano le costruzioni di cui al capo secondo.

---

**Art. 61 (L) Abitati da consolidare (legge 2 febbraio 1974, n. 64, art. 2)**

1. In tutti i territori comunali o loro parti, nei quali siano intervenuti od intervengano lo Stato o la regione per opere di consolidamento di abitato ai sensi della *legge 9 luglio 1908, n. 445* e successive modificazioni ed integrazioni, nessuna opera e nessun lavoro, salvo quelli di manutenzione ordinaria o di rifinitura, possono essere eseguiti senza la preventiva autorizzazione del competente ufficio tecnico della regione.

2. Le opere di consolidamento, nei casi di urgenza riconosciuta con ordinanza del competente ufficio tecnico regionale o comunale, possono eccezionalmente essere intraprese anche prima della predetta autorizzazione, la quale comunque dovrà essere richiesta nel termine di cinque giorni dall'inizio dei lavori.

---

**Art. 62 (L)** *Utilizzazione di edifici (legge 2 febbraio 1974, n. 64, art. 28)*

1. Il rilascio della licenza d'uso per gli edifici costruiti in cemento armato da parte dei comuni e l'attestazione di cui all'articolo 24, comma 1, sono condizionati all'esibizione di un certificato da rilasciarsi dall'ufficio tecnico della regione, che attesti la perfetta rispondenza dell'opera eseguita alle norme del capo quarto. <sup>(175)</sup>

---

*(175) Comma così modificato dall' art. 3, comma 1, lett. x), D.Lgs. 25 novembre 2016, n. 222.*

---

**Art. 63 (L)** *Opere pubbliche*

1. Quando si tratti di opere eseguite dai soggetti di cui all'art. 2 della legge 11 febbraio 1994, n. 109, le norme della presente parte si applicano solo nel caso in cui non sia diversamente disposto dalla citata legge n. 109 del 1994, dal decreto del Presidente della Repubblica 21 dicembre 1999, n. 544, dal decreto del Presidente della Repubblica 25 gennaio 2000, n. 34 e dal D.M. 19 aprile 2000 n. 145.

---

## Capo II

### Disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica

#### Sezione I

##### Adempimenti

**Art. 64 (L)** *Progettazione, direzione, esecuzione, responsabilità (legge n. 1086 del 1971, art. 1, quarto comma; art. 2, primo e secondo comma; art. 3, primo e secondo comma)*

1. La realizzazione delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica, deve avvenire in modo tale da assicurare la perfetta stabilità e sicurezza delle strutture e da evitare qualsiasi pericolo per la pubblica incolumità.
  2. La costruzione delle opere di cui all'articolo 53, comma 1, deve avvenire in base ad un progetto esecutivo redatto da un tecnico abilitato, iscritto nel relativo albo, nei limiti delle proprie competenze stabilite dalle leggi sugli ordini e collegi professionali.
  3. L'esecuzione delle opere deve aver luogo sotto la direzione di un tecnico abilitato, iscritto nel relativo albo, nei limiti delle proprie competenze stabilite dalle leggi sugli ordini e collegi professionali.
  4. Il progettista ha la responsabilità diretta della progettazione di tutte le strutture dell'opera comunque realizzate.
  5. Il direttore dei lavori e il costruttore, ciascuno per la parte di sua competenza, hanno la responsabilità della rispondenza dell'opera al progetto, dell'osservanza delle prescrizioni di esecuzione del progetto, della qualità dei materiali impiegati, nonché, per quanto riguarda gli elementi prefabbricati, della posa in opera.
- 

**Art. 65 (R)** *Denuncia dei lavori di realizzazione e relazione a struttura ultimata di opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica (legge n. 1086 del 1971, articoli 4 e 6)*

1. Le opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica, prima del loro inizio, devono essere denunciate dal costruttore allo sportello unico, che provvede a trasmettere tale denuncia al competente ufficio tecnico regionale. <sup>(176)</sup>

2. Nella denuncia devono essere indicati i nomi ed i recapiti del committente, del progettista delle strutture, del direttore dei lavori e del costruttore.

3. Alla denuncia devono essere allegati:

a) il progetto dell'opera in triplice copia, firmato dal progettista, dal quale risultino in modo chiaro ed esauriente le calcolazioni eseguite, l'ubicazione, il tipo, le dimensioni delle strutture, e quanto altro occorre per definire l'opera sia nei riguardi dell'esecuzione sia nei riguardi della conoscenza delle condizioni di sollecitazione;

b) una relazione illustrativa in triplice copia firmata dal progettista e dal direttore dei lavori, dalla quale risultino le caratteristiche, le qualità e le dosature dei materiali che verranno impiegati nella costruzione.

4. Lo sportello unico restituisce al costruttore, all'atto stesso della presentazione, una copia del progetto e della relazione con l'attestazione dell'avvenuto deposito. <sup>(176)</sup>

5. Anche le varianti che nel corso dei lavori si intendano introdurre alle opere di cui al comma 1, previste nel progetto originario, devono essere denunciate, prima di dare inizio alla loro esecuzione, allo sportello unico nella forma e con gli allegati previsti nel presente articolo.

6. A strutture ultimate, entro il termine di sessanta giorni, il direttore dei lavori deposita presso lo sportello unico una relazione, redatta in triplice copia, sull'adempimento degli obblighi di cui ai commi 1, 2 e 3, esponendo:

a) i certificati delle prove sui materiali impiegati emessi da laboratori di cui all'*articolo 59*;

b) per le opere in conglomerato armato precompresso, ogni indicazione inerente alla tesatura dei cavi ed ai sistemi di messa in coazione;

c) l'esito delle eventuali prove di carico, allegando le copie dei relativi verbali firmate per copia conforme.

7. Lo sportello unico restituisce al direttore dei lavori, all'atto stesso della presentazione, una copia della relazione di cui al comma 6 con l'attestazione dell'avvenuto deposito, e provvede a trasmettere una copia di tale relazione al competente ufficio tecnico regionale.

8. Il direttore dei lavori consegna al collaudatore la relazione, unitamente alla restante documentazione di cui al comma 6.

---

<sup>(176)</sup> Comma così corretto da Comunicato 25 febbraio 2002, pubblicato nella G.U. 25 febbraio 2002, n. 47.

---

#### **Art. 66 (L)** *Documenti in cantiere (legge n. 1086 del 1971, art. 5)*

1. Nei cantieri, dal giorno di inizio delle opere, di cui all'*articolo 53*, comma 1, a quello di ultimazione dei lavori, devono essere conservati gli atti indicati all'*articolo 65*, commi 3 e 4, datati e firmati anche dal costruttore e dal direttore dei lavori, nonché un apposito giornale dei lavori.

2. Della conservazione e regolare tenuta di tali documenti è responsabile il direttore dei lavori. Il direttore dei lavori è anche tenuto a visitare periodicamente, ed in particolare nelle fasi più importanti dell'esecuzione, il giornale dei lavori.

---

#### **Art. 67 (L, commi 1, 2, 4 e 8; R, i commi 3, 5, 6 e 7)** *Collaudo statico (legge 5 novembre 1971, n. 1086, articoli 7 e 8)*

1. Tutte le costruzioni di cui all'*articolo 53*, comma 1, la cui sicurezza possa comunque interessare la pubblica incolumità devono essere sottoposte a collaudo statico, fatto salvo quanto previsto dal comma 8-bis. <sup>(177)</sup>

2. Il collaudo deve essere eseguito da un ingegnere o da un architetto, iscritto all'albo da almeno dieci anni, che non sia intervenuto in alcun modo nella progettazione, direzione, esecuzione dell'opera.

3. Contestualmente alla denuncia prevista dall'*articolo 65*, il direttore dei lavori è tenuto a presentare presso lo sportello unico l'atto di nomina del collaudatore scelto dal committente e la contestuale dichiarazione di accettazione dell'incarico, corredati da certificazione attestante le condizioni di cui al comma 2.
  4. Quando non esiste il committente ed il costruttore esegue in proprio, è fatto obbligo al costruttore di chiedere, anteriormente alla presentazione della denuncia di inizio dei lavori, all'ordine provinciale degli ingegneri o a quello degli architetti, la designazione di una terna di nominativi fra i quali sceglie il collaudatore.
  5. Completata la struttura con la copertura dell'edificio, il direttore dei lavori ne dà comunicazione allo sportello unico e al collaudatore che ha 60 giorni di tempo per effettuare il collaudo.
  6. In corso d'opera possono essere eseguiti collaudi parziali motivati da difficoltà tecniche e da complessità esecutive dell'opera, fatto salvo quanto previsto da specifiche disposizioni.
  7. Il collaudatore redige, sotto la propria responsabilità, il certificato di collaudo in tre copie che invia al competente ufficio tecnico regionale e al committente, dandone contestuale comunicazione allo sportello unico. Il deposito del certificato di collaudo statico equivale al certificato di rispondenza dell'opera alle norme tecniche per le costruzioni previsto dall'*articolo 62*. <sup>(178)</sup>
  8. La segnalazione certificata è corredata da una copia del certificato di collaudo. <sup>(179)</sup>
- 8-bis. Per gli interventi di riparazione e per gli interventi locali sulle costruzioni esistenti, come definiti dalla normativa tecnica, il certificato di collaudo è sostituito dalla dichiarazione di regolare esecuzione resa dal direttore dei lavori. <sup>(180)</sup>

---

(177) Comma così modificato dall' art. 3, comma 1, lett. y), n. 1), D.Lgs. 25 novembre 2016, n. 222.

(178) Comma così modificato dall' art. 3, comma 1, lett. y), n. 2), D.Lgs. 25 novembre 2016, n. 222.

(179) Comma così modificato dall' art. 3, comma 1, lett. y), n. 3), D.Lgs. 25 novembre 2016, n. 222.

(180) Comma aggiunto dall' art. 3, comma 1, lett. y), n. 4), D.Lgs. 25 novembre 2016, n. 222.

---

## Sezione II

### Vigilanza

#### **Art. 68 (L)** *Controlli (legge 5 novembre 1971, n. 1086, art. 10)*

1. Il dirigente o il responsabile del competente ufficio comunale, nel cui territorio vengono realizzate le opere indicate nell'*articolo 53*, comma 1, ha il compito di vigilare sull'osservanza degli adempimenti preposti dal presente testo unico: a tal fine si avvale dei funzionari ed agenti comunali. <sup>(181)</sup>
2. Le disposizioni del precedente comma non si applicano alle opere costruite per conto dello Stato e per conto delle regioni, delle province e dei comuni, aventi un ufficio tecnico con a capo un ingegnere.

---

(181) Comma così corretto da Comunicato 13 novembre 2001, pubblicato nella G.U. 13 novembre 2001, n. 264.

---

#### **Art. 69 (L)** *Accertamenti delle violazioni (legge 5 novembre 1971, n. 1086, art. 11)*

1. I funzionari e agenti comunali che accertino l'inosservanza degli adempimenti previsti nei precedenti articoli, redigono processo verbale che, a cura del dirigente o responsabile del competente ufficio comunale, verrà inoltrato all'Autorità giudiziaria competente ed all'ufficio tecnico della regione per i provvedimenti di cui all'*articolo 70*.
-

**Art. 70 (L)** *Sospensione dei lavori (legge 5 novembre 1971, n. 1086, art. 12)*

1. Il dirigente dell'ufficio tecnico regionale, ricevuto il processo verbale redatto a norma dell'*articolo 69* ed eseguiti gli opportuni accertamenti, ordina, con decreto notificato a mezzo di messo comunale, al committente, al direttore dei lavori e al costruttore la sospensione dei lavori.
  2. I lavori non possono essere ripresi finché il dirigente dell'ufficio tecnico regionale non abbia accertato che sia stato provveduto agli adempimenti previsti dal presente capo.
  3. Della disposta sospensione è data comunicazione al dirigente del competente ufficio comunale perché ne curi l'osservanza.
- 

**Sezione III****Norme penali****Art. 71 (L)** *Lavori abusivi (legge 5 novembre 1971, n. 1086, art. 13)*

1. Chiunque commette, dirige e, in qualità di costruttore, esegue le opere previste dal presente capo, o parti di esse, in violazione dell'*articolo 64*, commi 2, 3 e 4, è punito con l'arresto fino a tre mesi o con l'ammenda da 103 a 1032 euro. <sup>(182)</sup>
  2. E' soggetto alla pena dell'arresto fino ad un anno, o dell'ammenda da 1032 a 10329 euro, chi produce in serie manufatti in conglomerato armato normale o precompresso o manufatti complessi in metalli senza osservare le disposizioni dell'*articolo 58*. <sup>(182)</sup>
- 

(182) Comma così corretto da Comunicato 13 novembre 2001, pubblicato nella G.U. 13 novembre 2001, n. 264.

---

**Art. 72 (L)** *Omissa denuncia dei lavori (legge 5 novembre 1971, n. 1086, art. 14)*

1. Il costruttore che omette o ritarda la denuncia prevista dall'*articolo 65* è punito con l'arresto fino a tre mesi o con l'ammenda da 103 a 1032 euro. <sup>(183)</sup>
- 

(183) Comma così corretto da Comunicato 13 novembre 2001, pubblicato nella G.U. 13 novembre 2001, n. 264.

---

**Art. 73 (L)** *Responsabilità del direttore dei lavori (legge 5 novembre 1971, n. 1086, art. 15)*

1. Il direttore dei lavori che non ottempera alle prescrizioni indicate nell'*articolo 66* è punito con l'ammenda da 41 a 206 euro. <sup>(184)</sup>
  2. Alla stessa pena soggiace il direttore dei lavori che omette o ritarda la presentazione al competente ufficio tecnico regionale della relazione indicata nell'*articolo 65*, comma 6.
- 

(184) Comma così corretto da Comunicato 13 novembre 2001, pubblicato nella G.U. 13 novembre 2001, n. 264.

---

**Art. 74 (L)** *Responsabilità del collaudatore (legge 5 novembre 1971, n. 1086, art. 16)*

1. Il collaudatore che non osserva gli obblighi di cui all'*articolo 67*, comma 5, è punito con l'ammenda da 51 a 516 euro. <sup>(185)</sup>
- 

(185) Comma così corretto da Comunicato 13 novembre 2001, pubblicato nella G.U. 13 novembre 2001, n. 264.

---

**Art. 75 (L)** *Mancanza del certificato di collaudo (Legge 5 novembre 1971, n. 1086, art. 17)*

1. Chiunque consente l'utilizzazione delle costruzioni prima del rilascio del certificato di collaudo è punito con l'arresto fino ad un mese o con l'ammenda da 103 a 1032 euro. <sup>(186)</sup>

---

*(186) Comma così corretto da Comunicato 13 novembre 2001, pubblicato nella G.U. 13 novembre 2001, n. 264.*

---

**Art. 76 (L) Comunicazione della sentenza (legge 5 novembre 1971, n. 1086, art. 18)**

1. La sentenza irrevocabile, emessa in base alle precedenti disposizioni, deve essere comunicata, a cura del cancelliere, entro quindici giorni da quello in cui è divenuta irrevocabile, al comune e alla regione interessata ed al consiglio provinciale dell'ordine professionale, cui eventualmente sia iscritto l'imputato.

**Capo III**

**Disposizioni per favorire il superamento e l'eliminazione delle barriere architettoniche negli edifici privati, pubblici e privati aperti al pubblico**

**Sezione I**

**Eliminazione delle barriere architettoniche negli edifici privati**

**Art. 77 (L) Progettazione di nuovi edifici e ristrutturazione di interi edifici (legge 9 gennaio 1989, n. 13, art. 1)**

1. I progetti relativi alla costruzione di nuovi edifici privati, ovvero alla ristrutturazione di interi edifici, ivi compresi quelli di edilizia residenziale pubblica, sovvenzionata ed agevolata, sono redatti in osservanza delle prescrizioni tecniche previste dal comma 2. <sup>(187)</sup>

2. Il Ministro delle infrastrutture e dei trasporti fissa con decreto, adottato ai sensi dell'*articolo 52*, le prescrizioni tecniche necessarie a garantire l'accessibilità, l'adattabilità e la visitabilità degli edifici privati e di edilizia residenziale pubblica, sovvenzionata ed agevolata. <sup>(187)</sup>

3. La progettazione deve comunque prevedere:

- a) accorgimenti tecnici idonei alla installazione di meccanismi per l'accesso ai piani superiori, ivi compresi i servoscala;
  - b) idonei accessi alle parti comuni degli edifici e alle singole unità immobiliari;
  - c) almeno un accesso in piano, rampe prive di gradini o idonei mezzi di sollevamento;
  - d) l'installazione, nel caso di immobili con più di tre livelli fuori terra, di un ascensore per ogni scala principale raggiungibile mediante rampe prive di gradini.
4. E' fatto obbligo di allegare al progetto la dichiarazione del professionista abilitato di conformità degli elaborati alle disposizioni adottate ai sensi del presente capo.

5. I progetti di cui al comma 1 che riguardano immobili vincolati ai sensi del *decreto legislativo 29 ottobre 1999, n. 490*, devono essere approvati dalla competente autorità di tutela, a norma degli *articoli 23 e 151* del medesimo decreto legislativo.

---

*(187) La Corte costituzionale, con sentenza 25 giugno-4 luglio 2008, n. 251 (Gazz. Uff. 9 luglio 2008, n. 29, 1ª Serie speciale), ha dichiarato inammissibile la questione di legittimità costituzionale dell'art. 1, commi 1 e 2, della legge 9 gennaio 1989, n. 13 e dell'art. 24, comma 1, della legge 5 febbraio 1992, n. 104, trasfusi negli artt. 77, commi 1 e 2, e 82, comma 1, del D.P.R. 6 giugno 2001, n. 380, sollevata in riferimento agli articoli 2, 3 e 32 della Costituzione.*

---

**Art. 78 (L) Deliberazioni sull'eliminazione delle barriere architettoniche (legge 9 gennaio 1989, n. 13, art. 2)**



1. Le deliberazioni che hanno per oggetto le innovazioni da attuare negli edifici privati dirette ad eliminare le barriere architettoniche di cui all'*articolo 27, primo comma, della legge 30 marzo 1971, n. 118*, ed all'*articolo 1 del decreto del Presidente della Repubblica 24 luglio 1996, n. 503*, nonché la realizzazione di percorsi attrezzati e la installazione di dispositivi di segnalazione atti a favorire la mobilità dei ciechi all'interno degli edifici privati, sono approvate dall'assemblea del condominio, in prima o in seconda convocazione, con le maggioranze previste dall'*articolo 1136, secondo e terzo comma, del codice civile.* <sup>(188)</sup> <sup>(189)</sup>

2. Nel caso in cui il condominio rifiuti di assumere, o non assuma entro tre mesi dalla richiesta fatta per iscritto, le deliberazioni di cui al comma 1, i portatori di handicap, ovvero chi ne esercita la tutela o la potestà di cui al titolo IX del libro primo del codice civile, possono installare, a proprie spese, servoscala nonché strutture mobili e facilmente rimovibili e possono anche modificare l'ampiezza delle porte d'accesso, al fine di rendere più agevole l'accesso agli edifici, agli ascensori e alle rampe delle autorimesse.

3. Resta fermo quanto disposto dagli articoli 1120, secondo comma, e 1121, terzo comma, del codice civile.

---

*(188) Comma così corretto da Comunicato 13 novembre 2001, pubblicato nella G.U. 13 novembre 2001, n. 264.*

*(189) Vedi, anche, l'art. 2, comma 1, L. 9 gennaio 1989, n. 13, come modificato dall'art. 27, comma 1, L. 11 dicembre 2012, n. 220.*

---

**Art. 79 (L)** *Opere finalizzate all'eliminazione delle barriere architettoniche realizzate in deroga ai regolamenti edilizi (legge 9 gennaio 1989, n. 13, art. 3)*

1. Le opere di cui all'*articolo 78* possono essere realizzate in deroga alle norme sulle distanze previste dai regolamenti edilizi, anche per i cortili e le chiostre interne ai fabbricati o comuni o di uso comune a più fabbricati.

2. E' fatto salvo l'obbligo di rispetto delle distanze di cui agli articoli 873 e 907 del codice civile nell'ipotesi in cui tra le opere da realizzare e i fabbricati alieni non sia interposto alcuno spazio o alcuna area di proprietà o di uso comune.

---

**Art. 80 (L)** *Rispetto delle norme antisismiche, antincendio e di prevenzione degli infortuni (legge 9 gennaio 1989, n. 13, art. 6)*

1. Fermo restando l'obbligo del preavviso e dell'invio del progetto alle competenti autorità a norma dell'*articolo 94*, l'esecuzione delle opere edilizie di cui all'*articolo 78*, da realizzare in ogni caso nel rispetto delle norme antisismiche, di prevenzione degli incendi e degli infortuni, non è soggetta alla autorizzazione di cui all'*articolo 94*. L'esecuzione non conforme alla normativa richiamata al comma 1 preclude il collaudo delle opere realizzate.

---

**Art. 81 (L)** *Certificazioni (legge 9 gennaio 1989, n. 13, art. 8; decreto legislativo 18 agosto 2000, n. 267, articoli 107 e 109)*

1. Alle domande ovvero alle comunicazioni al dirigente o responsabile del competente ufficio comunale relative alla realizzazione di interventi di cui al presente capo è allegato certificato medico in carta libera attestante l'handicap e dichiarazione sostitutiva dell'atto di notorietà, ai sensi dell'*art. 47 del decreto del Presidente della Repubblica 28 dicembre 2000, n. 445*, recante il testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia di documentazione amministrativa, dalla quale risultino l'ubicazione della propria abitazione, nonché le difficoltà di accesso.

---

## Sezione II

### Eliminazione o superamento delle barriere architettoniche negli edifici pubblici e privati aperti al pubblico

**Art. 82 (L)** *Eliminazione o superamento delle barriere architettoniche negli edifici pubblici e privati aperti al pubblico (legge 5 febbraio 1992, n. 104, art. 24; decreto legislativo 31 marzo 1998, n. 112, art. 62, comma 2; decreto legislativo n. 267 del 2000, articoli 107 e 109)*

1. Tutte le opere edilizie riguardanti edifici pubblici e privati aperti al pubblico che sono suscettibili di limitare l'accessibilità e la visitabilità di cui alla sezione prima del presente capo, sono eseguite in conformità alle disposizioni di cui alla *legge 30 marzo 1971, n. 118*, e successive modificazioni, alla sezione prima del presente capo, al regolamento approvato con *decreto del Presidente della Repubblica 24 luglio 1996, n. 503*, recante norme per l'eliminazione delle barriere architettoniche, e al *decreto del Ministro dei lavori pubblici 14 giugno 1989, n. 236.* <sup>(190)</sup> <sup>(194)</sup>

2. Per gli edifici pubblici e privati aperti al pubblico soggetti ai vincoli di cui al *decreto legislativo 29 ottobre 1999, n. 490*, nonché ai vincoli previsti da leggi speciali aventi le medesime finalità, nel caso di mancato rilascio del nulla osta da parte delle autorità competenti alla tutela del vincolo, la conformità alle norme vigenti in materia di accessibilità e di superamento delle barriere architettoniche può essere realizzata con opere provvisoriale, come definite dall'*articolo 7 del decreto del Presidente della Repubblica 7 gennaio 1956, n. 164*, sulle quali sia stata acquisita l'approvazione delle predette autorità. <sup>(191)</sup>

3. Alle comunicazioni allo sportello unico dei progetti di esecuzione dei lavori riguardanti edifici pubblici e aperti al pubblico, di cui al comma 1, rese ai sensi dell'*articolo 22*, sono allegata una documentazione grafica e una dichiarazione di conformità alla normativa vigente in materia di accessibilità e di superamento delle barriere architettoniche, anche ai sensi del comma 2 del presente articolo.

4. Il rilascio del permesso di costruire per le opere di cui al comma 1 è subordinato alla verifica della conformità del progetto compiuta dall'ufficio tecnico o dal tecnico incaricato dal comune. Il comune, nell'ambito dei controlli della segnalazione certificata di cui all'*articolo 24*, per le opere di cui al comma 1, deve accertare che le opere siano state realizzate nel rispetto delle disposizioni vigenti in materia di eliminazione delle barriere architettoniche. <sup>(192)</sup>

5. La richiesta di modifica di destinazione d'uso di edifici in luoghi pubblici o aperti al pubblico è accompagnata dalla dichiarazione di cui al comma 3. I controlli della segnalazione certificata di cui all'*articolo 24* prevedono la verifica della dichiarazione allo stato dell'immobile. <sup>(193)</sup>

6. Tutte le opere realizzate negli edifici pubblici e privati aperti al pubblico in difformità dalle disposizioni vigenti in materia di accessibilità e di eliminazione delle barriere architettoniche, nelle quali le difformità siano tali da rendere impossibile l'utilizzazione dell'opera da parte delle persone handicappate, sono dichiarate inagibili.

7. Il progettista, il direttore dei lavori, il responsabile tecnico degli accertamenti per l'agibilità ed il collaudatore, ciascuno per la propria competenza, sono direttamente responsabili, relativamente ad opere eseguite dopo l'entrata in vigore della *legge 5 febbraio 1992, n. 104*, delle difformità che siano tali da rendere impossibile l'utilizzazione dell'opera da parte delle persone handicappate. Essi sono puniti con l'ammenda da 5164 a 25822 euro e con la sospensione dai rispettivi albi professionali per un periodo compreso da uno a sei mesi. <sup>(190)</sup>

8. I piani di cui all'*articolo 32, comma 21, della legge n. 41 del 1986*, sono modificati con integrazioni relative all'accessibilità degli spazi urbani, con particolare riferimento all'individuazione e alla realizzazione di percorsi accessibili, all'installazione di semafori acustici per non vedenti, alla rimozione della segnaletica installata in modo da ostacolare la circolazione delle persone handicappate.

9. I comuni adeguano i propri regolamenti edilizi alle disposizioni di cui all'*articolo 27 della citata legge n. 118 del 1971*, all'*articolo 2 del citato regolamento approvato con decreto del Presidente della Repubblica n. 384 del 1978*, alle disposizioni di cui alla sezione prima del presente capo, e al citato *decreto del Ministro dei lavori pubblici 14 giugno 1989, n. 236*. Le norme dei regolamenti edilizi comunali contrastanti con le disposizioni del presente articolo perdono efficacia.

---

(190) Comma così corretto da Comunicato 13 novembre 2001, pubblicato nella G.U. 13 novembre 2001, n. 264.

(191) Comma così modificato dall'art. 5, comma 2, lett. a), n. 7), D.L. 13 maggio 2011, n. 70, convertito, con modificazioni, dalla L. 12 luglio 2011, n. 106.

(192) Comma così modificato dall'art. 3, comma 1, lett. z), nn. 1) e 2), D.Lgs. 25 novembre 2016, n. 222.

(193) Comma così modificato dall'art. 3, comma 1, lett. z), n. 3), D.Lgs. 25 novembre 2016, n. 222.

(194) La Corte costituzionale, con sentenza 25 giugno-4 luglio 2008, n. 251 (Gazz. Uff. 9 luglio 2008, n. 29, 1ª Serie speciale), ha dichiarato inammissibile la questione di legittimità costituzionale dell'art. 1, commi 1 e 2, della legge 9 gennaio 1989, n. 13 e dell'art. 24, comma 1, della legge 5 febbraio 1992, n. 104, trasfusi negli artt. 77, commi 1 e 2, e 82, comma 1, del D.P.R. 6 giugno 2001, n. 380, sollevata in riferimento agli articoli 2, 3 e 32 della Costituzione.

## Capo IV

### Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche

#### Sezione I

#### Norme per le costruzioni in zone sismiche

**Art. 83 (L)** *Opere disciplinate e gradi di sismicità (legge 2 febbraio 1974, n. 64, art. 3; articoli 54, comma 1, lettera c), 93, comma 1, lettera g), e comma 4 del decreto legislativo n. 112 del 1998)*

1. Tutte le costruzioni la cui sicurezza possa comunque interessare la pubblica incolumità, da realizzarsi in zone dichiarate sismiche ai sensi dei commi 2 e 3 del presente articolo, sono disciplinate, oltre che dalle disposizioni di cui all'*articolo 52*, da specifiche norme tecniche emanate, anche per i loro aggiornamenti, con decreti del Ministro per le infrastrutture ed i trasporti, di concerto con il Ministro per l'interno, sentiti il Consiglio superiore dei lavori pubblici, il Consiglio nazionale delle ricerche e la Conferenza unificata.

2. Con decreto del Ministro per le infrastrutture ed i trasporti, di concerto con il Ministro per l'interno, sentiti il Consiglio superiore dei lavori pubblici, il Consiglio nazionale delle ricerche e la Conferenza unificata, sono definiti i criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e dei relativi valori differenziati del grado di sismicità da prendere a base per la determinazione delle azioni sismiche e di quant'altro specificato dalle norme tecniche.

3. Le regioni, sentite le province e i comuni interessati, provvedono alla individuazione delle zone dichiarate sismiche agli effetti del presente capo, alla formazione e all'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone e dei valori attribuiti ai gradi di sismicità, nel rispetto dei criteri generali di cui al comma 2.

---

**Art. 84 (L)** *Contenuto delle norme tecniche (legge 2 febbraio 1974, n. 64, art. 4)*

1. Le norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui all'*articolo 83*, da adottare sulla base dei criteri generali indicati dagli articoli successivi e in funzione dei diversi gradi di sismicità, definiscono:

- a) l'altezza massima degli edifici in relazione al sistema costruttivo, al grado di sismicità della zona ed alle larghezze stradali;
- b) le distanze minime consentite tra gli edifici e giunzioni tra edifici contigui;
- c) le azioni sismiche orizzontali e verticali da tenere in conto del dimensionamento degli elementi delle costruzioni e delle loro giunzioni;
- d) il dimensionamento e la verifica delle diverse parti delle costruzioni;
- e) le tipologie costruttive per le fondazioni e le parti in elevazione.

2. Le caratteristiche generali e le proprietà fisico-meccaniche dei terreni di fondazione, e cioè dei terreni costituenti il sottosuolo fino alla profondità alla quale le tensioni indotte dal manufatto assumano valori significativi ai fini delle deformazioni e della stabilità dei terreni medesimi, devono essere esaurientemente accertate.

3. Per le costruzioni su pendii gli accertamenti devono essere convenientemente estesi al di fuori dell'area edificatoria per rilevare tutti i fattori occorrenti per valutare le condizioni di stabilità dei pendii medesimi.

4. Le norme tecniche di cui al comma 1 potranno stabilire l'entità degli accertamenti in funzione della morfologia e della natura dei terreni e del grado di sismicità.

---

**Art. 85 (L)** *Azioni sismiche (legge 2 febbraio 1974, n. 64, art. 9)*

1. L'edificio deve essere progettato e costruito in modo che sia in grado di resistere alle azioni verticali e orizzontali, ai momenti torcenti e ribaltanti indicati rispettivamente alle successive lettere a), b), c) e d) e definiti dalle norme tecniche di cui all'*articolo 83*.

- a) azioni verticali: non si tiene conto in genere delle azioni sismiche verticali; per le strutture di grande luce o di particolare importanza, agli effetti di dette azioni, deve svolgersi una opportuna analisi dinamica teorica o sperimentale;
- b) azioni orizzontali: le azioni sismiche orizzontali si schematizzano attraverso l'introduzione di due sistemi di forze orizzontali agenti non contemporaneamente secondo due direzioni ortogonali;

c) momenti torcenti: ad ogni piano deve essere considerato il momento torcente dovuto alle forze orizzontali agenti ai piani sovrastanti e in ogni caso non minore dei valori da determinarsi secondo le indicazioni riportate dalle norme tecniche di cui all'*articolo 83*;

d) momenti ribaltanti: per le verifiche dei pilastri e delle fondazioni gli sforzi normali provocati dall'effetto ribaltante delle azioni sismiche orizzontali devono essere valutati secondo le indicazioni delle norme tecniche di cui all'*articolo 83*.

---

**Art. 86 (L)** *Verifica delle strutture (legge 2 febbraio 1974, n. 64, art. 10)*

1. L'analisi delle sollecitazioni dovute alle azioni sismiche di cui all'*articolo 85* è effettuata tenendo conto della ripartizione di queste fra gli elementi resistenti dell'intera struttura.

2. Si devono verificare detti elementi resistenti per le possibili combinazioni degli effetti sismici con tutte le altre azioni esterne, senza alcuna riduzione dei sovraccarichi, ma con l'esclusione dell'azione del vento.

---

**Art. 87 (L)** *Verifica delle fondazioni (legge 2 febbraio 1974, n. 64, art. 11)*

1. I calcoli di stabilità del complesso terreno-opera di fondazione si eseguono con i metodi ed i procedimenti della geotecnica, tenendo conto, tra le forze agenti, delle azioni sismiche orizzontali applicate alla costruzione e valutate come specificato dalle norme tecniche di cui all'*articolo 83*.

---

**Art. 88 (L)** *Deroghe (legge 2 febbraio 1974, n. 64, art. 12)*

1. Possono essere concesse deroghe all'osservanza delle norme tecniche, di cui al precedente *articolo 83*, dal Ministro per le infrastrutture e i trasporti, previa apposita istruttoria da parte dell'ufficio periferico competente e parere favorevole del Consiglio superiore dei lavori pubblici, quando sussistano ragioni particolari, che ne impediscano in tutto o in parte l'osservanza, dovute all'esigenza di salvaguardare le caratteristiche ambientali dei centri storici.

2. La possibilità di deroga deve essere prevista nello strumento urbanistico generale e le singole deroghe devono essere confermate nei piani particolareggiati.

---

**Art. 89 (L)** *Parere sugli strumenti urbanistici (legge 2 febbraio 1974, n. 64, art. 13)*

1. Tutti i comuni nei quali sono applicabili le norme di cui alla presente sezione e quelli di cui all'*articolo 61*, devono richiedere il parere del competente ufficio tecnico regionale sugli strumenti urbanistici generali e particolareggiati prima della delibera di adozione nonché sulle lottizzazioni convenzionate prima della delibera di approvazione, e loro varianti ai fini della verifica della compatibilità delle rispettive previsioni con le condizioni geomorfologiche del territorio.

2. Il competente ufficio tecnico regionale deve pronunciarsi entro sessanta giorni dal ricevimento della richiesta dell'amministrazione comunale.

3. In caso di mancato riscontro entro il termine di cui al comma 2 il parere deve intendersi reso in senso negativo.

---

**Art. 90 (L)** *Sopraelevazioni (legge 2 febbraio 1974, n. 64, art. 14)*

1. E' consentita, nel rispetto degli strumenti urbanistici vigenti:

a) la sopraelevazione di un piano negli edifici in muratura, purché nel complesso la costruzione risponda alle prescrizioni di cui al presente capo;

b) la sopraelevazione di edifici in cemento armato normale e precompresso, in acciaio o a pannelli portanti, purché il complesso della struttura sia conforme alle norme del presente testo unico. <sup>(195)</sup>

2. L'autorizzazione è consentita previa certificazione del competente ufficio tecnico regionale che specifichi il numero massimo di piani che è possibile realizzare in sopraelevazione e l'idoneità della struttura esistente a sopportare il nuovo carico.

---

(195) Lettera così corretta da *Comunicato 13 novembre 2001*, pubblicato nella G.U. 13 novembre 2001, n. 264.

---

**Art. 91 (L) Riparazioni** (legge 2 febbraio 1974, n. 64, art. 15)

1. Le riparazioni degli edifici debbono tendere a conseguire un maggiore grado di sicurezza alle azioni sismiche di cui ai precedenti articoli.
  2. I criteri sono fissati nelle norme tecniche di cui all'*articolo 83*.
- 

**Art. 92 (L) Edifici di speciale importanza artistica** (legge 2 febbraio 1974, n. 64, art. 16)

1. Per l'esecuzione di qualsiasi lavoro di natura antisismica in edifici o manufatti di carattere monumentale o aventi, comunque, interesse archeologico, storico o artistico, siano essi pubblici o di privata proprietà, restano ferme le disposizioni di cui al *decreto legislativo 29 ottobre 1999, n. 490*.
- 

**Sezione II**

**Vigilanza sulle costruzioni in zone sismiche** <sup>(196)</sup>

**Art. 93 (R) Denuncia dei lavori e presentazione dei progetti di costruzioni in zone sismiche** (legge n. 64 del 1974, articoli 17 e 19) <sup>(197)</sup>

1. Nelle zone sismiche di cui all'*articolo 83*, chiunque intenda procedere a costruzioni, riparazioni e sopraelevazioni, è tenuto a darne preavviso scritto allo sportello unico, che provvede a trasmetterne copia al competente ufficio tecnico della regione, indicando il proprio domicilio, il nome e la residenza del progettista, del direttore dei lavori e dell'appaltatore.
  2. Alla domanda deve essere allegato il progetto, in doppio esemplare e debitamente firmato da un ingegnere, architetto, geometra o perito edile iscritto nell'albo, nei limiti delle rispettive competenze, nonché dal direttore dei lavori.
  3. Il contenuto minimo del progetto è determinato dal competente ufficio tecnico della regione. In ogni caso il progetto deve essere esauriente per planimetria, piante, prospetti e sezioni ed accompagnato da una relazione tecnica, dal fascicolo dei calcoli delle strutture portanti, sia in fondazione sia in elevazione, e dai disegni dei particolari esecutivi delle strutture.
  4. Al progetto deve inoltre essere allegata una relazione sulla fondazione, nella quale devono essere illustrati i criteri seguiti nella scelta del tipo di fondazione, le ipotesi assunte, i calcoli svolti nei riguardi del complesso terreno-opera di fondazione.
  5. La relazione sulla fondazione deve essere corredata da grafici o da documentazioni, in quanto necessari.
  6. In ogni comune deve essere tenuto un registro delle denunce dei lavori di cui al presente articolo.
  7. Il registro deve essere esibito, costantemente aggiornato, a semplice richiesta, ai funzionari, ufficiali ed agenti indicati nell'*articolo 103*.
- 

(196) Sezione rinumerata con *Comunicato 13 novembre 2001*, pubblicato nella G.U. 13 novembre 2001, n. 264.

(197) Vedi, anche, il D.M. 28 febbraio 2017, n. 58.

---

**Art. 94 (L) Autorizzazione per l'inizio dei lavori** (legge 2 febbraio 1974, n. 64, art. 18)

1. Fermo restando l'obbligo del titolo abilitativo all'intervento edilizio, nelle località sismiche, ad eccezione di quelle a bassa sismicità all'uopo indicate nei decreti di cui all'*articolo 83*, non si possono iniziare lavori senza preventiva autorizzazione scritta del competente ufficio tecnico della regione.
  2. L'autorizzazione è rilasciata entro sessanta giorni dalla richiesta e viene comunicata al comune, subito dopo il rilascio, per i provvedimenti di sua competenza.
  3. Avverso il provvedimento relativo alla domanda di autorizzazione, o nei confronti del mancato rilascio entro il termine di cui al comma 2, è ammesso ricorso al presidente della giunta regionale che decide con provvedimento definitivo.
  4. I lavori devono essere diretti da un ingegnere, architetto, geometra o perito edile iscritto nell'albo, nei limiti delle rispettive competenze.
- 

### Sezione III

#### Repressione delle violazioni

##### **Art. 95 (L)** *Sanzioni penali (legge 2 febbraio 1974, n. 64, art. 20)*

1. Chiunque violi le prescrizioni contenute nel presente capo e nei decreti interministeriali di cui agli *articoli 52 e 83* è punito con l'ammenda da euro 206 a euro 10.329.
- 

##### **Art. 96 (L)** *Accertamento delle violazioni (legge 2 febbraio 1974, n. 64, art. 21)*

1. I funzionari, gli ufficiali ed agenti indicati all'*articolo 103*, appena accertato un fatto costituente violazione delle presenti norme, compilano processo verbale trasmettendolo immediatamente al competente ufficio tecnico della regione.
  2. Il dirigente dell'ufficio tecnico regionale, previ, occorrendo, ulteriori accertamenti di carattere tecnico, trasmette il processo verbale all'autorità giudiziaria competente con le sue deduzioni.
- 

##### **Art. 97 (L)** *Sospensione dei lavori (legge 2 febbraio 1974, n. 64, art. 22)*

1. Il dirigente del competente ufficio tecnico della regione, contemporaneamente agli adempimenti di cui all'*articolo 96*, ordina, con decreto motivato, notificato a mezzo di messo comunale, al proprietario, nonché al direttore o appaltatore od esecutore delle opere, la sospensione dei lavori.
  2. Copia del decreto è comunicata al dirigente o responsabile del competente ufficio comunale ai fini dell'osservanza dell'ordine di sospensione. <sup>(198)</sup>
  3. L'ufficio territoriale del governo, su richiesta del dirigente dell'ufficio di cui al comma 1, assicura l'intervento della forza pubblica, ove ciò sia necessario per l'esecuzione dell'ordine di sospensione.
  4. L'ordine di sospensione produce i suoi effetti sino alla data in cui la pronuncia dell'autorità giudiziaria diviene irrevocabile.
- 

(198) Comma così corretto da *Comunicato 13 novembre 2001*, pubblicato nella G.U. 13 novembre 2001, n. 264.

---

##### **Art. 98 (L)** *Procedimento penale (legge 2 febbraio 1974, n. 64, art. 23)*

1. Se nel corso del procedimento penale il pubblico ministero ravvisa la necessità di ulteriori accertamenti tecnici, nomina uno o più consulenti, scegliendoli fra i componenti del Consiglio superiore dei lavori pubblici o tra tecnici laureati appartenenti ai ruoli del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti o di altre amministrazioni statali.

2. Deve essere in ogni caso citato per il dibattimento il dirigente del competente ufficio tecnico della regione, il quale può delegare un funzionario dipendente che sia al corrente dei fatti.

3. Con il decreto o con la sentenza di condanna il giudice ordina la demolizione delle opere o delle parti di esse costruite in difformità alle norme del presente capo o dei decreti interministeriali di cui agli *articoli 52 e 83*, ovvero impartisce le prescrizioni necessarie per rendere le opere conformi alle norme stesse, fissando il relativo termine.

---

**Art. 99 (L)** *Esecuzione d'ufficio (legge 2 febbraio 1974, n. 64, art. 24)*

1. Qualora il condannato non ottemperi all'ordine o alle prescrizioni di cui all'*articolo 98*, dati con sentenza irrevocabile o con decreto esecutivo, il competente ufficio tecnico della regione provvede, se del caso con l'assistenza della forza pubblica, a spese del condannato.

---

**Art. 100 (L)** *Competenza della Regione (legge 2 febbraio 1974, n. 64, art. 25)* <sup>(199)</sup>

1. Qualora il reato sia estinto per qualsiasi causa, la Regione ordina, con provvedimento definitivo, sentito l'organo tecnico consultivo della regione, la demolizione delle opere o delle parti di esse eseguite in violazione delle norme del presente capo e delle norme tecniche di cui agli *articoli 52 e 83*, ovvero l'esecuzione di modifiche idonee a renderle conformi alle norme stesse. <sup>(200)</sup>

2. In caso di inadempienza si applica il disposto dell'*articolo 99*.

---

(199) Rubrica così corretta da Comunicato 13 novembre 2001, pubblicato nella G.U. 13 novembre 2001, n. 264.

(200) Comma così corretto da Comunicato 13 novembre 2001, pubblicato nella G.U. 13 novembre 2001, n. 264. .

---

**Art. 101 (L)** *Comunicazione del provvedimento al competente ufficio tecnico della regione (legge 2 febbraio 1974, n. 64, art. 26)*

1. Copia della sentenza irrevocabile o del decreto esecutivo emessi in base alle precedenti disposizioni deve essere comunicata, a cura del cancelliere, al competente ufficio tecnico della regione entro quindici giorni da quello in cui la sentenza è divenuta irrevocabile o il decreto è diventato esecutivo.

---

**Art. 102 (L)** *Modalità per l'esecuzione d'ufficio (legge 2 febbraio 1974, n. 64, art. 27)*

1. Per gli adempimenti di cui all'*articolo 99* le regioni iscrivono annualmente in bilancio una somma non inferiore a 25822 euro. <sup>(201)</sup>

2. Al recupero delle somme erogate su tale fondo per l'esecuzione di lavori di demolizione di opere in contravvenzione alle norme tecniche di cui al presente capo, si provvede a mezzo del competente ufficio comunale, in base alla liquidazione dei lavori stessi fatta dal competente ufficio tecnico della regione. <sup>(201)</sup>

3. La riscossione delle somme dai contravventori, per il titolo suindicato e con l'aumento dell'aggio spettante al concessionario, è fatta mediante ruoli esecutivi. <sup>(201)</sup>

4. Il versamento delle somme stesse è fatto con imputazione ad apposito capitolo del bilancio dell'entrata.

---

(201) Comma così corretto da Comunicato 13 novembre 2001, pubblicato nella G.U. 13 novembre 2001, n. 264.

---

**Art. 103 (L)** *Vigilanza per l'osservanza delle norme tecniche (legge 2 febbraio 1974, n. 64, art. 29)*

1. Nelle località di cui all'*articolo 61* e in quelle sismiche di cui all'*articolo 83* gli ufficiali di polizia giudiziaria, gli ingegneri e geometri degli uffici tecnici delle amministrazioni statali e degli uffici tecnici regionali, provinciali e comunali, le guardie doganali e forestali, gli ufficiali e sottufficiali del Corpo nazionale dei vigili del fuoco e in generale tutti gli agenti giurati a servizio dello Stato, delle province e

dei comuni sono tenuti ad accertare che chiunque inizi costruzioni, riparazioni e sopraelevazioni sia in possesso dell'autorizzazione rilasciata dal competente ufficio tecnico della regione a norma degli *articoli 61 e 94*.

2. I funzionari di detto ufficio debbono altresì accertare se le costruzioni, le riparazioni e ricostruzioni procedano in conformità delle presenti norme.

3. Eguale obbligo spetta agli ingegneri e geometri degli uffici tecnici succitati quando accedano per altri incarichi qualsiasi nei comuni danneggiati, compatibilmente coi detti incarichi.

---

## Sezione IV

### Disposizioni finali

**Art. 104 (L)** *Costruzioni in corso in zone sismiche di nuova classificazione (legge 2 febbraio 1974, n. 64, art. 30; articoli 107 e 109 del decreto legislativo n. 267 del 2000)*

1. Tutti coloro che in una zona sismica di nuova classificazione abbiano iniziato una costruzione prima dell'entrata in vigore del provvedimento di classificazione sono tenuti a farne denuncia, entro quindici giorni dall'entrata in vigore del provvedimento di classificazione, al competente ufficio tecnico della regione.

2. L'ufficio tecnico della regione, entro 30 giorni dalla ricezione della denuncia, accerta la conformità del progetto alle norme tecniche di cui all'articolo 83 e l'idoneità della parte già legittimamente realizzata a resistere all'azione delle possibili azioni sismiche.

3. Nel caso in cui l'accertamento di cui al comma 2 dia esito positivo, l'ufficio tecnico autorizza la prosecuzione della costruzione che deve, in ogni caso, essere ultimata entro due anni dalla data del provvedimento di classificazione; nel caso in cui la costruzione possa essere resa conforme alla normativa tecnica vigente mediante le opportune modifiche del progetto, l'autorizzazione può anche essere rilasciata condizionatamente all'impegno del costruttore di apportare le modifiche necessarie. In tal caso l'ufficio tecnico regionale rilascia apposito certificato al denunciante, inviandone copia al dirigente o responsabile del competente ufficio comunale per i necessari provvedimenti.

4. La Regione può, per edifici pubblici e di uso pubblico, stabilire, ove occorra, termini di ultimazione superiori ai due anni di cui al comma 3. <sup>(202)</sup>

5. Qualora l'accertamento di cui al comma 2 dia esito negativo e non sia possibile intervenire con modifiche idonee a rendere conforme il progetto o la parte già realizzata alla normativa tecnica vigente, il dirigente dell'ufficio tecnico annulla la concessione ed ordina la demolizione di quanto già costruito.

6. In caso di violazione degli obblighi stabiliti nel presente articolo si applicano le disposizioni della parte II, capo IV, sezione III del presente testo unico.

---

*(202) Comma così corretto da Comunicato 13 novembre 2001, pubblicato nella G.U. 13 novembre 2001, n. 264.*

---

**Art. 105 (L)** *Costruzioni eseguite col sussidio dello Stato (legge 2 febbraio 1974, n. 64, art. 33)*

1. L'inosservanza delle norme del presente capo, nel caso di edifici per i quali sia stato già concesso il sussidio dello Stato, importa, oltre alle sanzioni penali, anche la decadenza dal beneficio statale, qualora l'interessato non si sia attenuto alle prescrizioni di cui al presente capo.

---

**Art. 106 (L)** *Esenzione per le opere eseguite dal genio militare (legge 2 febbraio 1974, n. 64, art. 33)*

1. Per le opere che si eseguono a cura del genio militare l'osservanza delle disposizioni di cui alle sezioni II e III del presente capo è assicurata dall'organo all'uopo individuato dal Ministero della difesa.

---



## Capo V

### Norme per la sicurezza degli impianti <sup>(203)</sup>

**Art. 107 (L)** *Ambito di applicazione (legge 5 marzo 1990, n. 46, art. 1, primo comma) <sup>(204)</sup>*

[1. Sono soggetti all'applicazione del presente capo i seguenti impianti relativi agli edifici quale che ne sia la destinazione d'uso:

- a) gli impianti di produzione, di trasporto, di distribuzione e di utilizzazione dell'energia elettrica all'interno degli edifici a partire dal punto di consegna dell'energia fornita dall'ente distributore;
- b) gli impianti radiotelevisivi ed elettronici in genere, le antenne e gli impianti di protezione da scariche atmosferiche;
- c) gli impianti di riscaldamento e di climatizzazione azionati da fluido liquido, aeriforme, gassoso e di qualsiasi natura o specie;
- d) gli impianti idrosanitari nonché quelli di trasporto, di trattamento, di uso, di accumulo e di consumo di acqua all'interno degli edifici a partire dal punto di consegna dell'acqua fornita dall'ente distributore;
- e) gli impianti per il trasporto e l'utilizzazione di gas allo stato liquido o aeriforme all'interno degli edifici a partire dal punto di consegna del combustibile gassoso fornito dall'ente distributore;
- f) gli impianti di sollevamento di persone o di cose per mezzo di ascensori, di montacarichi, di scale mobili e simili;
- g) gli impianti di protezione antincendio.]

---

*(203) A norma dell'art. 4, comma 1, D.L. 24 giugno 2003, n. 147, convertito, con modificazioni, dalla L. 1° agosto 2003, n. 200, le disposizioni del presente Capo hanno effetto a decorrere dal 1° gennaio 2004. Successivamente tale decorrenza è stata posticipata:*

*- al 1° gennaio 2005 dall'art. 14, comma 1, D.L. 24 dicembre 2003, n. 355, convertito, con modificazioni, dalla L. 27 febbraio 2004, n. 47; la suddetta proroga non si applica agli edifici scolastici di ogni ordine e grado;*

*- al 1° luglio 2005 dall'art. 19-quater, comma 1, D.L. 9 novembre 2004, n. 266, convertito, con modificazioni, dalla L. 27 dicembre 2004, n. 306; la suddetta proroga non si applica agli edifici scolastici di ogni ordine e grado;*

*- al 1° luglio 2006 dall'art. 5-bis, comma 2, D.L. 27 maggio 2005, n. 86, convertito, con modificazioni, dalla L. 26 luglio 2005, n. 148;*

*- fino all'attuazione dell'articolo 11-quaterdecies, comma 13, del decreto-legge 30 settembre 2005, n. 203, convertito, con modificazioni, dalla legge 2 dicembre 2005, n. 248, e comunque non oltre il 1° gennaio 2007, dal predetto art. 5-bis, comma 2, D.L. 27 maggio 2005, n. 86, convertito, con modificazioni, dalla L. 26 luglio 2005, n. 148, come modificato dall'art. 1-quater, comma 1, D.L. 12 maggio 2006, n. 173, convertito, con modificazioni, dalla L. 12 luglio 2006, n. 228;*

*- fino alla data di entrata in vigore del regolamento recante norme sulla sicurezza degli impianti, di cui all'articolo 11-quaterdecies, comma 13, lettera a), del decreto-legge 30 settembre 2005, n. 203, convertito, con modificazioni, dalla legge 2 dicembre 2005, n. 248, e, comunque, non oltre il 31 dicembre 2007, dallo stesso art. 1-quater, comma 1, D.L. 173/2006, come modificato dall'art. 3, comma 1, D.L. 28 dicembre 2006, n. 300, convertito, con modificazioni, dalla L. 26 febbraio 2007, n. 17;*

*- fino alla data di entrata in vigore del regolamento recante norme sulla sicurezza degli impianti, di cui all'articolo 11-quaterdecies, comma 13, lettera a), del decreto-legge 30 settembre 2005, n. 203, convertito, con modificazioni, dalla legge 2 dicembre 2005, n. 248, e, comunque, non oltre il 31 marzo 2008 dall'art. 3, comma 1, D.L. 28 dicembre 2006, n. 300, convertito, con modificazioni, dalla L. 26 febbraio 2007, n. 17, come modificato dall'art. 29-bis, comma 1, D.L. 31 dicembre 2007, n. 248, convertito, con modificazioni, dalla L. 28 febbraio 2008, n. 31.*

*Il predetto regolamento è stato emanato con D.M. 22 gennaio 2008, n. 37.*

*(204) Articolo abrogato dall'art. 3, comma 1, D.L. 28 dicembre 2006, n. 300, convertito, con modificazioni, dalla L. 26 febbraio 2007, n. 17, a decorrere dalla data di entrata in vigore del regolamento recante norme sulla sicurezza degli impianti di cui all'art. 11-quaterdecies, comma 13, lett. a), D.L. 30 settembre 2005, n. 203, convertito, con modificazioni, dalla L. 2 dicembre 2005, n. 248.*

*Il predetto regolamento è stato emanato con D.M. 22 gennaio 2008, n. 37.*

---

**Art. 108 (L)** *Soggetti abilitati (legge 5 marzo 1990, n. 46, art. 2; al comma 3, è l'art. 22 della legge 30 aprile 1999, n. 136) <sup>(205)</sup>*

[1. Sono abilitate all'installazione, alla trasformazione, all'ampliamento e alla manutenzione degli impianti di cui all'articolo 107 tutte le imprese, singole o associate, regolarmente iscritte nel registro delle ditte di cui al *regio decreto 20 settembre 1934, n. 2011*, e successive modificazioni ed integrazioni, o nell'albo provinciale delle imprese artigiane di cui alla *legge 8 agosto 1985, n. 443*.

2. L'esercizio delle attività di cui al comma 1 è subordinato al possesso dei requisiti tecnico-professionali, di cui all'articolo 109, da parte dell'imprenditore, il quale, qualora non ne sia in possesso, prepone all'esercizio delle attività di cui al medesimo comma 1 un responsabile tecnico che abbia tali requisiti.

3. Sono, in ogni caso abilitate all'esercizio delle attività di cui al comma 1, le imprese in possesso di attestazione per le relative categorie rilasciata da una Società organismo di attestazione (SOA), debitamente autorizzata ai sensi del *decreto del Presidente della Repubblica 25 gennaio 2000, n. 34*.

4. Possono effettuare il collaudo ed accertare la conformità alla normativa vigente degli impianti di cui all'articolo 107, comma 1, lettera f), i professionisti iscritti negli albi professionali, inseriti negli appositi elenchi della camera di commercio, industria, artigianato e agricoltura, formati annualmente secondo quanto previsto dall'*articolo 9, comma 1, del decreto del Presidente della Repubblica 6 dicembre 1991, n. 447*. ]

---

(205) Articolo abrogato dall'art. 3, comma 1, D.L. 28 dicembre 2006, n. 300, convertito, con modificazioni, dalla L. 26 febbraio 2007, n. 17, a decorrere dalla data di entrata in vigore del regolamento recante norme sulla sicurezza degli impianti di cui all'art. 11-quaterdecies, comma 13, lett. a), D.L. 30 settembre 2005, n. 203, convertito, con modificazioni, dalla L. 2 dicembre 2005, n. 248.

Il predetto regolamento è stato emanato con D.M. 22 gennaio 2008, n. 37.

---

**Art. 109 (L) Requisiti tecnico-professionali (legge 5 marzo 1990, n. 46, art. 3) <sup>(206)</sup>**

[1. I requisiti tecnico-professionali di cui all'articolo 108, comma 2, sono i seguenti:

a) laurea in materia tecnica specifica conseguita presso una università statale o legalmente riconosciuta;

b) oppure diploma di scuola secondaria superiore conseguito, con specializzazione relativa al settore delle attività di cui all'articolo 110, comma 1, presso un istituto statale o legalmente riconosciuto, previo un periodo di inserimento, di almeno un anno continuativo, alle dirette dipendenze di una impresa del settore;

c) oppure titolo o attestato conseguito ai sensi della legislazione vigente in materia di formazione professionale, previo un periodo di inserimento, di almeno due anni consecutivi, alle dirette dipendenze di una impresa del settore;

d) oppure prestazione lavorativa svolta, alle dirette dipendenze di una impresa del settore, nel medesimo ramo di attività dell'impresa stessa, per un periodo non inferiore a tre anni, escluso quello computato ai fini dell'apprendistato, in qualità di operaio installatore con qualifica di specializzato nelle attività di installazione, di trasformazione, di ampliamento e di manutenzione degli impianti di cui all'articolo 107.

2. E' istituito presso le camere di commercio, industria, artigianato e agricoltura un albo dei soggetti in possesso dei requisiti professionali di cui al comma 1. Le modalità per l'accertamento del possesso dei titoli professionali, sono stabiliti con decreto del Ministero delle attività produttive. <sup>(207)</sup> ]

---

(206) Articolo abrogato dall'art. 3, comma 1, D.L. 28 dicembre 2006, n. 300, convertito, con modificazioni, dalla L. 26 febbraio 2007, n. 17, a decorrere dalla data di entrata in vigore del regolamento recante norme sulla sicurezza degli impianti di cui all'art. 11-quaterdecies, comma 13, lett. a), D.L. 30 settembre 2005, n. 203, convertito, con modificazioni, dalla L. 2 dicembre 2005, n. 248.

Il predetto regolamento è stato emanato con D.M. 22 gennaio 2008, n. 37.

(207) Comma così corretto da Comunicato 13 novembre 2001, pubblicato nella G.U. 13 novembre 2001, n. 264.

---

**Art. 110 (L, commi 1 e 2 - R, comma 3) Progettazione degli impianti (legge 5 marzo 1990, n. 46, art. 6) <sup>(208)</sup>**

[1. Per l'installazione, la trasformazione e l'ampliamento degli impianti di cui ai commi 1, lettere a), b), c), e) e g), e 2 dell'articolo 107 è obbligatoria la redazione del progetto da parte di professionisti, iscritti negli albi professionali, nell'ambito delle rispettive competenze.

2. La redazione del progetto per l'installazione, la trasformazione e l'ampliamento degli impianti di cui al comma 1 è obbligatoria al di sopra dei limiti dimensionali indicati nel regolamento di attuazione di cui all'articolo 119.

3. Il progetto, di cui al comma 1, deve essere depositato presso lo sportello unico contestualmente al progetto edilizio. ]

---

*(208) Articolo abrogato dall'art. 3, comma 1, D.L. 28 dicembre 2006, n. 300, convertito, con modificazioni, dalla L. 26 febbraio 2007, n. 17, a decorrere dalla data di entrata in vigore del regolamento recante norme sulla sicurezza degli impianti di cui all'art. 11-quaterdecies, comma 13, lett. a), D.L. 30 settembre 2005, n. 203, convertito, con modificazioni, dalla L. 2 dicembre 2005, n. 248.*

*Il predetto regolamento è stato emanato con D.M. 22 gennaio 2008, n. 37.*

---

#### **Art. 111 (R) Misure di semplificazione per il collaudo degli impianti installati** <sup>(209)</sup>

[1. Nel caso in cui la normativa vigente richieda il certificato di collaudo degli impianti installati il committente è esonerato dall'obbligo di presentazione dei progetti degli impianti di cui ai commi 1, lettere a), b), c), e) e g), e 2 dell'articolo 107 se, prima dell'inizio dei lavori, dichiara di volere effettuare il collaudo degli impianti con le modalità previste dal comma 2.

2. Il collaudo degli impianti può essere effettuato a cura di professionisti abilitati, non intervenuti in alcun modo nella progettazione, direzione ed esecuzione dell'opera, i quali attestano che i lavori realizzati sono conformi ai progetti approvati e alla normativa vigente in materia. In questo caso la certificazione redatta viene trasmessa allo sportello unico a cura del direttore dei lavori.

3. Resta salvo il potere dell'amministrazione di procedere all'effettuazione dei controlli successivi e di applicare, in caso di falsità delle attestazioni, le sanzioni previste dalla normativa vigente. ]

---

*(209) Articolo abrogato dall'art. 3, comma 1, D.L. 28 dicembre 2006, n. 300, convertito, con modificazioni, dalla L. 26 febbraio 2007, n. 17, a decorrere dalla data di entrata in vigore del regolamento recante norme sulla sicurezza degli impianti di cui all'art. 11-quaterdecies, comma 13, lett. a), D.L. 30 settembre 2005, n. 203, convertito, con modificazioni, dalla L. 2 dicembre 2005, n. 248.*

*Il predetto regolamento è stato emanato con D.M. 22 gennaio 2008, n. 37.*

---

#### **Art. 112 (L) Installazione degli impianti** (legge 5 marzo 1990, n. 46, art. 7) <sup>(210)</sup>

[1. Le imprese installatrici sono tenute ad eseguire gli impianti a regola d'arte utilizzando allo scopo materiali parimenti costruiti a regola d'arte. I materiali ed i componenti realizzati secondo le norme tecniche di sicurezza dell'Ente italiano di unificazione (UNI) e del Comitato elettrotecnico italiano (CEI), nonché nel rispetto di quanto prescritto dalla legislazione tecnica vigente in materia, si considerano costruiti a regola d'arte.

2. In particolare gli impianti elettrici devono essere dotati di impianti di messa a terra e di interruttori differenziali ad alta sensibilità o di altri sistemi di protezione equivalenti.

3. Tutti gli impianti realizzati alla data del 13 marzo 1990 devono essere adeguati a quanto previsto dal presente articolo.

4. Con decreto del Ministro delle attività produttive, saranno fissati i termini e le modalità per l'adeguamento degli impianti di cui al comma 3. <sup>(211)</sup> ]

---

*(210) Articolo abrogato dall'art. 3, comma 1, D.L. 28 dicembre 2006, n. 300, convertito, con modificazioni, dalla L. 26 febbraio 2007, n. 17, a decorrere dalla data di entrata in vigore del regolamento recante norme sulla sicurezza degli impianti di cui all'art. 11-quaterdecies, comma 13, lett. a), D.L. 30 settembre 2005, n. 203, convertito, con modificazioni, dalla L. 2 dicembre 2005, n. 248.*

*Il predetto regolamento è stato emanato con D.M. 22 gennaio 2008, n. 37.*

(211) Comma così corretto da Comunicato 13 novembre 2001, pubblicato nella G.U. 13 novembre 2001, n. 264.

---

**Art. 113 (L) Dichiarazione di conformità (legge 5 marzo 1990, n. 46, art. 9) <sup>(212)</sup>**

[1. Al termine dei lavori l'impresa installatrice è tenuta a rilasciare al committente la dichiarazione di conformità degli impianti realizzati nel rispetto delle norme di cui all'articolo 112. Di tale dichiarazione, sottoscritta dal titolare dell'impresa installatrice e recante i numeri di partita IVA e di iscrizione alla camera di commercio, industria, artigianato e agricoltura, faranno parte integrante la relazione contenente la tipologia dei materiali impiegati nonché, ove previsto, il progetto di cui all'articolo 110. ]

---

(212) Articolo abrogato dall'art. 3, comma 1, D.L. 28 dicembre 2006, n. 300, convertito, con modificazioni, dalla L. 26 febbraio 2007, n. 17, a decorrere dalla data di entrata in vigore del regolamento recante norme sulla sicurezza degli impianti di cui all'art. 11-quaterdecies, comma 13, lett. a), D.L. 30 settembre 2005, n. 203, convertito, con modificazioni, dalla L. 2 dicembre 2005, n. 248.

Il predetto regolamento è stato emanato con D.M. 22 gennaio 2008, n. 37.

---

**Art. 114 (L) Responsabilità del committente o del proprietario (legge 5 marzo 1990, n. 46, art. 10) <sup>(213)</sup>**

[1. Il committente o il proprietario è tenuto ad affidare i lavori di installazione, di trasformazione, di ampliamento e di manutenzione degli impianti di cui all'articolo 107 ad imprese abilitate ai sensi dell'articolo 108. ]

---

(213) Articolo abrogato dall'art. 3, comma 1, D.L. 28 dicembre 2006, n. 300, convertito, con modificazioni, dalla L. 26 febbraio 2007, n. 17, a decorrere dalla data di entrata in vigore del regolamento recante norme sulla sicurezza degli impianti di cui all'art. 11-quaterdecies, comma 13, lett. a), D.L. 30 settembre 2005, n. 203, convertito, con modificazioni, dalla L. 2 dicembre 2005, n. 248.

Il predetto regolamento è stato emanato con D.M. 22 gennaio 2008, n. 37.

---

**Art. 115 (L) Certificato di agibilità (legge 5 marzo 1990, n. 46, art. 11, decreto legislativo n. 267 del 2000, articoli 107 e 109) <sup>(214)</sup>**

[1. Il dirigente o responsabile del competente ufficio comunale rilascia il certificato di agibilità, dopo aver acquisito anche la dichiarazione di conformità o il certificato di collaudo degli impianti installati, ove previsto, salvo quanto disposto dalle leggi vigenti. ]

---

(214) Articolo abrogato dall'art. 3, comma 1, D.L. 28 dicembre 2006, n. 300, convertito, con modificazioni, dalla L. 26 febbraio 2007, n. 17, a decorrere dalla data di entrata in vigore del regolamento recante norme sulla sicurezza degli impianti di cui all'art. 11-quaterdecies, comma 13, lett. a), D.L. 30 settembre 2005, n. 203, convertito, con modificazioni, dalla L. 2 dicembre 2005, n. 248.

Il predetto regolamento è stato emanato con D.M. 22 gennaio 2008, n. 37.

---

**Art. 116 (L) Ordinaria manutenzione degli impianti e cantieri (legge 5 marzo 1990, n. 46, art. 12) <sup>(215)</sup>**

[1. Sono esclusi dagli obblighi della redazione del progetto e del rilascio del certificato di collaudo, nonché dall'obbligo di cui all'articolo 114, i lavori concernenti l'ordinaria manutenzione degli impianti di cui all'articolo 107.

2. Sono altresì esclusi dagli obblighi della redazione del progetto e del rilascio del certificato di collaudo le installazioni per apparecchi per usi domestici e la fornitura provvisoria di energia elettrica per gli impianti di cantiere e similari, fermo restando l'obbligo del rilascio della dichiarazione di conformità di cui all'articolo 113. ]

---

(215) Articolo abrogato dall'art. 3, comma 1, D.L. 28 dicembre 2006, n. 300, convertito, con modificazioni, dalla L. 26 febbraio 2007, n. 17, a decorrere dalla data di entrata in vigore del regolamento recante norme sulla sicurezza degli impianti di cui all'art. 11-quaterdecies, comma 13, lett. a), D.L. 30 settembre 2005, n. 203, convertito, con modificazioni, dalla L. 2 dicembre 2005, n. 248.

Il predetto regolamento è stato emanato con D.M. 22 gennaio 2008, n. 37.

---

**Art. 117 (R)** *Deposito presso lo sportello unico della dichiarazione di conformità o del certificato di collaudo (legge 5 marzo 1990, n. 46, art. 13)* <sup>(216)</sup>

[1. Qualora nuovi impianti tra quelli di cui ai commi 1, lettere a), b), c), e), e g), e 2 dell'articolo 107 vengano installati in edifici per i quali è già stato rilasciato il certificato di agibilità, l'impresa installatrice deposita presso lo sportello unico, entro trenta giorni dalla conclusione dei lavori, il progetto di rifacimento dell'impianto e la dichiarazione di conformità o il certificato di collaudo degli impianti installati, ove previsto da altre norme o dal regolamento di attuazione di cui all'articolo 119.

2. In caso di rifacimento parziale di impianti, il progetto e la dichiarazione di conformità o il certificato di collaudo, ove previsto, si riferiscono alla sola parte degli impianti oggetto dell'opera di rifacimento. Nella relazione di cui all'articolo 113 deve essere espressamente indicata la compatibilità con gli impianti preesistenti.

3. In alternativa al deposito del progetto, di cui al comma 1, è possibile ricorrere alla certificazione di conformità dei lavori ai progetti approvati di cui all'articolo 111. ]

---

*(216) Articolo abrogato dall'art. 3, comma 1, D.L. 28 dicembre 2006, n. 300, convertito, con modificazioni, dalla L. 26 febbraio 2007, n. 17, a decorrere dalla data di entrata in vigore del regolamento recante norme sulla sicurezza degli impianti di cui all'art. 11-quaterdecies, comma 13, lett. a), D.L. 30 settembre 2005, n. 203, convertito, con modificazioni, dalla L. 2 dicembre 2005, n. 248.*

*Il predetto regolamento è stato emanato con D.M. 22 gennaio 2008, n. 37.*

---

**Art. 118 (L)** *Verifiche (legge 5 marzo 1990, n. 46, art. 14)* <sup>(217)</sup>

[1. Per eseguire i collaudi, ove previsti, e per accertare la conformità degli impianti alle disposizioni del presente capo e della normativa vigente, i comuni, le unità sanitarie locali, i comandi provinciali dei vigili del fuoco e l'Istituto superiore per la prevenzione e la sicurezza del lavoro (ISPESL) hanno facoltà di avvalersi della collaborazione dei liberi professionisti, nell'ambito delle rispettive competenze, di cui all'articolo 110, comma 1, secondo le modalità stabilite dal regolamento di attuazione di cui all'articolo 119.

2. Il certificato di collaudo deve essere rilasciato entro tre mesi dalla presentazione della relativa richiesta. ]

---

*(217) Articolo abrogato dall'art. 3, comma 1, D.L. 28 dicembre 2006, n. 300, convertito, con modificazioni, dalla L. 26 febbraio 2007, n. 17, a decorrere dalla data di entrata in vigore del regolamento recante norme sulla sicurezza degli impianti di cui all'art. 11-quaterdecies, comma 13, lett. a), D.L. 30 settembre 2005, n. 203, convertito, con modificazioni, dalla L. 2 dicembre 2005, n. 248.*

*Il predetto regolamento è stato emanato con D.M. 22 gennaio 2008, n. 37.*

---

**Art. 119 (L)** *Regolamento di attuazione (legge 5 marzo 1990, n. 46, art. 15)* <sup>(218)</sup>

[1. Con regolamento di attuazione, emanato ai sensi dell'articolo 17 della legge 23 agosto 1988, n. 400, sono precisati i limiti per i quali risulta obbligatoria la redazione del progetto di cui all'articolo 110 e sono definiti i criteri e le modalità di redazione del progetto stesso in relazione al grado di complessità tecnica dell'installazione degli impianti, tenuto conto dell'evoluzione tecnologica, per fini di prevenzione e di sicurezza. ]

---

*(218) Articolo abrogato dall'art. 3, comma 1, D.L. 28 dicembre 2006, n. 300, convertito, con modificazioni, dalla L. 26 febbraio 2007, n. 17, a decorrere dalla data di entrata in vigore del regolamento recante norme sulla sicurezza degli impianti di cui all'art. 11-quaterdecies, comma 13, lett. a), D.L. 30 settembre 2005, n. 203, convertito, con modificazioni, dalla L. 2 dicembre 2005, n. 248.*

*Il predetto regolamento è stato emanato con D.M. 22 gennaio 2008, n. 37.*

---

**Art. 120 (L)** *Sanzioni (legge 5 marzo 1990, n. 46, art. 16)* <sup>(219)</sup>

[1. Alla violazione di quanto previsto dall'articolo 113 consegue, a carico del committente o del proprietario, secondo le modalità previste dal regolamento di attuazione di cui all'articolo 119, una sanzione amministrativa da 51 a 258 euro. Alla violazione delle altre norme del presente capo consegue, secondo le modalità previste dal medesimo regolamento di attuazione, una sanzione amministrativa da 516 a 5164 euro.

2. Il regolamento di attuazione di cui all'articolo 119 determina le modalità della sospensione delle imprese dal registro o dall'albo di cui all'articolo 108, comma 1, e dei provvedimenti disciplinari a carico dei professionisti iscritti nei rispettivi albi, dopo la terza violazione delle norme relative alla sicurezza degli impianti, nonché gli aggiornamenti dell'entità delle sanzioni amministrative di cui al comma 1. ]

---

*(219) Articolo abrogato dall'art. 3, comma 1, D.L. 28 dicembre 2006, n. 300, convertito, con modificazioni, dalla L. 26 febbraio 2007, n. 17, a decorrere dalla data di entrata in vigore del regolamento recante norme sulla sicurezza degli impianti di cui all'art. 11-quaterdecies, comma 13, lett. a), D.L. 30 settembre 2005, n. 203, convertito, con modificazioni, dalla L. 2 dicembre 2005, n. 248.*

*Il predetto regolamento è stato emanato con D.M. 22 gennaio 2008, n. 37.*

---

#### **Art. 121 (L) Abrogazione e adeguamento dei regolamenti comunali e regionali (legge 5 marzo 1990, n. 46, art. 17) <sup>(220)</sup>**

[1. I comuni e le regioni sono tenuti ad adeguare i propri regolamenti, qualora siano in contrasto con le disposizioni del presente capo. ]

---

*(220) Articolo abrogato dall'art. 3, comma 1, D.L. 28 dicembre 2006, n. 300, convertito, con modificazioni, dalla L. 26 febbraio 2007, n. 17, a decorrere dalla data di entrata in vigore del regolamento recante norme sulla sicurezza degli impianti di cui all'art. 11-quaterdecies, comma 13, lett. a), D.L. 30 settembre 2005, n. 203, convertito, con modificazioni, dalla L. 2 dicembre 2005, n. 248.*

*Il predetto regolamento è stato emanato con D.M. 22 gennaio 2008, n. 37.*

---

### **Capo VI**

#### **Norme per il contenimento del consumo di energia negli edifici**

##### **Art. 122 (L) Ambito di applicazione (legge 9 gennaio 1991, n. 10, art. 25)**

1. Sono regolati dalle norme del presente capo i consumi di energia negli edifici pubblici e privati, qualunque ne sia la destinazione d'uso, nonché, mediante il disposto dell'*articolo 129*, l'esercizio e la manutenzione degli impianti esistenti.

2. Nei casi di recupero del patrimonio edilizio esistente, l'applicazione del presente capo è graduata in relazione al tipo di intervento, secondo la tipologia individuata dall'*articolo 3*, comma 1, del presente testo unico.

---

##### **Art. 123 (L) Progettazione, messa in opera ed esercizio di edifici e di impianti (legge 9 gennaio 1991, n. 10, art. 26)**

1. Ai nuovi impianti, lavori, opere, modifiche, installazioni, relativi alle fonti rinnovabili di energia, alla conservazione, al risparmio e all'uso razionale dell'energia, si applicano le disposizioni di cui all'*articolo 17*, commi 3 e 4, nel rispetto delle norme urbanistiche, di tutela artistico-storica, ambientale e dell'assetto idrogeologico. Gli interventi di utilizzo delle fonti di energia di cui all'*articolo 1 della legge 9 gennaio 1991, n. 10*, in edifici ed impianti industriali non sono soggetti ad autorizzazione specifica e sono assimilati a tutti gli effetti alla manutenzione straordinaria di cui all'*articolo 3*, comma 1, lettera a). L'installazione di impianti solari e di pompe di calore da parte di installatori qualificati, destinati unicamente alla produzione di acqua calda e di aria negli edifici esistenti e negli spazi liberi privati annessi, è considerata estensione dell'impianto idrico-sanitario già in opera. <sup>(221)</sup>

2. Per gli interventi in parti comuni di edifici, volti al contenimento del consumo energetico degli edifici stessi ed all'utilizzazione delle fonti di energia di cui all'*articolo 1 della legge 9 gennaio 1991, n. 10*, ivi compresi quelli di cui all'articolo 8 della legge medesima, sono valide le relative decisioni prese a maggioranza delle quote millesimali.

3. Gli edifici pubblici e privati, qualunque ne sia la destinazione d'uso, e gli impianti non di processo ad essi associati devono essere progettati e messi in opera in modo tale da contenere al massimo, in relazione al progresso della tecnica, i consumi di energia termica ed elettrica.

4. Ai fini di cui al comma 3 e secondo quanto previsto dal comma 1 dell'*articolo 4 della legge 9 gennaio 1991, n. 10*, sono regolate, con riguardo ai momenti della progettazione, della messa in opera e dell'esercizio, le caratteristiche energetiche degli edifici e degli impianti non di processo ad essi associati, nonché dei componenti degli edifici e degli impianti.

5. Per le innovazioni relative all'adozione di sistemi di termoregolazione e di contabilizzazione del calore e per il conseguente riparto degli oneri di riscaldamento in base al consumo effettivamente registrato, l'assemblea di condominio decide a maggioranza, in deroga agli articoli 1120 e 1136 del codice civile.
6. Gli impianti di riscaldamento al servizio di edifici di nuova costruzione, il cui permesso di costruire, sia rilasciato dopo il 25 luglio 1991, devono essere progettati e realizzati in modo tale da consentire l'adozione di sistemi di termoregolazione e di contabilizzazione del calore per ogni singola unità immobiliare.
7. Negli edifici di proprietà pubblica o adibiti ad uso pubblico è fatto obbligo di soddisfare il fabbisogno energetico degli stessi favorendo il ricorso a fonti rinnovabili di energia o assimilate salvo impedimenti di natura tecnica od economica.
8. La progettazione di nuovi edifici pubblici deve prevedere la realizzazione di ogni impianto, opera ed installazione utili alla conservazione, al risparmio e all'uso razionale dell'energia.

---

(221) Comma così modificato dall' art. 54, comma 1, lett. l), L. 28 dicembre 2015, n. 221.

---

**Art. 124 (L)** *Limiti ai consumi di energia (legge 9 gennaio 1991, n. 10, art. 27)*

1. I consumi di energia termica ed elettrica ammessi per gli edifici sono limitati secondo quanto previsto dai decreti di cui all'*articolo 4 della legge 9 gennaio 1991, n. 10*, in particolare in relazione alla destinazione d'uso degli edifici stessi, agli impianti di cui sono dotati e alla zona climatica di appartenenza.

---

**Art. 125 (L - R, commi 1 e 3)** *Denuncia dei lavori, relazione tecnica e progettazione degli impianti e delle opere relativi alle fonti rinnovabili di energia, al risparmio e all'uso razionale dell'energia (legge 9 gennaio 1991, n. 10, art. 28)*

1. Il proprietario dell'edificio, o chi ne ha titolo, deve depositare presso lo sportello unico, in duplice copia la denuncia dell'inizio dei lavori relativi alle opere di cui agli *articoli 122 e 123*, il progetto delle opere stesse corredato da una relazione tecnica, sottoscritta dal progettista o dai progettisti, che ne attesti la rispondenza alle prescrizioni del presente Capo.
2. Nel caso in cui la denuncia e la documentazione di cui al comma 1 non siano state presentate prima dell'inizio dei lavori, il Comune, fatta salva la sanzione amministrativa di cui all'*articolo 133*, ordina la sospensione dei lavori sino al compimento del suddetto adempimento. <sup>(222)</sup>
3. La documentazione deve essere compilata secondo le modalità stabilite con proprio decreto dal Ministro delle attività produttive. Una copia della documentazione è conservata dallo sportello unico ai fini dei controlli e delle verifiche di cui all'*articolo 132*. Altra copia della documentazione, restituita dallo sportello unico con l'attestazione dell'avvenuto deposito, deve essere consegnata a cura del proprietario dell'edificio, o di chi ne ha titolo, al direttore dei lavori ovvero, nel caso l'esistenza di questi non sia prevista dalla legislazione vigente, all'esecutore dei lavori. Il direttore ovvero l'esecutore dei lavori sono responsabili della conservazione di tale documentazione in cantiere. <sup>(222)</sup>

---

(222) Comma così corretto da Comunicato 13 novembre 2001, pubblicato nella G.U. 13 novembre 2001, n. 264.

---

**Art. 126 (R)** *Certificazione di impianti*

1. Il committente è esonerato dall'obbligo di presentazione del progetto di cui all'*articolo 125* se, prima dell'inizio dei lavori, dichiara di volersi avvalere della facoltà di cui all'*articolo 111*, comma 2.

---

**Art. 127 (R)** *Certificazione delle opere e collaudo (legge 9 gennaio 1991, n. 10, art. 29)*

1. Per la certificazione e il collaudo delle opere previste dal presente capo si applicano le corrispondenti disposizioni di cui al capo quinto della parte seconda.
-

**Art. 128 (L)** *Certificazione energetica degli edifici (legge 9 gennaio 1991, n. 10, art. 30)*

1. Con decreto del Presidente della Repubblica, adottato previa deliberazione del Consiglio dei Ministri, su proposta del Ministro delle attività produttive, sentito il Ministro delle infrastrutture e dei trasporti, il Consiglio superiore dei lavori pubblici e l'ENEA, sono emanate norme per la certificazione energetica degli edifici. Tale decreto individua tra l'altro i soggetti abilitati alla certificazione. <sup>(223)</sup>
2. Nei casi di compravendita o di locazione il certificato di collaudo e la certificazione energetica devono essere portati a conoscenza dell'acquirente o del locatario dell'intero immobile o della singola unità immobiliare.
3. Il proprietario o il locatario possono richiedere al comune ove è ubicato l'edificio la certificazione energetica dell'intero immobile o della singola unità immobiliare. Le spese relative di certificazione sono a carico del soggetto che ne fa richiesta.
4. L'attestato relativo alla certificazione energetica ha una validità temporale di cinque anni a partire dal momento del suo rilascio.

---

(223) Comma così corretto da Comunicato 13 novembre 2001, pubblicato nella G.U. 13 novembre 2001, n. 264.

---

**Art. 129 (L)** *Esercizio e manutenzione degli impianti (legge 9 gennaio 1991, n. 10, art. 31)*

1. Durante l'esercizio degli impianti il proprietario, o per esso un terzo, che se ne assume la responsabilità, deve adottare misure necessarie per contenere i consumi di energia, entro i limiti di rendimento previsti dalla normativa vigente in materia.
2. Il proprietario, o per esso un terzo, che se ne assume la responsabilità, è tenuto a condurre gli impianti e a disporre tutte le operazioni di manutenzione ordinaria e straordinaria secondo le prescrizioni della vigente normativa UNI e CEI.
3. I comuni con più di quarantamila abitanti e le province per la restante parte del territorio effettuano i controlli necessari e verificano con cadenza almeno biennale l'osservanza delle norme relative al rendimento di combustione, anche avvalendosi di organismi esterni aventi specifica competenza tecnica, con onere a carico degli utenti.
4. I contratti relativi alla fornitura di energia e alla conduzione degli impianti di cui al presente capo, contenenti clausole in contrasto con essa, sono nulli. Ai contratti che contengono clausole difformi si applica l'articolo 1339 del codice civile.

**Art. 130 (L)** *Certificazioni e informazioni ai consumatori (legge 9 gennaio 1991, n. 10, art. 32)*

1. Ai fini della commercializzazione, le caratteristiche e le prestazioni energetiche dei componenti degli edifici e degli impianti devono essere certificate secondo le modalità stabilite con proprio decreto dal Ministro delle attività produttive, di concerto con il Ministro delle infrastrutture e dei trasporti. <sup>(224)</sup>
2. Le imprese che producono o commercializzano i componenti di cui al comma 1 sono obbligate a riportare su di essi gli estremi dell'avvenuta certificazione.

---

(224) Comma così corretto da Comunicato 13 novembre 2001, pubblicato nella G.U. 13 novembre 2001, n. 264.

---

**Art. 131 (L)** *Controlli e verifiche (legge 9 gennaio 1991, n. 10, art. 33; decreto legislativo n. 267 del 2000, articoli 107 e 109)*

1. Il comune procede al controllo dell'osservanza delle norme del presente capo in relazione al progetto delle opere in corso d'opera ovvero entro cinque anni dalla data di fine lavori dichiarata dal committente.
2. La verifica può essere effettuata in qualunque momento anche su richiesta e a spese del committente, dell'acquirente dell'immobile, del conduttore, ovvero dell'esercente gli impianti.
3. In caso di accertamento di difformità in corso d'opera, il dirigente o il responsabile del competente ufficio comunale ordina la sospensione dei lavori.



4. In caso di accertamento di difformità su opere terminate il dirigente o il responsabile del competente ufficio comunale ordina, a carico del proprietario, le modifiche necessarie per adeguare l'edificio alle caratteristiche previste dal presente capo .
5. Nei casi previsti dai commi 3 e 4 il dirigente o il responsabile del competente ufficio comunale irroga le sanzioni di cui all'*articolo 132*.

---

**Art. 132 (L) Sanzioni** (*legge 9 gennaio 1991, n. 10, art. 34*)

1. L'inosservanza dell'obbligo di cui al comma 1 dell'*articolo 125* è punita con la sanzione amministrativa non inferiore a 516 euro e non superiore a 2582 euro. <sup>(225)</sup>
2. Il proprietario dell'edificio nel quale sono eseguite opere difformi dalla documentazione depositata ai sensi dell'*articolo 125* e che non osserva le disposizioni degli *articoli 123* e *124* è punito con la sanzione amministrativa in misura non inferiore al 5 per cento e non superiore al 25 per cento del valore delle opere.
3. Il costruttore e il direttore dei lavori che omettono la certificazione di cui all'*articolo 127*, ovvero che rilasciano una certificazione non veritiera nonché il progettista che rilascia la relazione di cui al comma 1 dell'*articolo 126* non veritiera, sono puniti in solido con la sanzione amministrativa non inferiore all'1 per cento e non superiore al 5 per cento del valore delle opere, fatti salvi i casi di responsabilità penale.
4. Il collaudatore che non ottempera a quanto stabilito dall'*articolo 127* è punito con la sanzione amministrativa pari al 50 per cento della parcella calcolata secondo la vigente tariffa professionale.
5. Il proprietario o l'amministratore del condominio, o l'eventuale terzo che se ne è assunta la responsabilità, che non ottempera a quanto stabilito dall'*articolo 129*, commi 1 e 2, è punito con la sanzione amministrativa non inferiore a 516 euro e non superiore a 2582 euro. Nel caso in cui venga sottoscritto un contratto nullo ai sensi del comma 4 dell'*articolo 129*, le parti sono punite ognuna con la sanzione amministrativa pari a un terzo dell'importo del contratto sottoscritto, fatta salva la nullità dello stesso. <sup>(225)</sup>
6. L'inosservanza delle prescrizioni di cui all'*articolo 130* è punita con la sanzione amministrativa non inferiore a 2582 euro e non superiore a 25822 euro, fatti salvi i casi di responsabilità penale. <sup>(225)</sup>
7. Qualora soggetto della sanzione amministrativa sia un professionista, l'autorità che applica la sanzione deve darne comunicazione all'ordine professionale di appartenenza per i provvedimenti disciplinari conseguenti.
8. L'inosservanza, della disposizione che impone la nomina, ai sensi dell'*articolo 19 della legge 9 gennaio 1991, n. 10*, del tecnico responsabile per la conservazione e l'uso razionale dell'energia, è punita con la sanzione amministrativa non inferiore a 5164 euro e non superiore a 51645 euro. <sup>(225)</sup>

---

<sup>(225)</sup> *Comma così corretto da Comunicato 13 novembre 2001, pubblicato nella G.U. 13 novembre 2001, n. 264.*

---

**Art. 133 (L) Provvedimenti di sospensione dei lavori** (*legge 9 gennaio 1991, n. 10, art. 35; decreto legislativo n. 267 del 2000, articoli 107 e 109*)

1. Il dirigente o il responsabile del competente ufficio comunale, con il provvedimento mediante il quale ordina la sospensione dei lavori, ovvero le modifiche necessarie per l'adeguamento dell'edificio, deve fissare il termine per la regolarizzazione. L'inosservanza del termine comporta l'ulteriore irrogazione della sanzione amministrativa e l'esecuzione forzata delle opere con spese a carico del proprietario.

---

**Art. 134 (L) Irregolarità rilevate dall'acquirente o dal conduttore** (*legge 9 gennaio 1991, n. 10, art. 136*)

1. Qualora l'acquirente o il conduttore dell'immobile riscontra difformità dalle norme del presente testo unico, anche non emerse da eventuali precedenti verifiche, deve farne denuncia al comune entro un anno dalla constatazione, a pena di decadenza dal diritto di risarcimento del danno da parte del committente o del proprietario. <sup>(226)</sup>
-

(226) Comma così corretto da Comunicato 13 novembre 2001, pubblicato nella G.U. 13 novembre 2001, n. 264.

---

**Art. 135 (L) Applicazione (legge 9 gennaio 1991, n. 10, art. 37)**

1. I decreti ministeriali di cui al presente capo entrano in vigore centottanta giorni dopo la data della loro pubblicazione nella Gazzetta Ufficiale della Repubblica italiana e si applicano alle denunce di inizio lavori presentate ai comuni dopo tale termine di entrata in vigore.

2. Il decreto del Presidente della Repubblica 28 giugno 1977, n. 1052, si applica, in quanto compatibile con il presente capo e il comma 1 degli articoli 128 e 130, nonché con il titolo I della legge 9 gennaio 1991, n. 10, fino all'adozione dei decreti di cui ai commi 1, 2 e 4 dell'articolo 4 della legge medesima.

---

**Art. 135-bis Norme per l'infrastrutturazione digitale degli edifici <sup>(227)</sup>**

1. Tutti gli edifici di nuova costruzione per i quali le domande di autorizzazione edilizia sono presentate dopo il 1° luglio 2015 devono essere equipaggiati con un'infrastruttura fisica multiservizio passiva interna all'edificio, costituita da adeguati spazi installativi e da impianti di comunicazione ad alta velocità in fibra ottica fino ai punti terminali di rete. Lo stesso obbligo si applica, a decorrere dal 1° luglio 2015, in caso di opere che richiedano il rilascio di un permesso di costruire ai sensi dell'articolo 10, comma 1, lettera c). Per infrastruttura fisica multiservizio interna all'edificio si intende il complesso delle installazioni presenti all'interno degli edifici contenenti reti di accesso cablate in fibra ottica con terminazione fissa o senza fili che permettono di fornire l'accesso ai servizi a banda ultralarga e di connettere il punto di accesso dell'edificio con il punto terminale di rete.

2. Tutti gli edifici di nuova costruzione per i quali le domande di autorizzazione edilizia sono presentate dopo il 1° luglio 2015 devono essere equipaggiati di un punto di accesso. Lo stesso obbligo si applica, a decorrere dal 1° luglio 2015, in caso di opere di ristrutturazione profonda che richiedano il rilascio di un permesso di costruire ai sensi dell'articolo 10. Per punto di accesso si intende il punto fisico, situato all'interno o all'esterno dell'edificio e accessibile alle imprese autorizzate a fornire reti pubbliche di comunicazione, che consente la connessione con l'infrastruttura interna all'edificio predisposta per i servizi di accesso in fibra ottica a banda ultralarga.

3. Gli edifici equipaggiati in conformità al presente articolo possono beneficiare, ai fini della cessione, dell'affitto o della vendita dell'immobile, dell'etichetta volontaria e non vincolante di 'edificio predisposto alla banda larga'. Tale etichetta è rilasciata da un tecnico abilitato per gli impianti di cui all'articolo 1, comma 2, lettera b), del regolamento di cui al decreto del Ministro dello sviluppo economico 22 gennaio 2008, n. 37, e secondo quanto previsto dalle Guide CEI 306-2 e 64-100/1, 2 e 3.

---

(227) Articolo inserito dall'art. 6-ter, comma 2, D.L. 12 settembre 2014, n. 133, convertito, con modificazioni, dalla L. 11 novembre 2014, n. 164.

---

### Parte III

#### Disposizioni finali

##### Capo I

#### Disposizioni finali

**Art. 136 (L, commi 1 e 2, lettere a), b), c), d), e), f), g), h), i), l) - R comma 2, lettera m) Abrogazioni**

1. Ai sensi dell'articolo 20, comma 4, della legge 15 marzo 1997, n. 59, dalla data di entrata in vigore del presente testo unico sono abrogate le seguenti disposizioni:

a) legge 17 agosto 1942, n. 1150, limitatamente all'articolo 31;

b) legge 21 dicembre 1955, n. 1357, limitatamente all'articolo 3;

c) legge 28 gennaio 1977, n. 10, limitatamente agli articoli 1; 4, commi 3, 4 e 5; 9, lett. c);

- d) *legge 5 agosto 1978, n. 457*, limitatamente all'*articolo 48*;
- e) *decreto-legge 23 gennaio 1982, n. 9*, limitatamente agli *articoli 7 e 8*, convertito, con modificazioni, in *legge 25 marzo 1982, n. 94*.
- f) *Legge 28 febbraio 1985, n. 47, art. 15; 25*, comma 4, come modificato dal *decreto-legge 5 ottobre 1993, n. 398, art. 4, comma 7, lettera g)*, convertito con modificazioni dalla *legge 4 dicembre 1993, n. 493*, nel testo sostituito dall'*art. 2, comma 60, della legge 23 dicembre 1996, n. 662*;
- g) *Decreto-legge 5 ottobre 1993, n. 398*, limitatamente all'*articolo 4*, convertito, con modificazioni, dalla *legge 4 dicembre 1993, n. 493*, nel testo sostituito dall'*art. 2, comma 60, della legge 23 dicembre 1996, n. 662*, come modificato dal *decreto legge 25 marzo 1997, n. 67, articolo 11*, convertito, con modificazioni, dalla *legge 23 maggio 1997, n. 135*.<sup>(228)</sup>

2. Ai sensi dell'*articolo 7 della legge 8 marzo 1999, n. 50*, dalla data di entrata in vigore del presente testo unico sono altresì abrogate le seguenti disposizioni:

- a) *regio decreto 27 luglio 1934, n. 1265*, limitatamente agli *articoli 220 e 221, comma 2*;
- b) *legge 17 agosto 1942, n. 1150*, limitatamente agli *articoli 26, 27, 33, 41-ter, 41-quater, 41-quinquies*, ad esclusione dei commi 6, 8 e 9;
- c) *legge 28 gennaio 1977, n. 10*, limitatamente agli *articoli 1, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 16*;
- d) *legge 3 gennaio 1978, n. 1*, limitatamente all'*articolo 1*, commi 4 e 5, come sostituiti dall'*articolo 4, legge 18 novembre 1998, n. 415*;
- e) *decreto-legge 23 gennaio 1982, n. 9*, convertito con modificazioni dalla *legge 25 marzo 1982, n. 94*, limitatamente all'*articolo 7*;
- f) *legge 28 febbraio 1985, n. 47*, limitatamente agli *articoli 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19, 20, 21, 22, 25, comma 4, 26, 27, 45, 46, 47, 48, 52, comma 1*;
- g) *legge 17 febbraio 1992, n. 179*, limitatamente all'*articolo 23, comma 6*;
- h) *decreto-legge 5 ottobre 1993, n. 398, articolo 4*, convertito, con modificazioni, dalla *legge 4 dicembre 1993, n. 493*, come modificato dall'*art. 2, comma 60, della legge 23 dicembre 1996, n. 662*, nel testo risultante dalle modifiche introdotte dall'*art. 10 del decreto-legge 31 dicembre 1996, n. 669; decreto-legge 25 marzo 1997, n. 67, articolo 11*, convertito, con modifiche, dalla *legge 23 maggio 1997, n. 135*;
- i) *legge 23 dicembre 1996, n. 662*, limitatamente all'*articolo 2*, commi 50 e 56;
- l) *legge 23 dicembre 1998, n. 448*, limitatamente al comma 2 dell'*articolo 61*;
- m) *decreto del Presidente della Repubblica 22 aprile 1994, n. 425*.<sup>(228)</sup>

---

(228) Comma così corretto da Comunicato 13 novembre 2001, pubblicato nella G.U. 13 novembre 2001, n. 264.

---

#### **Art. 137 (L) Norme che rimangono in vigore**

1. Restano in vigore le seguenti disposizioni:

- a) *legge 17 agosto 1942, n. 1150* e successive modificazioni ad eccezione degli articoli di cui all'*articolo 136, comma 2, lettera b)*;
- b) *legge 5 agosto 1978, n. 457* e successive modificazioni;
- c) *legge 28 febbraio 1985, n. 47* ad eccezione degli articoli di cui all'*articolo 136, comma 2, lettera f)*;

- d) legge 24 marzo 1989, n. 122;
- e) articolo 17-bis del decreto-legge 13 maggio 1991, n. 152, convertito in legge 12 luglio 1991, n. 203;
- f) articolo 2, comma 58, della legge 23 dicembre 1996, n. 662.

2. Restano in vigore, per tutti i campi di applicazione originariamente previsti dai relativi testi normativi e non applicabili alla parte I di questo testo unico, le seguenti leggi:

- a) legge 5 novembre 1971, n. 1086;
- b) legge 2 febbraio 1974, n. 64;
- c) legge 9 gennaio 1989, n. 13;
- d) legge 5 marzo 1990, n. 46;
- e) legge 9 gennaio 1991, n. 10;
- f) legge 5 febbraio 1992, n. 104;

3. All'articolo 9 della legge 24 marzo 1989, n. 122, il comma 2 è sostituito dal seguente:  
"2. L'esecuzione delle opere e degli interventi previsti dal comma 1 è soggetta a segnalazione certificata di inizio attività <sup>(229)</sup>."

---

(229) Nel presente provvedimento, ad eccezione degli articoli 22, 23 e 24, comma 3, l'espressione «denuncia di inizio attività» è stata sostituita da: «segnalazione certificata di inizio attività», ai sensi di quanto disposto dall' art. 17, comma 2, D.L. 12 settembre 2014, n. 133, convertito, con modificazioni, dalla L. 11 novembre 2014, n. 164.

---

**Art. 138 (L) Entrata in vigore del testo unico <sup>(231)</sup>**

1. Le disposizioni del presente testo unico entrano in vigore a decorrere dal 1° gennaio 2002 <sup>(230)</sup>.

Il presente decreto, munito del sigillo dello Stato, sarà inserito nella Raccolta ufficiale degli atti normativi della Repubblica italiana. È fatto obbligo a chiunque spetti di osservarlo e di farlo osservare.

---

(230) Termine prorogato al 30 giugno 2002, dall'art. 5-bis, comma 1, D.L. 23 novembre 2001, n. 411, convertito dalla L. 31 dicembre 2001, n. 463 e, successivamente, al 30 giugno 2003 dall'art. 2, comma 1, D.L. 20 giugno 2002, n. 122, convertito, con modificazioni, dall'art 1, comma 1, L. 1° agosto 2002, n. 185.

(231) La Corte costituzionale, con ordinanza 15-25 novembre 2004, n. 355 (Gazz. Uff. 1° dicembre 2004, n. 47, 1ª Serie speciale), ha dichiarato la manifesta infondatezza della questione di legittimità costituzionale dell'art. 138 sollevata in riferimento all'art. 76 della Costituzione.

**L. 7 agosto 1990, n. 241 recante: "Nuove norme in materia di procedimento amministrativo e di diritto di accesso ai documenti amministrativi".**

(1) Pubblicata nella Gazz. Uff. 18 agosto 1990, n. 192.

## Capo I

### PRINCIPI

#### **Art. 1** *Principi generali dell'attività amministrativa* <sup>(2)</sup>

1. L'attività amministrativa persegue i fini determinati dalla legge ed è retta da criteri di economicità, di efficacia, di imparzialità, di pubblicità e di trasparenza secondo le modalità previste dalla presente legge e dalle altre disposizioni che disciplinano singoli procedimenti, nonché dai principi dell'ordinamento comunitario. <sup>(3)</sup>

1-bis. La pubblica amministrazione, nell'adozione di atti di natura non autoritativa, agisce secondo le norme di diritto privato salvo che la legge disponga diversamente. <sup>(4)</sup>

1-ter. I soggetti privati preposti all'esercizio di attività amministrative assicurano il rispetto dei criteri e dei principi di cui al comma 1, con un livello di garanzia non inferiore a quello cui sono tenute le pubbliche amministrazioni in forza delle disposizioni di cui alla presente legge. <sup>(5)</sup>

2. La pubblica amministrazione non può aggravare il procedimento se non per straordinarie e motivate esigenze imposte dallo svolgimento dell'istruttoria.

(2) Rubrica inserita dall'art. 21, comma 1, lett. a), L. 11 febbraio 2005, n. 15.

(3) Comma così modificato dall'art. 1, comma 1, lett. a), L. 11 febbraio 2005, n. 15 e, successivamente, dall'art. 7, comma 1, lett. a), n. 1), L. 18 giugno 2009, n. 69.

(4) Comma inserito dall'art. 1, comma 1, lett. b), L. 11 febbraio 2005, n. 15.

(5) Comma inserito dall'art. 1, comma 1, lett. b), L. 11 febbraio 2005, n. 15 e, successivamente, così modificato dall'art. 7, comma 1, lett. a), n. 2), L. 18 giugno 2009, n. 69 e dall'art. 1, comma 37, L. 6 novembre 2012, n. 190.

#### **Art. 2** *Conclusione del procedimento* <sup>(6)</sup> <sup>(12)</sup>

1. Ove il procedimento consegua obbligatoriamente ad un'istanza, ovvero debba essere iniziato d'ufficio, le pubbliche amministrazioni hanno il dovere di concluderlo mediante l'adozione di un provvedimento espresso. Se ravvisano la manifesta irricevibilità, inammissibilità, improcedibilità o infondatezza della domanda, le pubbliche amministrazioni concludono il procedimento con un provvedimento espresso redatto in forma semplificata, la cui motivazione può consistere in un sintetico riferimento al punto di fatto o di diritto ritenuto risolutivo. <sup>(11)</sup>

2. Nei casi in cui disposizioni di legge ovvero i provvedimenti di cui ai commi 3, 4 e 5 non prevedono un termine diverso, i procedimenti amministrativi di competenza delle amministrazioni statali e degli enti pubblici nazionali devono concludersi entro il termine di trenta giorni. <sup>(13)</sup>

3. Con uno o più decreti del Presidente del Consiglio dei ministri, adottati ai sensi dell' *articolo 17, comma 3, della legge 23 agosto 1988, n. 400*, su proposta dei Ministri competenti e di concerto con i Ministri per la pubblica amministrazione e l'innovazione e per la semplificazione normativa, sono individuati i termini non superiori a novanta giorni entro i quali devono concludersi i procedimenti di competenza delle amministrazioni statali. Gli enti pubblici nazionali stabiliscono, secondo i propri ordinamenti, i termini non superiori a novanta giorni entro i quali devono concludersi i procedimenti di propria competenza. <sup>(13)</sup>

4. Nei casi in cui, tenendo conto della sostenibilità dei tempi sotto il profilo dell'organizzazione amministrativa, della natura degli interessi pubblici tutelati e della particolare complessità del procedimento, sono indispensabili termini superiori a novanta giorni per la conclusione dei procedimenti di competenza delle amministrazioni statali e degli enti pubblici nazionali, i decreti di cui al comma 3

sono adottati su proposta anche dei Ministri per la pubblica amministrazione e l'innovazione e per la semplificazione normativa e previa deliberazione del Consiglio dei ministri. I termini ivi previsti non possono comunque superare i centottanta giorni, con la sola esclusione dei procedimenti di acquisto della cittadinanza italiana e di quelli riguardanti l'immigrazione. <sup>(13)</sup>

5. Fatto salvo quanto previsto da specifiche disposizioni normative, le autorità di garanzia e di vigilanza disciplinano, in conformità ai propri ordinamenti, i termini di conclusione dei procedimenti di rispettiva competenza. <sup>(14)</sup>

6. I termini per la conclusione del procedimento decorrono dall'inizio del procedimento d'ufficio o dal ricevimento della domanda, se il procedimento è ad iniziativa di parte.

7. Fatto salvo quanto previsto dall' *articolo 17*, i termini di cui ai commi 2, 3, 4 e 5 del presente articolo possono essere sospesi, per una sola volta e per un periodo non superiore a trenta giorni, per l'acquisizione di informazioni o di certificazioni relative a fatti, stati o qualità non attestati in documenti già in possesso dell'amministrazione stessa o non direttamente acquisibili presso altre pubbliche amministrazioni. Si applicano le disposizioni dell' *articolo 14*, comma 2.

8. La tutela in materia di silenzio dell'amministrazione è disciplinata dal codice del processo amministrativo, di cui al *decreto legislativo 2 luglio 2010, n. 104*. Le sentenze passate in giudicato che accolgono il ricorso proposto avverso il silenzio inadempimento dell'amministrazione sono trasmesse, in via telematica, alla Corte dei conti. <sup>(7)</sup>

9. La mancata o tardiva emanazione del provvedimento costituisce elemento di valutazione della performance individuale, nonché di responsabilità disciplinare e amministrativo-contabile del dirigente e del funzionario inadempiente. <sup>(8)</sup>

9-bis. L'organo di governo individua, nell'ambito delle figure apicali dell'amministrazione, il soggetto cui attribuire il potere sostitutivo in caso di inerzia. Nell'ipotesi di omessa individuazione il potere sostitutivo si considera attribuito al dirigente generale o, in mancanza, al dirigente preposto all'ufficio o in mancanza al funzionario di più elevato livello presente nell'amministrazione. Per ciascun procedimento, sul sito internet istituzionale dell'amministrazione è pubblicata, in formato tabellare e con collegamento ben visibile nella homepage, l'indicazione del soggetto a cui è attribuito il potere sostitutivo e a cui l'interessato può rivolgersi ai sensi e per gli effetti del comma 9-ter. Tale soggetto, in caso di ritardo, comunica senza indugio il nominativo del responsabile, ai fini della valutazione dell'avvio del procedimento disciplinare, secondo le disposizioni del proprio ordinamento e dei contratti collettivi nazionali di lavoro, e, in caso di mancata ottemperanza alle disposizioni del presente comma, assume la sua medesima responsabilità oltre a quella propria. <sup>(10) (15)</sup>

9-ter. Decorso inutilmente il termine per la conclusione del procedimento o quello superiore di cui al comma 7, il privato può rivolgersi al responsabile di cui al comma 9-bis perché, entro un termine pari alla metà di quello originariamente previsto, concluda il procedimento attraverso le strutture competenti o con la nomina di un commissario. <sup>(9)</sup>

9-quater. Il responsabile individuato ai sensi del comma 9-bis, entro il 30 gennaio di ogni anno, comunica all'organo di governo, i procedimenti, suddivisi per tipologia e strutture amministrative competenti, nei quali non è stato rispettato il termine di conclusione previsto dalla legge o dai regolamenti. Le Amministrazioni provvedono all'attuazione del presente comma, con le risorse umane, strumentali e finanziarie disponibili a legislazione vigente, senza nuovi o maggiori oneri a carico della finanza pubblica. <sup>(9)</sup>

9-quinquies. Nei provvedimenti rilasciati in ritardo su istanza di parte sono espressamente indicati il termine previsto dalla legge o dai regolamenti e quello effettivamente impiegato. <sup>(9)</sup>

---

(6) Articolo modificato dagli artt. 21, comma 1, lett. b) e 2, comma 1, L. 11 febbraio 2005, n. 15 e sostituito dall'art. 3, comma 6-bis, D.L. 14 marzo 2005, n. 35, convertito con modificazioni, dalla L. 14 maggio 2005, n. 80. Successivamente, il presente articolo è stato così sostituito dall'art. 7, comma 1, lett. b), L. 18 giugno 2009, n. 69; per le disposizioni transitorie, vedi il comma 3 del medesimo art. 7, L. 69/2009.

(7) Comma sostituito dall'art. 3, comma 2, lett. a) dell'Allegato 4 al D.Lgs. 2 luglio 2010, n. 104, a decorrere dal 16 settembre 2010, ai sensi di quanto disposto dall'art. 2, comma 1 del medesimo D.Lgs. 104/2010. Successivamente, il presente comma è stato così sostituito dall'art. 1, comma 1, D.L. 9 febbraio 2012, n. 5, convertito, con modificazioni, dalla L. 4 aprile 2012, n. 35; per i limiti di applicazione del predetto art. 1, D.L. n. 5/2012, vedi il comma 2 del medesimo art. 1, D.L. n. 5/2012.

(8) Comma così sostituito dall'art. 1, comma 1, D.L. 9 febbraio 2012, n. 5, convertito, con modificazioni, dalla L. 4 aprile 2012, n. 35; per i limiti di applicazione del predetto art. 1, D.L. n. 5/2012, vedi il comma 2 del medesimo art. 1, D.L. n. 5/2012.

(9) Comma aggiunto dall'art. 1, comma 1, D.L. 9 febbraio 2012, n. 5, convertito, con modificazioni, dalla L. 4 aprile 2012, n. 35; per i limiti di applicazione del predetto art. 1, D.L. n. 5/2012, vedi il comma 2 del medesimo art. 1, D.L. n. 5/2012.

(10) Comma aggiunto dall'*art. 1, comma 1, D.L. 9 febbraio 2012, n. 5*, convertito, con modificazioni, dalla *L. 4 aprile 2012, n. 35*; per i limiti di applicazione del predetto *art. 1, D.L. n. 5/2012*, vedi il comma 2 del medesimo *art. 1, D.L. n. 5/2012*. Successivamente il presente comma è stato così modificato dall'*art. 13, comma 01, D.L. 22 giugno 2012, n. 83*, convertito, con modificazioni, dalla *L. 7 agosto 2012, n. 134*.

(11) Comma così modificato dall'*art. 1, comma 38, L. 6 novembre 2012, n. 190*.

(12) In attuazione di quanto disposto dal presente articolo, i termini per la conclusione dei procedimenti amministrativi sono stati determinati con:

- *D.P.C.M. 17 novembre 2010, n. 246*, per il Dipartimento per la digitalizzazione della pubblica amministrazione e l'innovazione;

- *Del. 4 novembre 2010, n. 3/2010/Del*, per la Corte dei conti;

- *D.P.C.M. 22 dicembre 2010, n. 271*, per il Ministero per i beni e le attività culturali;

- *D.P.C.M. 22 dicembre 2010, n. 272* e *D.P.C.M. 22 dicembre 2010, n. 273*, per il Ministero dello sviluppo economico;

- *D.P.C.M. 22 dicembre 2010, n. 275*, per i procedimenti di durata non superiore ai novanta giorni, e *D.P.C.M. 18 febbraio 2011, n. 46*, per i procedimenti di durata superiore ai novanta giorni, per il Ministero del lavoro e delle politiche sociali

- *Reg. 18 marzo 2011*, per l'ACI;

- *D.P.C.M. 3 marzo 2011, n. 72* e con *D.P.C.M. 11 novembre 2011, n. 225*, per il Ministero delle infrastrutture e dei trasporti;

- *D.P.C.M. 3 marzo 2011, n. 90*, per i procedimenti di durata superiore ai novanta giorni, e *D.P.C.M. 8 settembre 2011, n. 178*, per i procedimenti di durata non superiore ai novanta giorni, per il Ministero degli affari esteri;

- *D.P.C.M. 5 maggio 2011, n. 109* e con *D.P.C.M. 30 giugno 2011, n. 147*, per il Ministero dell'economia e delle finanze, per la Scuola superiore dell'economia e delle finanze, per l'Amministrazione autonoma dei monopoli di Stato, per l'Agenzia delle entrate, per l'Agenzia del territorio, per l'Agenzia delle dogane, per la Guardia di finanza e per i Fondi previdenziali e assistenziali del personale della Guardia di finanza;

- *Del. 24 maggio 2011, n. 35/2011* per l'Agenzia spaziale italiana;

- *D.P.C.M. 30 giugno 2011, n. 163*, per l'Istituto nazionale di statistica;

- *Prov. 26 settembre 2012*, per l'Agenzia del demanio;

- *D.P.C.M. 10 ottobre 2012, n. 214*, per i procedimenti di durata non superiore a novanta giorni, e *D.P.C.M. 21 marzo 2013, n. 58*, per i procedimenti di durata superiore a novanta giorni, per il Ministero dell'interno;

- *D.P.C.M. 31 luglio 2014, n. 151*, per i procedimenti di durata superiore a novanta giorni, e *D.P.C.M. 21 gennaio 2015, n. 24*, per i procedimenti di durata non superiore a novanta giorni, per il Ministero della salute;

- *Provvedimento 2 dicembre 2014, n. 7*, per i procedimenti amministrativi dell'IVASS.

(13) Vedi, anche, l'*art. 7, comma 3, L. 18 giugno 2009, n. 69*.

(14) Vedi, anche, l'*art. 7, comma 3, L. 18 giugno 2009, n. 69*. In attuazione di quanto disposto dal presente comma vedi la *Deliberazione 28 novembre 2012, n. 18388*.

(15) Vedi, anche, il *D.P.C.M. 8 giugno 2015, n. 184*.

---

## **Art. 2-bis** *Conseguenze per il ritardo dell'amministrazione nella conclusione del procedimento* <sup>(16)</sup>

1. Le pubbliche amministrazioni e i soggetti di cui all'*articolo 1*, comma 1-ter, sono tenuti al risarcimento del danno ingiusto cagionato in conseguenza dell'inosservanza dolosa o colposa del termine di conclusione del procedimento.

1-bis. Fatto salvo quanto previsto dal comma 1 e ad esclusione delle ipotesi di silenzio qualificato e dei concorsi pubblici, in caso di inosservanza del termine di conclusione del procedimento ad istanza di parte, per il quale sussiste l'obbligo di pronunciarsi, l'istante ha diritto di ottenere un indennizzo per il mero ritardo alle condizioni e con le modalità stabilite dalla legge o, sulla base della legge, da un regolamento emanato ai sensi dell'*articolo 17, comma 2, della legge 23 agosto 1988, n. 400*. In tal caso le somme corrisposte o da corrispondere a titolo di indennizzo sono detratte dal risarcimento. <sup>(17)</sup>

(16) Articolo inserito dall'art. 7, comma 1, lett. c), L. 18 giugno 2009, n. 69.

(17) Comma aggiunto dall'art. 28, comma 9, D.L. 21 giugno 2013, n. 69, convertito, con modificazioni, dalla L. 9 agosto 2013, n. 98.

In precedenza, il presente comma era stato abrogato dall'art. 4, comma 1, n. 14) dell'Allegato 4 al D.Lgs. 2 luglio 2010, n. 104, a decorrere dal 16 settembre 2010, ai sensi di quanto disposto dall'art. 2, comma 1 del medesimo D.Lgs. 104/2010.

---

### **Art. 3** *Motivazione del provvedimento* <sup>(18)</sup> <sup>(19)</sup>

1. Ogni provvedimento amministrativo, compresi quelli concernenti l'organizzazione amministrativa, lo svolgimento dei pubblici concorsi ed il personale, deve essere motivato, salvo che nelle ipotesi previste dal comma 2. La motivazione deve indicare i presupposti di fatto e le ragioni giuridiche che hanno determinato la decisione dell'amministrazione, in relazione alle risultanze dell'istruttoria.

2. La motivazione non è richiesta per gli atti normativi e per quelli a contenuto generale.

3. Se le ragioni della decisione risultano da altro atto dell'amministrazione richiamato dalla decisione stessa, insieme alla comunicazione di quest'ultima deve essere indicato e reso disponibile, a norma della presente legge, anche l'atto cui essa si richiama.

4. In ogni atto notificato al destinatario devono essere indicati il termine e l'autorità cui è possibile ricorrere.

---

(18) Rubrica inserita dall'art. 21, comma 1, lett. c), L. 11 febbraio 2005, n. 15.

(19) La Corte costituzionale, con ordinanza 23 ottobre-3 novembre 2000, n. 466 (Gazz. Uff. 8 novembre 2000, n. 46, serie speciale), con ordinanza 9-14 novembre 2005, n. 419 (Gazz. Uff. 23 novembre 2005, n. 47, 1ª Serie speciale), e con ordinanza 9-14 novembre 2005, n. 420 (Gazz. Uff. 23 novembre 2005, n. 47, 1ª Serie speciale), ha dichiarato la manifesta inammissibilità della questione di legittimità costituzionale dell'art. 3, sollevata in relazione agli artt. 3, 24, 97 e 113 della Cost. La stessa Corte con successiva ordinanza 4-6 luglio 2001, n. 233 (Gazz. Uff. 11 luglio 2001, n. 27, serie speciale), ha dichiarato la manifesta inammissibilità delle questioni di legittimità costituzionale dell'art. 3 sollevate in riferimento agli artt. 3, 24, 97 e 113 della Cost.

---

### **Art. 3-bis** *Uso della telematica* <sup>(20)</sup>

1. Per conseguire maggiore efficienza nella loro attività, le amministrazioni pubbliche incentivano l'uso della telematica, nei rapporti interni, tra le diverse amministrazioni e tra queste e i privati.

---

(20) Articolo inserito dall'art. 3, comma 1, L. 11 febbraio 2005, n. 15.

---

## **Capo II**

### **RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO**

#### **Art. 4** *Unità organizzativa responsabile del procedimento* <sup>(21)</sup> <sup>(22)</sup>

1. Ove non sia già direttamente stabilito per legge o per regolamento, le pubbliche amministrazioni sono tenute a determinare per ciascun tipo di procedimento relativo ad atti di loro competenza l'unità organizzativa responsabile della istruttoria e di ogni altro adempimento procedimentale, nonché dell'adozione del provvedimento finale.

2. Le disposizioni adottate ai sensi del comma 1 sono rese pubbliche secondo quanto previsto dai singoli ordinamenti.

---

(21) Rubrica inserita dall'art.21, comma 1, lett. d), L. 11 febbraio 2005, n. 15.

(22) I responsabili dei procedimenti amministrativi, in attuazione di quanto disposto dal presente articolo, sono stati determinati con:

- D.M. 23 maggio 1991, per il Ministero del lavoro e della previdenza sociale;



- D.M. 23 marzo 1992, n. 304, per l'Amministrazione del tesoro;
- D.M. 25 maggio 1992, n. 376, per l'Amministrazione dell'agricoltura e delle foreste;
- Del. 13 novembre 1992, per la Cassa depositi e prestiti;
- D.M. 2 febbraio 1993, n. 284, per l'Amministrazione centrale e periferica dell'interno;
- D.M. 26 marzo 1993, n. 329, per l'Amministrazione dell'industria, del commercio e dell'artigianato;
- D.M. 1° settembre 1993, n. 475, per il Servizio centrale degli affari generali e del personale del Ministero del bilancio e della programmazione economica;
- D.M. 16 settembre 1993, n. 603, per l'Amministrazione della difesa;
- D.M. 14 dicembre 1993, n. 602, per il Ministero del bilancio e della programmazione economica e per i comitati interministeriali operanti presso il ministero stesso;
- D.M. 14 febbraio 1994, n. 543, per la Direzione generale dell'aviazione civile;
- D.P.C.M. 19 marzo 1994, n. 282, per il Consiglio di Stato, i tribunali amministrativi regionali e il tribunale di giustizia amministrativa con sede in Trento e sezione autonoma di Bolzano;
- D.M. 30 marzo 1994, n. 765, per l'Amministrazione dei trasporti e della navigazione;
- D.M. 11 aprile 1994, n. 454, per il Ministero del commercio con l'estero;
- D.M. 18 aprile 1994, n. 594, per la direzione generale della motorizzazione civile e dei trasporti in concessione;
- D.M. 13 giugno 1994, n. 495, per il Ministero per i beni culturali e ambientali;
- D.M. 14 giugno 1994, n. 774, per il Ministero dell'università e della ricerca scientifica e tecnologica;
- D.M. 16 giugno 1994, n. 527, per l'Amministrazione dell'ambiente;
- D.M. 19 ottobre 1994, n. 678, per l'Amministrazione delle finanze ivi compresi il Corpo della guardia di finanza e l'Amministrazione autonoma dei monopoli di Stato;
- D.M. 12 gennaio 1995, n. 227, per l'Amministrazione del lavoro e della previdenza sociale;
- D.M. 3 marzo 1995, n. 171, per l'Amministrazione degli affari esteri;
- D.M. 6 aprile 1995, n. 190, per l'Amministrazione della pubblica istruzione;
- D.M. 9 maggio 1995, n. 331, per l'Amministrazione dell'Istituto superiore di sanità;
- Del. 4 novembre 2010, n. 3/2010/Del, per la Corte dei conti;
- D.P.C.M. 9 agosto 1995, n. 531, per il dipartimento della protezione civile;
- D.M. 7 settembre 1995, n. 528, per i progetti presentati per il finanziamento al Fondo nazionale di intervento per la lotta alla droga;
- D.M. 20 novembre 1995, n. 540, per l'Amministrazione di grazia e giustizia;
- D.M. 8 agosto 1996, n. 690, per gli enti, i distaccamenti, i reparti dell'Esercito, della Marina, dell'Aeronautica, nonché per quelli a carattere interforze;
- D.M. 8 ottobre 1997, n. 524, per l'Amministrazione dei lavori pubblici;
- D.P.C.M. 30 giugno 1998, n. 310, per il Dipartimento della funzione pubblica;
- D.M. 18 novembre 1998, n. 514, per il Ministero della sanità;
- D.M. 27 dicembre 1999, per l'Ente nazionale italiano per il turismo;
- Del.Consob 2 agosto 2000, modificata dalla Del.Consob 11 marzo 2004, n. 14468 e dalla Del.Consob 5 agosto 2005, n. 15131, per la Consob;

- D.P.C.M. 28 novembre 2000, n. 454, per il Servizio nazionale dighe;
- D.P.C.M. 5 marzo 2001, n. 197, per il Dipartimento per i servizi tecnici nazionali della Presidenza del Consiglio dei Ministri;
- Provv. 28 febbraio 2002, per gli uffici centrali e periferici dell'Agenzia del territorio;
- Del. 13 febbraio 2003, n. 048/03, per l'Istituto nazionale per il commercio estero;
- Del. 24 giugno 2010, per l'A.G.E.A. - Agenzia per le erogazioni in agricoltura;
- D.P.R. 23 dicembre 2005, n. 303, per il Segretariato generale della Presidenza del Consiglio dei Ministri;
- Provv. 7 aprile 2006 e Provv. 17 agosto 2006, abrogati dall'art. 3, Provv. Banca Italia 21 dicembre 2007, per l'Ufficio Italiano dei Cambi;
- Provv. ISVAP 9 maggio 2006, n. 2, per l'ISVAP e Provvedimento 2 dicembre 2014, n. 7, per l'IVASS;
- Provv. Banca Italia 14 giugno 2006, n. 682855, Provv. Banca Italia 27 giugno 2006, Provv. Banca Italia 3 agosto 2006, modificato dall'art. 4 e dall'allegato 2, Provv. Banca Italia 21 dicembre 2007, Provv. 25 giugno 2008 e Provv. 22 giugno 2010, per la Banca d'Italia;
- Del. 12 giugno 2006, per l'Istituto nazionale di ricerca metrologica (INRIM);
- Del. Garante protez. dati pers. 14 dicembre 2007, n. 66, per il Garante per la protezione dei dati personali;
- Comunicato 11 luglio 2008, per l'Agenzia nazionale per la sicurezza del volo;
- Reg. 18 dicembre 2008 (pubblicato nel sito internet dell'Agenzia delle dogane il 18 dicembre 2008) e Reg. 1° luglio 2010 (pubblicato nel sito internet dell'Agenzia delle dogane il 5 luglio 2010), per l'Agenzia delle dogane;
- Del. 23 marzo 2010, n. 173, per l'INPDAP - Istituto Nazionale di Previdenza per i Dipendenti dell'Amministrazione Pubblica;
- Comunicato 15 luglio 2010, per L'ENAC;
- Reg. 1° settembre 2010, per l'AIFA - Agenzia italiana del farmaco;
- Del. 24 maggio 2011, n. 35/2011 per l'Agenzia spaziale italiana;
- Provv. 26 settembre 2012, per l'Agenzia del demanio;
- D.P.C.M. 31 luglio 2014, n. 151, per i procedimenti di durata superiore a novanta giorni, per il Ministero della salute;
- D.P.C.M. 8 giugno 2015, n. 184, per la Presidenza del Consiglio dei Ministri.

---

#### **Art. 5** *Responsabile del procedimento* <sup>(23)</sup>

1. Il dirigente di ciascuna unità organizzativa provvede ad assegnare a sé o ad altro dipendente addetto all'unità la responsabilità della istruttoria e di ogni altro adempimento inerente il singolo procedimento nonché, eventualmente, dell'adozione del provvedimento finale.
2. Fino a quando non sia effettuata l'assegnazione di cui al comma 1, è considerato responsabile del singolo procedimento il funzionario preposto alla unità organizzativa determinata a norma del comma 1 dell'*articolo 4*.
3. L'unità organizzativa competente e il nominativo del responsabile del procedimento sono comunicati ai soggetti di cui all'*articolo 7* e, a richiesta, a chiunque vi abbia interesse.

---

(23) Rubrica inserita dall'art.21, comma 1, lett. e), L. 11 febbraio 2005, n. 15.

---

**Art. 6** *Compiti del responsabile del procedimento* <sup>(24)</sup>

## 1. Il responsabile del procedimento:

a) valuta, ai fini istruttori, le condizioni di ammissibilità, i requisiti di legittimazione ed i presupposti che siano rilevanti per l'emanazione di provvedimento;

b) accerta di ufficio i fatti, disponendo il compimento degli atti all'uopo necessari, e adotta ogni misura per l'adeguato e sollecito svolgimento dell'istruttoria. In particolare, può chiedere il rilascio di dichiarazioni e la rettifica di dichiarazioni o istanze erronee o incomplete e può esperire accertamenti tecnici ed ispezioni ed ordinare esibizioni documentali;

c) propone l'indizione o, avendone la competenza, indice le conferenze di servizi di cui all'*articolo 14*;

d) cura le comunicazioni, le pubblicazioni e le notificazioni previste dalle leggi e dai regolamenti;

e) adotta, ove ne abbia la competenza, il provvedimento finale, ovvero trasmette gli atti all'organo competente per l'adozione. L'organo competente per l'adozione del provvedimento finale, ove diverso dal responsabile del procedimento, non può discostarsi dalle risultanze dell'istruttoria condotta dal responsabile del procedimento se non indicandone la motivazione nel provvedimento finale <sup>(25)</sup>.

---

(24) Rubrica inserita dall'art. 21, comma 1, lett. f), L. 11 febbraio 2005, n. 15.

(25) Lettera così modificata dall'art. 4, comma 1, L. 11 febbraio 2005, n. 15.

---

**Art. 6-bis.** *Conflitto di interessi* <sup>(26)</sup>

1. Il responsabile del procedimento e i titolari degli uffici competenti ad adottare i pareri, le valutazioni tecniche, gli atti endoprocedimentali e il provvedimento finale devono astenersi in caso di conflitto di interessi, segnalando ogni situazione di conflitto, anche potenziale.

---

(26) Articolo inserito dall'art. 1, comma 41, L. 6 novembre 2012, n. 190.

---

**Capo III****PARTECIPAZIONE AL PROCEDIMENTO AMMINISTRATIVO****Art. 7** *Comunicazione di avvio del procedimento* <sup>(27)</sup> <sup>(28)</sup>

1. Ove non sussistano ragioni di impedimento derivanti da particolari esigenze di celerità del procedimento, l'avvio del procedimento stesso è comunicato, con le modalità previste dall'*articolo 8*, ai soggetti nei confronti dei quali il provvedimento finale è destinato a produrre effetti diretti ed a quelli che per legge debbono intervenirvi. Ove parimenti non sussistano le ragioni di impedimento predette, qualora da un provvedimento possa derivare un pregiudizio a soggetti individuati o facilmente individuabili, diversi dai suoi diretti destinatari, l'amministrazione è tenuta a fornire loro, con le stesse modalità, notizia dell'inizio del procedimento. <sup>(29)</sup>

2. Nelle ipotesi di cui al comma 1 resta salva la facoltà dell'amministrazione di adottare, anche prima della effettuazione delle comunicazioni di cui al medesimo comma 1, provvedimenti cautelari.

---

(27) Rubrica inserita dall'art. 21, comma 1, lett. g), L. 11 febbraio 2005, n. 15.

(28) Vedi, anche, l'art. 2, comma 4, D.L. 28 aprile 2009, n. 39.

(29) Ai sensi dell'art. 15, comma 5, L. 1° agosto 2002, n. 166, per i lavori di manutenzione ordinaria e straordinaria sulla rete stradale di importo non superiore a 200.000 euro, quanto disposto dal presente articolo si intende adempiuto mediante pubblicazione per estratto dell'avvio del procedimento su un quotidiano a diffusione locale.

---

**Art. 8** *Modalità e contenuti della comunicazione di avvio del procedimento* <sup>(30)</sup> <sup>(32)</sup>

1. L'amministrazione provvede a dare notizia dell'avvio del procedimento mediante comunicazione personale.

2. Nella comunicazione debbono essere indicati:

- a) l'amministrazione competente;
- b) l'oggetto del procedimento promosso;
- c) l'ufficio e la persona responsabile del procedimento;
- c-bis) la data entro la quale, secondo i termini previsti dall'*articolo 2, commi 2 o 3*, deve concludersi il procedimento e i rimedi esperibili in caso di inerzia dell'amministrazione; <sup>(31)</sup>
- c-ter) nei procedimenti ad iniziativa di parte, la data di presentazione della relativa istanza; <sup>(31)</sup>
- d) l'ufficio in cui si può prendere visione degli atti.

3. Qualora per il numero dei destinatari la comunicazione personale non sia possibile o risulti particolarmente gravosa, l'amministrazione provvede a rendere noti gli elementi di cui al comma 2 mediante forme di pubblicità idonee di volta in volta stabilite dall'amministrazione medesima.

4. L'omissione di taluna delle comunicazioni prescritte può esser fatta valere solo dal soggetto nel cui interesse la comunicazione è prevista.

---

(30) Rubrica inserita dall'*art. 21, comma 1, lett. h)*, L. 11 febbraio 2005, n. 15.

(31) Lettera inserita dall'*art. 5, comma 1*, L. 11 febbraio 2005, n. 15.

(32) Vedi, anche, l'*art. 2, comma 4, D.L. 28 aprile 2009, n. 39*.

---

#### **Art. 9** *Intervento nel procedimento* <sup>(33)</sup>

1. Qualunque soggetto, portatore di interessi pubblici o privati, nonché i portatori di interessi diffusi costituiti in associazioni o comitati, cui possa derivare un pregiudizio dal provvedimento, hanno facoltà di intervenire nel procedimento.

---

(33) Rubrica inserita dall'*art. 21, comma 1, lett. i)*, L. 11 febbraio 2005, n. 15.

---

#### **Art. 10** *Diritti dei partecipanti al procedimento* <sup>(34)</sup> <sup>(35)</sup>

1. I soggetti di cui all'*articolo 7* e quelli intervenuti ai sensi dell'*articolo 9* hanno diritto:

- a) di prendere visione degli atti del procedimento, salvo quanto previsto dall'*articolo 24*;
- b) di presentare memorie scritte e documenti, che l'amministrazione ha l'obbligo di valutare ove siano pertinenti all'oggetto del procedimento.

---

(34) Rubrica inserita dall'*art. 21, comma 1, lett. l)*, L. 11 febbraio 2005, n. 15.

(35) Norme di attuazione del presente articolo sono state emanate con D.M. 12 gennaio 1995, n. 227.

---

#### **Art. 10-bis** *Comunicazione dei motivi ostativi all'accoglimento dell'istanza* <sup>(36)</sup>

1. Nei procedimenti ad istanza di parte il responsabile del procedimento o l'autorità competente, prima della formale adozione di un provvedimento negativo, comunica tempestivamente agli istanti i motivi che ostano all'accoglimento della domanda. Entro il termine di dieci giorni dal ricevimento della comunicazione, gli istanti hanno il diritto di presentare per iscritto le loro osservazioni, eventualmente corredate da documenti. La comunicazione di cui al primo periodo interrompe i termini per concludere il procedimento che iniziano nuovamente a decorrere dalla data di presentazione delle osservazioni o, in mancanza, dalla scadenza del termine di cui al secondo periodo. Dell'eventuale mancato accoglimento di tali osservazioni è data ragione nella motivazione del provvedimento finale. Le disposizioni di cui al presente articolo non si applicano alle procedure concorsuali e ai procedimenti in materia previdenziale e assistenziale sorti a seguito di istanza di parte e gestiti dagli enti previdenziali. Non possono essere adottati

tra i motivi che ostano all'accoglimento della domanda inadempienze o ritardi attribuibili all'amministrazione. <sup>(37)</sup>

---

<sup>(36)</sup> Articolo inserito dall'art. 6, comma 1, L. 11 febbraio 2005, n. 15.

<sup>(37)</sup> Comma così modificato dall'art. 9, comma 3, L. 11 novembre 2011, n. 180, a decorrere dal 15 novembre 2011, ai sensi di quanto disposto dall'art. 21, comma 1 della medesima L. 180/2011.

---

#### **Art. 11** Accordi integrativi o sostitutivi del provvedimento <sup>(38)</sup>

1. In accoglimento di osservazioni e proposte presentate a norma dell'*articolo 10*, l'amministrazione procedente può concludere, senza pregiudizio dei diritti dei terzi, e in ogni caso nel perseguimento del pubblico interesse, accordi con gli interessati al fine di determinare il contenuto discrezionale del provvedimento finale ovvero in sostituzione di questo. <sup>(39)</sup>

1-bis. Al fine di favorire la conclusione degli accordi di cui al comma 1, il responsabile del procedimento può predisporre un calendario di incontri cui invita, separatamente o contestualmente, il destinatario del provvedimento ed eventuali controinteressati. <sup>(40)</sup>

2. Gli accordi di cui al presente articolo debbono essere stipulati, a pena di nullità, per atto scritto, salvo che la legge disponga altrimenti. Ad essi si applicano, ove non diversamente previsto, i principi del codice civile in materia di obbligazioni e contratti in quanto compatibili. Gli accordi di cui al presente articolo devono essere motivati ai sensi dell'*articolo 3*. <sup>(43)</sup>

3. Gli accordi sostitutivi di provvedimenti sono soggetti ai medesimi controlli previsti per questi ultimi.

4. Per sopravvenuti motivi di pubblico interesse l'amministrazione recede unilateralmente dall'accordo, salvo l'obbligo di provvedere alla liquidazione di un indennizzo in relazione agli eventuali pregiudizi verificatisi in danno del privato.

4-bis. A garanzia dell'imparzialità e del buon andamento dell'azione amministrativa, in tutti i casi in cui una pubblica amministrazione conclude accordi nelle ipotesi previste al comma 1, la stipulazione dell'accordo è preceduta da una determinazione dell'organo che sarebbe competente per l'adozione del provvedimento. <sup>(41)</sup>

[5. Le controversie in materia di formazione, conclusione ed esecuzione degli accordi di cui al presente articolo sono riservate alla giurisdizione esclusiva del giudice amministrativo. <sup>(42)</sup> ]

---

<sup>(38)</sup> Rubrica inserita dall'art. 21, comma 1, lett. m), L. 11 febbraio 2005, n. 15.

<sup>(39)</sup> Comma così modificato dall'art. 7, comma 1, lett. a), L. 11 febbraio 2005, n. 15.

<sup>(40)</sup> Comma inserito dall'art. 3 quinquies, D.L. 12 maggio 1995, n. 163, convertito, con modificazioni, dalla L. 11 luglio 1995, n. 273.

<sup>(41)</sup> Comma inserito dall'art. 7, comma 1, lett. b), L. 11 febbraio 2005, n. 15.

<sup>(42)</sup> Comma abrogato dall'art. 4, comma 1, n. 14) dell'Allegato 4 al D.Lgs. 2 luglio 2010, n. 104, a decorrere dal 16 settembre 2010, ai sensi di quanto disposto dall'art. 2, comma 1 del medesimo D.Lgs. 104/2010.

<sup>(43)</sup> Comma così modificato dall'art. 1, comma 47, L. 6 novembre 2012, n. 190.

---

#### **Art. 12** Provvedimenti attributivi di vantaggi economici <sup>(44) (46) (47) (48) (49)</sup>

1. La concessione di sovvenzioni, contributi, sussidi ed ausili finanziari e l'attribuzione di vantaggi economici di qualunque genere a persone ed enti pubblici e privati sono subordinate alla predeterminazione da parte delle amministrazioni procedenti, nelle forme previste dai rispettivi ordinamenti, dei criteri e delle modalità cui le amministrazioni stesse devono attenersi. <sup>(45)</sup>

2. L'effettiva osservanza dei criteri e delle modalità di cui al comma 1 deve risultare dai singoli provvedimenti relativi agli interventi di cui al medesimo comma 1.

---

(44) Rubrica inserita dall'art. 21, comma 1, lett. n), L. 11 febbraio 2005, n. 15.

(45) Comma così modificato dall'art. 52, comma 2, D.Lgs. 14 marzo 2013, n. 33

(46) Norme di attuazione del presente articolo sono state emanate dal Ministro delle comunicazioni con D.M. 8 gennaio 1998, n. 54.

(47) Per la determinazione dei criteri e delle modalità per la concessione di contributi, concernenti la valorizzazione delle caratteristiche di qualità dei prodotti agricoli e alimentari, contraddistinti da riconoscimento U.E., vedi il decreto 19 novembre 2008 e il decreto 10 novembre 2009.

(48) Per la determinazione dei criteri e delle modalità per la concessione di contributi, per la realizzazione dei programmi di comunicazione delle organizzazioni professionali di rappresentanza, finalizzati a garantire il coinvolgimento della propria base associativa nelle politiche dedicate all'agroalimentare ed al valore della sua qualità, vedi il decreto 18 dicembre 2008.

(49) Per la determinazione dei criteri e delle modalità per la concessione di benefici economici, vedi il D.P.C.M. 4 febbraio 2010.

---

### **Art. 13** *Ambito di applicazione delle norme sulla partecipazione* <sup>(50)</sup>

1. Le disposizioni contenute nel presente capo non si applicano nei confronti dell'attività della pubblica amministrazione diretta alla emanazione di atti normativi, amministrativi generali, di pianificazione e di programmazione, per i quali restano ferme le particolari norme che ne regolano la formazione.

2. Dette disposizioni non si applicano altresì ai procedimenti tributari per i quali restano parimenti ferme le particolari norme che li regolano, nonché ai procedimenti previsti dal *decreto-legge 15 gennaio 1991, n. 8*, convertito, con modificazioni, dalla *legge 15 marzo 1991, n. 82*, e successive modificazioni, e dal *decreto legislativo 29 marzo 1993, n. 119*, e successive modificazioni. <sup>(51)</sup>

(50) Rubrica inserita dall'art. 21, comma 1, lett. o), L. 11 febbraio 2005, n. 15.

(51) Comma così modificato dall'art. 22, comma 1, lett. a), L. 13 febbraio 2001, n. 45.

---

## **Capo IV**

### **SEMPLIFICAZIONE DELL'AZIONE AMMINISTRATIVA**

#### **Art. 14** *Conferenza di servizi* <sup>(52)</sup> <sup>(53)</sup>

1. Qualora sia opportuno effettuare un esame contestuale di vari interessi pubblici coinvolti in un procedimento amministrativo, l'amministrazione procedente può indire una conferenza di servizi. <sup>(58)</sup>

2. La conferenza di servizi è sempre indetta quando l'amministrazione procedente deve acquisire intese, concerti, nulla osta o assensi comunque denominati di altre amministrazioni pubbliche e non li ottenga, entro trenta giorni dalla ricezione, da parte dell'amministrazione competente, della relativa richiesta. La conferenza può essere altresì indetta quando nello stesso termine è intervenuto il dissenso di una o più amministrazioni interpellate ovvero nei casi in cui è consentito all'amministrazione procedente di provvedere direttamente in assenza delle determinazioni delle amministrazioni competenti. <sup>(54)</sup>

3. La conferenza di servizi può essere convocata anche per l'esame contestuale di interessi coinvolti in più procedimenti amministrativi connessi, riguardanti medesime attività o risultati. In tal caso, la conferenza è indetta dall'amministrazione o, previa informale intesa, da una delle amministrazioni che curano l'interesse pubblico prevalente. L'indizione della conferenza può essere richiesta da qualsiasi altra amministrazione coinvolta. <sup>(55)</sup>

4. Quando l'attività del privato sia subordinata ad atti di consenso, comunque denominati, di competenza di più amministrazioni pubbliche, la conferenza di servizi è convocata, anche su richiesta dell'interessato, dall'amministrazione competente per l'adozione del provvedimento finale.

5. In caso di affidamento di concessione di lavori pubblici la conferenza di servizi è convocata dal concedente ovvero, con il consenso di quest'ultimo, dal concessionario entro quindici giorni fatto salvo quanto previsto dalle leggi regionali in materia di valutazione di impatto ambientale (VIA). Quando la conferenza è convocata ad istanza del concessionario spetta in ogni caso al concedente il diritto di voto. <sup>(56)</sup>

5-bis. Previo accordo tra le amministrazioni coinvolte, la conferenza di servizi è convocata e svolta avvalendosi degli strumenti informatici disponibili, secondo i tempi e le modalità stabiliti dalle medesime amministrazioni. <sup>(57)</sup>

---

(52) Rubrica inserita dall'art. 21, comma 1, lett. p), L. 11 febbraio 2005, n. 15.

(53) Articolo modificato dall'art. 2, commi 12, 13, L. 24 dicembre 1993, n. 537, dall'art. 3 bis, D.L. 12 maggio 1995, n. 163, convertito, con modificazioni, dalla L. 11 luglio 1995, n. 273, dall'art. 17, commi 1, 2, 3, 4, L. 15 maggio 1997, n. 127, dal predetto art 17, L. 127/2007, come modificato dall'art. 2, comma 28, L. 16 giugno 1998, n. 191 e, successivamente, sostituito dall'art. 9, comma 1, L. 24 novembre 2000, n. 340.

(54) Comma così modificato dall'art. 8, comma 1, lett. a), nn. 1) e 2), L. 11 febbraio 2005, n. 15 e, successivamente, dall'art. 49, comma 1, lett. b), D.L. 31 maggio 2010, n. 78, convertito, con modificazioni, dalla L. 30 luglio 2010, n. 122..

(55) Comma così modificato dall'art. 8, comma 1, lett. b), L. 11 febbraio 2005, n. 15.

(56) Comma così modificato dall'art. 8, comma 1, lett. c), nn. 1) e 2), L. 11 febbraio 2005, n. 15.

(57) Comma aggiunto dall'art. 8, comma 1, lett. d), L. 11 febbraio 2005, n. 15.

(58) Comma così modificato dall'art. 49, comma 1, lett. a), D.L. 31 maggio 2010, n. 78, convertito, con modificazioni, dalla L. 30 luglio 2010, n. 122

---

#### **Art. 14-bis Conferenza di servizi preliminare** <sup>(59)</sup> <sup>(60)</sup>

1. La conferenza di servizi può essere convocata per progetti di particolare complessità e di insediamenti produttivi di beni e servizi, su motivata richiesta dell'interessato, documentata, in assenza di un progetto preliminare, da uno studio di fattibilità, prima della presentazione di una istanza o di un progetto definitivo, al fine di verificare quali siano le condizioni per ottenere, alla loro presentazione, i necessari atti di consenso. In tale caso la conferenza si pronuncia entro trenta giorni dalla data della richiesta e i relativi costi sono a carico del richiedente. <sup>(61)</sup>

1-bis. In relazione alle procedure di cui all'*articolo 153 del decreto legislativo 12 aprile 2006, n. 163*, la conferenza dei servizi è sempre indetta. La conferenza si esprime sulla base dello studio di fattibilità per le procedure che prevedono che lo stesso sia posto a base di gara ovvero sulla base del progetto preliminare per le procedure che prevedono che lo stesso sia posto a base di gara. Le indicazioni fornite in sede di conferenza possono essere motivatamente modificate o integrate solo in presenza di significativi elementi emersi nelle fasi successive del procedimento. <sup>(64)</sup>

2. Nelle procedure di realizzazione di opere pubbliche e di interesse pubblico, la conferenza di servizi si esprime sul progetto preliminare al fine di indicare quali siano le condizioni per ottenere, sul progetto definitivo, le intese, i pareri, le concessioni, le autorizzazioni, le licenze, i nullaosta e gli assensi, comunque denominati, richiesti dalla normativa vigente. In tale sede, le amministrazioni preposte alla tutela ambientale, paesaggistico-territoriale, del patrimonio storico-artistico o alla tutela della salute, e della pubblica incolumità, si pronunciano, per quanto riguarda l'interesse da ciascuna tutelato, sulle soluzioni progettuali prescelte. Qualora non emergano, sulla base della documentazione disponibile, elementi comunque preclusivi della realizzazione del progetto, le suddette amministrazioni indicano, entro quarantacinque giorni, le condizioni e gli elementi necessari per ottenere, in sede di presentazione del progetto definitivo, gli atti di consenso. <sup>(62)</sup>

3. Nel caso in cui sia richiesta VIA, la conferenza di servizi si esprime entro trenta giorni dalla conclusione della fase preliminare di definizione dei contenuti dello studio d'impatto ambientale, secondo quanto previsto in materia di VIA. Ove tale conclusione non intervenga entro novanta giorni dalla richiesta di cui al comma 1, la conferenza di servizi si esprime comunque entro i successivi trenta giorni. Nell'ambito di tale conferenza, l'autorità competente alla VIA si esprime sulle condizioni per la elaborazione del progetto e dello studio di impatto ambientale. In tale fase, che costituisce parte integrante della procedura di VIA, la suddetta autorità esamina le principali alternative, compresa l'alternativa zero, e, sulla base della documentazione disponibile, verifica l'esistenza di eventuali elementi di incompatibilità, anche con riferimento alla localizzazione prevista dal progetto e, qualora tali elementi non sussistano, indica nell'ambito della conferenza di servizi le condizioni per ottenere, in sede di presentazione del progetto definitivo, i necessari atti di consenso.

3-bis. Il dissenso espresso in sede di conferenza preliminare da una amministrazione preposta alla tutela ambientale, paesaggistico-territoriale, del patrimonio storico-artistico, della salute o della pubblica incolumità, con riferimento alle opere interregionali, è sottoposto alla disciplina di cui all'*articolo 14-quater, comma 3*. <sup>(63)</sup>

4. Nei casi di cui ai commi 1, 2 e 3, la conferenza di servizi si esprime allo stato degli atti a sua disposizione e le indicazioni fornite in tale sede possono essere motivatamente modificate o integrate solo in presenza di significativi elementi emersi nelle fasi successive del procedimento, anche a seguito delle osservazioni dei privati sul progetto definitivo.

5. Nel caso di cui al comma 2, il responsabile unico del procedimento trasmette alle amministrazioni interessate il progetto definitivo, redatto sulla base delle condizioni indicate dalle stesse amministrazioni in sede di conferenza di servizi sul progetto preliminare, e convoca la conferenza tra il trentesimo e il sessantesimo giorno successivi alla trasmissione. In caso di affidamento mediante appalto concorso o concessione di lavori pubblici, l'amministrazione aggiudicatrice convoca la conferenza di servizi sulla base del solo progetto preliminare, secondo quanto previsto dalla *legge 11 febbraio 1994, n. 109*, e successive modificazioni.

---

(59) Rubrica inserita dall'art. 21, comma 1, lett. q), L. 11 febbraio 2005, n. 15.

(60) Articolo inserito dall'art. 17, comma 5, L. 15 maggio 1997, n. 127 e, successivamente, sostituito dall'art. 10, comma 1, L. 24 novembre 2000, n. 340.

(61) Comma così modificato dall'art. 9, comma 1, lett. a), nn. 1) e 2), L. 11 febbraio 2005, n. 15.

(62) Comma così modificato dall'art. 9, comma 1, lett. b), L. 11 febbraio 2005, n. 15.

(63) Comma inserito dall'art. 9, comma 1, lett. c), L. 11 febbraio 2005, n. 15.

(64) Comma inserito dall'art. 3, comma 1, D.L. 22 giugno 2012, n. 83, convertito, con modificazioni, dalla L. 7 agosto 2012, n. 134.

---

#### **Art. 14-ter** *Lavori della conferenza di servizi* <sup>(65)</sup> <sup>(66)</sup> <sup>(80)</sup>

1. La prima riunione della conferenza di servizi è convocata entro quindici giorni ovvero, in caso di particolare complessità dell'istruttoria, entro trenta giorni dalla data di indizione. <sup>(67)</sup>

1. La conferenza di servizi assume le determinazioni relative all'organizzazione dei propri lavori a maggioranza dei presenti e può svolgersi per via telematica. <sup>(75)</sup>

2. La convocazione della prima riunione della conferenza di servizi deve pervenire alle amministrazioni interessate, anche per via telematica o informatica, almeno cinque giorni prima della relativa data. Entro i successivi cinque giorni, le amministrazioni convocate possono richiedere, qualora impossibilitate a partecipare, l'effettuazione della riunione in una diversa data; in tale caso, l'amministrazione procedente concorda una nuova data, comunque entro i dieci giorni successivi alla prima. La nuova data della riunione può essere fissata entro i quindici giorni successivi nel caso la richiesta provenga da un'autorità preposta alla tutela del patrimonio culturale. I responsabili degli sportelli unici per le attività produttive e per l'edilizia, ove costituiti, o i Comuni, o altre autorità competenti concordano con i Soprintendenti territorialmente competenti il calendario, almeno trimestrale, delle riunioni delle conferenze di servizi che coinvolgano atti di assenso o consultivi comunque denominati di competenza del Ministero per i beni e le attività culturali. <sup>(68)</sup>

2-bis. Alla conferenza di servizi di cui agli *articoli 14 e 14-bis* sono convocati i soggetti proponenti il progetto dedotto in conferenza, alla quale gli stessi partecipano senza diritto di voto. <sup>(76)</sup>

2-ter. Alla conferenza possono partecipare, senza diritto di voto, i concessionari e i gestori di pubblici servizi, nel caso in cui il procedimento amministrativo o il progetto dedotto in conferenza implichi loro adempimenti ovvero abbia effetto diretto o indiretto sulla loro attività. Agli stessi è inviata, anche per via telematica e con congruo anticipo, comunicazione della convocazione della conferenza di servizi. Alla conferenza possono partecipare inoltre, senza diritto di voto, le amministrazioni preposte alla gestione delle eventuali misure pubbliche di agevolazione. <sup>(76)</sup>

3. Nella prima riunione della conferenza di servizi, o comunque in quella immediatamente successiva alla trasmissione dell'istanza o del progetto definitivo ai sensi dell'*articolo 14-bis*, le amministrazioni che vi partecipano determinano il termine per l'adozione della decisione conclusiva. I lavori della conferenza non possono superare i novanta giorni, salvo quanto previsto dal comma 4. Decorsi inutilmente tali termini, l'amministrazione procedente provvede ai sensi dei commi 6-bis e 9 del presente articolo. <sup>(69)</sup>

3-bis. In caso di opera o attività sottoposta anche ad autorizzazione paesaggistica, il soprintendente si esprime, in via definitiva, in sede di conferenza di servizi, ove convocata, in ordine a tutti i provvedimenti di sua competenza ai sensi del *decreto legislativo 22 gennaio 2004, n. 42*. <sup>(77)</sup>



4. Fermo restando quanto disposto dal comma 4-bis nei casi in cui sia richiesta la VIA, la conferenza di servizi si esprime dopo aver acquisito la valutazione medesima ed il termine di cui al comma 3 resta sospeso, per un massimo di novanta giorni, fino all'acquisizione della pronuncia sulla compatibilità ambientale. Se la VIA non interviene nel termine previsto per l'adozione del relativo provvedimento, l'amministrazione competente si esprime in sede di conferenza di servizi, la quale si conclude nei trenta giorni successivi al termine predetto. Tuttavia, a richiesta della maggioranza dei soggetti partecipanti alla conferenza di servizi, il termine di trenta giorni di cui al precedente periodo è prorogato di altri trenta giorni nel caso che si appalesi la necessità di approfondimenti istruttori. Per assicurare il rispetto dei tempi, l'amministrazione competente al rilascio dei provvedimenti in materia ambientale può far eseguire anche da altri organi dell'amministrazione pubblica o enti pubblici dotati di qualificazione e capacità tecnica equipollenti, ovvero da istituti universitari tutte le attività tecnico-istruttorie non ancora eseguite. In tal caso gli oneri economici diretti o indiretti sono posti a esclusivo carico del soggetto committente il progetto, secondo le tabelle approvate con decreto del Ministro dell'ambiente e della tutela del territorio e del mare, di concerto con il Ministro dell'economia e delle finanze. <sup>(70)</sup>

4-bis. Nei casi in cui l'intervento oggetto della conferenza di servizi è stato sottoposto positivamente a valutazione ambientale strategica (VAS), i relativi risultati e prescrizioni, ivi compresi gli adempimenti di cui ai commi 4 e 5 dell'*articolo 10 del decreto legislativo 3 aprile 2006, n. 152*, devono essere utilizzati, senza modificazioni, ai fini della VIA, qualora effettuata nella medesima sede, statale o regionale, ai sensi dell'*articolo 7 del decreto legislativo 3 aprile 2006, n. 152*. <sup>(78)</sup>

5. Nei procedimenti relativamente ai quali sia già intervenuta la decisione concernente la VIA le disposizioni di cui al comma 3 dell'*articolo 14-quater*, nonché quelle di cui agli *articoli 16*, comma 3, e *17*, comma 2, si applicano alle sole amministrazioni preposte alla tutela della salute, del patrimonio storico-artistico e della pubblica incolumità. <sup>(71)</sup>

6. Ogni amministrazione convocata partecipa alla conferenza di servizi attraverso un unico rappresentante legittimato, dall'organo competente, ad esprimere in modo vincolante la volontà dell'amministrazione su tutte le decisioni di competenza della stessa.

6-bis. All'esito dei lavori della conferenza, e in ogni caso scaduto il termine di cui ai commi 3 e 4, l'amministrazione procedente, in caso di VIA statale, può adire direttamente il Consiglio dei Ministri ai sensi dell'*articolo 26, comma 2, del decreto legislativo 30 aprile 2006, n. 152*; in tutti gli altri casi, valutate le specifiche risultanze della conferenza e tenendo conto delle posizioni prevalenti espresse in quella sede, adotta la determinazione motivata di conclusione del procedimento che sostituisce a tutti gli effetti, ogni autorizzazione, concessione, nulla osta o atto di assenso comunque denominato di competenza delle amministrazioni partecipanti, o comunque invitate a partecipare ma risultate assenti, alla predetta conferenza. La mancata partecipazione alla conferenza di servizi ovvero la ritardata o mancata adozione della determinazione motivata di conclusione del procedimento sono valutate ai fini della responsabilità dirigenziale o disciplinare e amministrativa, nonché ai fini dell'attribuzione della retribuzione di risultato. Resta salvo il diritto del privato di dimostrare il danno derivante dalla mancata osservanza del termine di conclusione del procedimento ai sensi degli *articoli 2 e 2-bis*. <sup>(72)</sup>

7. Si considera acquisito l'assenso dell'amministrazione, ivi comprese quelle preposte alla tutela della salute e della pubblica incolumità, alla tutela paesaggistico-territoriale e alla tutela ambientale, esclusi i provvedimenti in materia di VIA, VAS e AIA, il cui rappresentante, all'esito dei lavori della conferenza, non abbia espresso definitivamente la volontà dell'amministrazione rappresentata. <sup>(73)</sup>

8. In sede di conferenza di servizi possono essere richiesti, per una sola volta, ai proponenti dell'istanza o ai progettisti chiarimenti o ulteriore documentazione. Se questi ultimi non sono forniti in detta sede, entro i successivi trenta giorni, si procede all'esame del provvedimento.

8-bis. I termini di validità di tutti i pareri, autorizzazioni, concessioni, nulla osta o atti di assenso comunque denominati acquisiti nell'ambito della Conferenza di Servizi, decorrono a far data dall'adozione del provvedimento finale. <sup>(81)</sup>

[9. Il provvedimento finale conforme alla determinazione conclusiva di cui al comma 6-bis sostituisce, a tutti gli effetti, ogni autorizzazione, concessione, nulla osta o atto di assenso comunque denominato di competenza delle amministrazioni partecipanti, o comunque invitate a partecipare ma risultate assenti, alla predetta conferenza. <sup>(79)</sup> <sup>(74)</sup> ]

10. Il provvedimento finale concernente opere sottoposte a VIA è pubblicato, a cura del proponente, unitamente all'estratto della predetta VIA, nella Gazzetta Ufficiale o nel Bollettino regionale in caso di VIA regionale e in un quotidiano a diffusione nazionale. Dalla data della pubblicazione nella Gazzetta Ufficiale decorrono i termini per eventuali impugnazioni in sede giurisdizionale da parte dei soggetti interessati.

(65) Rubrica inserita dall'art. 21, comma 1, lett. r), L. 11 febbraio 2005, n. 15.

(66) Articolo inserito dall'art. 17, comma 6, L. 15 maggio 1997, n. 127 e, successivamente, così sostituito dall'art. 11, comma 1, L. 24 novembre 2000, n. 340.

(67) Comma premesso dall'art. 10, comma 1, lett. a), L. 11 febbraio 2005, n. 15.

(68) Comma così modificato dall'art. 10, comma 1, lett. b), L. 11 febbraio 2005, n. 15 e, successivamente, dall'art. 49, comma 2, lett. a), D.L. 31 maggio 2010, n. 78, convertito, con modificazioni, dalla L. 30 luglio 2010, n. 122.

(69) Comma così modificato dall'art. 10, comma 1, lett. c), L. 11 febbraio 2005, n. 15.

(70) Comma così modificato dall'art. 10, comma 1, lett. d), L. 11 febbraio 2005, n. 15 e, successivamente, così dall'art. 49, comma 2, lett. b-bis), D.L. 31 maggio 2010, n. 78, convertito, con modificazioni, dalla L. 30 luglio 2010, n. 122.

(71) Comma così modificato dall'art. 10, comma 1, lett. e), L. 11 febbraio 2005, n. 15.

(72) Comma inserito dall'art. 10, comma 1, lett. f), L. 11 febbraio 2005, n. 15 e, successivamente, così sostituito dall'art. 49, comma 2, lett. d), D.L. 31 maggio 2010, n. 78, convertito, con modificazioni, dalla L. 30 luglio 2010, n. 122.

(73) Comma modificato dall'art. 10, comma 1, lett. g), L. 11 febbraio 2005, n. 15 e, successivamente, così sostituito dall'art. 49, comma 2, lett. e), D.L. 31 maggio 2010, n. 78, convertito, con modificazioni, dalla L. 30 luglio 2010, n. 122.

(74) Comma soppresso dall'art. 49, comma 2, lett. f), D.L. 31 maggio 2010, n. 78, convertito, con modificazioni, dalla L. 30 luglio 2010, n. 122.

(75) Comma così modificato dall'art. 9, comma 1, L. 18 giugno 2009, n. 69.

(76) Comma inserito dall'art. 9, comma 2, L. 18 giugno 2009, n. 69.

(77) Comma inserito dall'art. 49, comma 2, lett. b), D.L. 31 maggio 2010, n. 78, convertito, con modificazioni, dalla L. 30 luglio 2010, n. 122.

(78) Comma inserito dall'art. 49, comma 2, lett. c), D.L. 31 maggio 2010, n. 78, convertito, con modificazioni, dalla L. 30 luglio 2010, n. 122.

(79) Comma sostituito dall'art. 10, comma 1, lett. h), L. 11 febbraio 2005, n. 15.

(80) Per la riduzione dei termini, di cui al presente articolo, vedi l'art. 4, comma 1, D.L. 12 settembre 2014, n. 133, convertito, con modificazioni, dalla L. 11 novembre 2014, n. 164.

(81) Comma inserito dall'art. 25, comma 1, lett. a), D.L. 12 settembre 2014, n. 133, convertito, con modificazioni, dalla L. 11 novembre 2014, n. 164.

---

#### **Art. 14-quater** Effetti del dissenso espresso nella conferenza di servizi <sup>(82)</sup> <sup>(83)</sup> <sup>(91)</sup>

1. Il dissenso di uno o più rappresentanti delle amministrazioni ivi comprese quelle preposte alla tutela ambientale, fermo restando quanto previsto dall'articolo 26 del decreto legislativo 3 aprile 2006, n. 152, paesaggistico-territoriale, del patrimonio storico-artistico o alla tutela della salute e della pubblica incolumità, regolarmente convocate alla conferenza di servizi, a pena di inammissibilità, deve essere manifestato nella conferenza di servizi, deve essere congruamente motivato, non può riferirsi a questioni connesse che non costituiscono oggetto della conferenza medesima e deve recare le specifiche indicazioni delle modifiche progettuali necessarie ai fini dell'assenso. <sup>(88)</sup>

[2. Se una o più amministrazioni hanno espresso nell'ambito della conferenza il proprio dissenso sulla proposta dell'amministrazione procedente, quest'ultima, entro i termini perentori indicati dall'articolo 14-ter, comma 3, assume comunque la determinazione di conclusione del procedimento sulla base della maggioranza delle posizioni espresse in sede di conferenza di servizi. La determinazione è immediatamente esecutiva. <sup>(84)</sup> ]

3. Al di fuori dei casi di cui all'articolo 117, ottavo comma, della Costituzione, e delle infrastrutture ed insediamenti produttivi strategici e di preminente interesse nazionale, di cui alla parte seconda, titolo terzo, capo quarto del decreto legislativo 12 aprile 2006, n. 163, e successive modificazioni, nonché dei casi di localizzazione delle opere di interesse statale, ove venga espresso motivato dissenso da parte di un'amministrazione preposta alla tutela ambientale, paesaggistico-territoriale, del patrimonio storico-artistico o alla tutela della salute e della pubblica incolumità, la questione, in attuazione e nel rispetto del principio di leale collaborazione e dell'articolo 120 della Costituzione, è rimessa dall'amministrazione procedente alla deliberazione del Consiglio dei Ministri, che ha natura di atto di alta amministrazione. Il Consiglio dei Ministri si pronuncia entro sessanta giorni, previa intesa con la Regione o le Regioni e le Province autonome interessate, in caso di dissenso tra un'amministrazione statale e una regionale o tra più amministrazioni regionali, ovvero previa intesa con la Regione e gli enti locali interessati, in caso di dissenso tra un'amministrazione statale o regionale e un ente locale o tra più enti locali, motivando un'eventuale decisione in contrasto con il motivato dissenso. Se l'intesa non è raggiunta entro trenta giorni, la deliberazione del Consiglio dei Ministri può essere comunque adottata. Se il motivato dissenso è espresso da una regione o da una provincia autonoma in una delle materie di propria

competenza, ai fini del raggiungimento dell'intesa, entro trenta giorni dalla data di rimessione della questione alla delibera del Consiglio dei Ministri, viene indetta una riunione dalla Presidenza del Consiglio dei Ministri con la partecipazione della regione o della provincia autonoma, degli enti locali e delle amministrazioni interessate, attraverso un unico rappresentante legittimato, dall'organo competente, ad esprimere in modo vincolante la volontà dell'amministrazione sulle decisioni di competenza. In tale riunione i partecipanti debbono formulare le specifiche indicazioni necessarie alla individuazione di una soluzione condivisa, anche volta a modificare il progetto originario, motivando un'eventuale decisione in contrasto con il motivato dissenso. Se l'intesa non è raggiunta nel termine di ulteriori trenta giorni, è indetta una seconda riunione dalla Presidenza del Consiglio dei Ministri con le medesime modalità della prima, per concordare interventi di mediazione, valutando anche le soluzioni progettuali alternative a quella originaria. Ove non sia comunque raggiunta l'intesa, in un ulteriore termine di trenta giorni, le trattative, con le medesime modalità delle precedenti fasi, sono finalizzate a risolvere e comunque a individuare i punti di dissenso. Se all'esito delle predette trattative l'intesa non è raggiunta, la deliberazione del Consiglio dei Ministri può essere comunque adottata con la partecipazione dei Presidenti delle regioni o delle province autonome interessate. <sup>(85) (90)</sup>

3-bis. <sup>(89)</sup>

3-ter. <sup>(89)</sup>

3-quater. <sup>(89)</sup>

3-quinquies. Restano ferme le attribuzioni e le prerogative riconosciute alle regioni a statuto speciale e alle province autonome di Trento e di Bolzano dagli statuti speciali di autonomia e dalle relative norme di attuazione. <sup>(86)</sup>

[4. Quando il dissenso è espresso da una regione, le determinazioni di competenza del Consiglio dei ministri previste al comma 3 sono adottate con l'intervento del presidente della giunta regionale interessata, al quale è inviata a tal fine la comunicazione di invito a partecipare alla riunione, per essere ascoltato, senza diritto di voto. <sup>(87)</sup> ]

5. Nell'ipotesi in cui l'opera sia sottoposta a VIA e in caso di provvedimento negativo trova applicazione l'articolo 5, comma 2, lettera c-bis), della legge 23 agosto 1988, n. 400, introdotta dall'articolo 12, comma 2, del decreto legislativo 30 luglio 1999, n. 303.

(82) Rubrica inserita dall'art. 21, comma 1, lett. s), L. 11 febbraio 2005, n. 15.

(83) Articolo inserito dall'art. 17, comma 7, L. 15 maggio 1997, n. 127 e, successivamente, così sostituito dall'art. 12, comma 1, L. 24 novembre 2000, n. 340.

(84) Comma abrogato dall'art. 11, comma 1, lett. a), L. 11 febbraio 2005, n. 15.

(85) Comma sostituito dall'art. 11, comma 1, lett. b), L. 11 febbraio 2005, n. 15, dall'art. 49, comma 3, lett. b), D.L. 31 maggio 2010, n. 78, convertito, con modificazioni, dalla L. 30 luglio 2010, n. 122, che ha sostituito gli originari commi 3, 3-bis, 3-ter e 3-quater con l'attuale comma 3 e modificato dall'art. 5, comma 2, lett. b), n. 1), D.L. 13 maggio 2011, n. 70, convertito, con modificazioni, dalla L. 12 luglio 2011, n. 106. Successivamente, la Corte Costituzionale, con sentenza 2-11 luglio 2012, n. 179 (Gazz. Uff. 18 luglio 2012, n. 29 - Prima serie speciale), ha dichiarato l'illegittimità costituzionale del suddetto art. 49, comma 3, lett. b), D.L. 78/2010, nella parte in cui prevede che, in caso di dissenso espresso in sede di conferenza di servizi da una Regione o da una Provincia autonoma, in una delle materie di propria competenza, ove non sia stata raggiunta, entro il breve termine di trenta giorni, l'intesa, «il Consiglio dei ministri delibera in esercizio del proprio potere sostitutivo con la partecipazione dei Presidenti delle Regioni o delle Province autonome interessate». Infine, il presente comma è stato così modificato dall'art. 33-octies, comma 1, D.L. 18 ottobre 2012, n. 179, convertito, con modificazioni, dalla L. 17 dicembre 2012, n. 221, e, successivamente, dall'art. 25, comma 1, lett. b), nn. 1) e 2), D.L. 12 settembre 2014, n. 133, convertito, con modificazioni, dalla L. 11 novembre 2014, n. 164.

(86) Comma inserito dall'art. 11, comma 1, lett. b), L. 11 febbraio 2005, n. 15.

(87) Comma abrogato dall'art. 11, comma 1, lett. c), L. 11 febbraio 2005, n. 15.

(88) Comma così modificato dall'art. 49, comma 3, lett. a), D.L. 31 maggio 2010, n. 78, convertito, con modificazioni, dalla L. 30 luglio 2010, n. 122.

(89) Comma inserito dall'art. 11, comma 1, lett. b), L. 11 febbraio 2005, n. 15. Successivamente, l'art. 49, comma 3, lett. b), D.L. 31 maggio 2010, n. 78, convertito, con modificazioni, dalla L. 30 luglio 2010, n. 122, ha sostituito gli originari commi 3, 3-bis, 3-ter e 3-quater con l'attuale comma 3. Infine, la Corte Costituzionale, con sentenza 2-11 luglio 2012, n. 179 (Gazz. Uff. 18 luglio 2012, n. 29 - Prima serie speciale), ha dichiarato l'illegittimità costituzionale del suddetto art. 49, comma 3, lett. b), D.L. 78/2010, nella parte in cui prevede che, in caso di dissenso espresso in sede di conferenza di servizi da una Regione o da una Provincia autonoma, in una delle materie di propria competenza, ove non sia stata raggiunta, entro il breve termine di trenta giorni, l'intesa, «il Consiglio dei ministri delibera in esercizio del proprio potere sostitutivo con la partecipazione dei Presidenti delle Regioni o delle Province autonome interessate».

(90) Sull'applicabilità delle disposizioni del presente comma vedi l' art. 1, comma 4, D.L. 12 settembre 2014, n. 133, convertito, con modificazioni, dalla L. 11 novembre 2014, n. 164.

(91) Per le linee guida operative in caso di remissione al Consiglio dei Ministri, vedi il Provv. 2 gennaio 2003.

---

**Art. 14-quinquies** Conferenza di servizi in materia di finanza di progetto <sup>(92)</sup>

1. Nelle ipotesi di conferenza di servizi finalizzata all'approvazione del progetto definitivo in relazione alla quale trovino applicazione le procedure di cui agli articoli 37-bis e seguenti della legge 11 febbraio 1994, n. 109, sono convocati alla conferenza, senza diritto di voto, anche i soggetti aggiudicatari di concessione individuati all'esito della procedura di cui all'articolo 37-quater della legge n. 109 del 1994, ovvero le società di progetto di cui all'articolo 37-quinquies della medesima legge.

---

(92) Articolo inserito dall'art. 12, comma 1, L. 11 febbraio 2005, n. 15.

---

**Art. 15** Accordi fra pubbliche amministrazioni <sup>(93)</sup>

1. Anche al di fuori delle ipotesi previste dall'articolo 14, le amministrazioni pubbliche possono sempre concludere tra loro accordi per disciplinare lo svolgimento in collaborazione di attività di interesse comune.

2. Per detti accordi si osservano, in quanto applicabili, le disposizioni previste dall'articolo 11, commi 2 e 3. <sup>(94)</sup>

2-bis. A fare data dal 30 giugno 2014 gli accordi di cui al comma 1 sono sottoscritti con firma digitale, ai sensi dell'articolo 24 del decreto legislativo 7 marzo 2005, n. 82, con firma elettronica avanzata, ai sensi dell'articolo 1, comma 1, lettera q-bis), del decreto legislativo 7 marzo 2005, n. 82, ovvero con altra firma elettronica qualificata, pena la nullità degli stessi. Dall'attuazione della presente disposizione non devono derivare nuovi o maggiori oneri a carico del bilancio dello Stato. All'attuazione della medesima si provvede nell'ambito delle risorse umane, strumentali e finanziarie previste dalla legislazione vigente. <sup>(95) (96)</sup>

---

(93) Rubrica inserita dall'art. 21, comma 1, lett. t), L. 11 febbraio 2005, n. 15.

(94) Comma così modificato dall'art. 3, comma 2, lett. b) dell'Allegato 4 al D.Lgs. 2 luglio 2010, n. 104, a decorrere dal 16 settembre 2010, ai sensi di quanto disposto dall'art. 2, comma 1 del medesimo D.Lgs. 104/2010.

(95) Comma aggiunto dall'art. 6, comma 2, D.L. 18 ottobre 2012, n. 179, convertito, con modificazioni, dalla L. 17 dicembre 2012, n. 221 e, successivamente, così modificato dall'art. 6, comma 5, D.L. 23 dicembre 2013, n. 145, convertito, con modificazioni, dalla L. 21 febbraio 2014, n. 9; vedi, anche, l'art. 6, comma 7 del medesimo D.L. 145/2013.

(96) In deroga a quanto disposto dal presente comma vedi l' art. 10-ter, comma 1, D.L. 12 settembre 2013, n. 104, convertito, con modificazioni, dalla L. 8 novembre 2013, n. 128.

---

**Art. 16** Attività consultiva <sup>(97) (104)</sup>

1. Gli organi consultivi delle pubbliche amministrazioni di cui all'articolo 1, comma 2, del decreto legislativo 3 febbraio 1993, n. 29, sono tenuti a rendere i pareri ad essi obbligatoriamente richiesti entro venti giorni dal ricevimento della richiesta. Qualora siano richiesti di pareri facoltativi, sono tenuti a dare immediata comunicazione alle amministrazioni richiedenti del termine entro il quale il parere sarà reso, che comunque non può superare i venti giorni dal ricevimento della richiesta. <sup>(99)</sup>

2. In caso di decorrenza del termine senza che sia stato comunicato il parere obbligatorio o senza che l'organo adito abbia rappresentato esigenze istruttorie, è in facoltà dell'amministrazione richiedente di procedere indipendentemente dall'espressione del parere. In caso di decorrenza del termine senza che sia stato comunicato il parere facoltativo o senza che l'organo adito abbia rappresentato esigenze istruttorie, l'amministrazione richiedente procede indipendentemente dall'espressione del parere. Salvo il caso di omessa richiesta del parere, il responsabile del procedimento non può essere chiamato a rispondere degli eventuali danni derivanti dalla mancata espressione dei pareri di cui al presente comma. <sup>(100)</sup>

3. Le disposizioni di cui ai commi 1 e 2 non si applicano in caso di pareri che debbano essere rilasciati da amministrazioni preposte alla tutela ambientale, paesaggistica, territoriale e della salute dei cittadini. <sup>(98)</sup>

4. Nel caso in cui l'organo adito abbia rappresentato esigenze istruttorie, i termini di cui al comma 1 possono essere interrotti per una sola volta e il parere deve essere reso definitivamente entro quindici giorni dalla ricezione degli elementi istruttori da parte delle amministrazioni interessate. <sup>(101)</sup>

5. I pareri di cui al comma 1 sono trasmessi con mezzi telematici. <sup>(102)</sup>

6. Gli organi consultivi dello Stato predispongono procedure di particolare urgenza per l'adozione dei pareri loro richiesti.

6-bis. Resta fermo quanto previsto dall' *articolo 127 del codice dei contratti pubblici relativi a lavori, servizi e forniture, di cui al decreto legislativo 12 aprile 2006, n. 163*, e successive modificazioni. <sup>(103)</sup>

---

(97) *Rubrica inserita dall'art. 21, comma 1, lett. u), L. 11 febbraio 2005, n. 15.*

(98) *Comma così sostituito dall'art. 17, comma 24, L. 15 maggio 1997, n. 127.*

(99) *Comma sostituito dall'art. 17, comma 24, L. 15 maggio 1997, n. 127 e, successivamente, così modificato dall'art. 8, comma 1, lett. a), nn. 1) e 2), L. 18 giugno 2009, n. 69.*

(100) *Comma così sostituito dall'art. 17, comma 24, L. 15 maggio 1997, n. 127 e, successivamente, dall'art. 8, comma 1, lett. a), n. 3), L. 18 giugno 2009, n. 69.*

(101) *Comma sostituito dall'art. 17, comma 24, L. 15 maggio 1997, n. 127 e, successivamente, così modificato dall'art. 8, comma 1, lett. a), n. 4), L. 18 giugno 2009, n. 69.*

(102) *Comma così sostituito dall'art. 8, comma 1, lett. a), n. 5), L. 18 giugno 2009, n. 69.*

(103) *Comma aggiunto dall'art. 8, comma 1, lett. a), n. 6), L. 18 giugno 2009, n. 69.*

(104) *L'art. 2, comma 5, O.P.C.M. 8 luglio 2004, n. 3361, ha disposto, in deroga a quanto previsto dal presente articolo, che i pareri, i visti e i nulla-osta che si dovessero rendere necessari anche successivamente alla conferenza dei servizi, si intendono inderogabilmente acquisiti con esito positivo trascorsi 10 giorni dalla richiesta effettuata dal legale rappresentante dell'Ente attuatore.*

---

#### **Art. 17** *Valutazioni tecniche* <sup>(105)</sup>

1. Ove per disposizione espressa di legge o di regolamento sia previsto che per l'adozione di un provvedimento debbano essere preventivamente acquisite le valutazioni tecniche di organi od enti appositi e tali organi ed enti non provvedano o non rappresentino esigenze istruttorie di competenza dell'amministrazione precedente nei termini prefissati dalla disposizione stessa o, in mancanza, entro novanta giorni dal ricevimento della richiesta, il responsabile del procedimento deve chiedere le suddette valutazioni tecniche ad altri organi dell'amministrazione pubblica o ad enti pubblici che siano dotati di qualificazione e capacità tecnica equipollenti, ovvero ad istituti universitari.

2. La disposizione di cui al comma 1 non si applica in caso di valutazioni che debbano essere prodotte da amministrazioni preposte alla tutela ambientale, paesaggistico-territoriale e della salute dei cittadini.

3. Nel caso in cui l'ente od organo adito abbia rappresentato esigenze istruttorie all'amministrazione precedente, si applica quanto previsto dal comma 4 dell'*articolo 16*.

---

(105) *Rubrica inserita dall'art. 21, comma 1, lett. v), L. 11 febbraio 2005, n. 15.*

---

#### **Art. 17-bis** *Silenzio assenso tra amministrazioni pubbliche e tra amministrazioni pubbliche e gestori di beni o servizi pubblici* <sup>(106)</sup>

1. Nei casi in cui è prevista l'acquisizione di assensi, concerti o nulla osta comunque denominati di amministrazioni pubbliche e di gestori di beni o servizi pubblici, per l'adozione di provvedimenti normativi e amministrativi di competenza di altre amministrazioni pubbliche, le amministrazioni o i gestori competenti comunicano il proprio assenso, concerto o nulla osta entro trenta giorni dal ricevimento dello schema di provvedimento, corredato della relativa documentazione, da parte dell'amministrazione precedente. Il termine è interrotto qualora l'amministrazione o il gestore che deve rendere il proprio assenso, concerto o nulla osta rappresenti esigenze istruttorie o richieste di modifica, motivate e formulate in modo puntuale nel termine stesso. In tal caso, l'assenso, il

concerto o il nulla osta è reso nei successivi trenta giorni dalla ricezione degli elementi istruttori o dello schema di provvedimento; non sono ammesse ulteriori interruzioni di termini.

2. Decorsi i termini di cui al comma 1 senza che sia stato comunicato l'assenso, il concerto o il nulla osta, lo stesso si intende acquisito. In caso di mancato accordo tra le amministrazioni statali coinvolte nei procedimenti di cui al comma 1, il Presidente del Consiglio dei ministri, previa deliberazione del Consiglio dei ministri, decide sulle modifiche da apportare allo schema di provvedimento.

3. Le disposizioni dei commi 1 e 2 si applicano anche ai casi in cui è prevista l'acquisizione di assensi, concerti o nulla osta comunque denominati di amministrazioni preposte alla tutela ambientale, paesaggistico-territoriale, dei beni culturali e della salute dei cittadini, per l'adozione di provvedimenti normativi e amministrativi di competenza di amministrazioni pubbliche. In tali casi, ove disposizioni di legge o i provvedimenti di cui all'articolo 2 non prevedano un termine diverso, il termine entro il quale le amministrazioni competenti comunicano il proprio assenso, concerto o nulla osta è di novanta giorni dal ricevimento della richiesta da parte dell'amministrazione procedente. Decorsi i suddetti termini senza che sia stato comunicato l'assenso, il concerto o il nulla osta, lo stesso si intende acquisito.

4. Le disposizioni del presente articolo non si applicano nei casi in cui disposizioni del diritto dell'Unione europea richiedano l'adozione di provvedimenti espressi.

---

(106) Articolo inserito dall' art. 3, comma 1, L. 7 agosto 2015, n. 124.

---

#### **Art. 18 Autocertificazione** <sup>(107)</sup>

1. Entro sei mesi dalla data di entrata in vigore della presente legge le amministrazioni interessate adottano le misure organizzative idonee a garantire l'applicazione delle disposizioni in materia di autocertificazione e di presentazione di atti e documenti da parte di cittadini a pubbliche amministrazioni di cui alla *legge 4 gennaio 1968, n. 15*, e successive modificazioni e integrazioni. <sup>(109)</sup>

2. I documenti attestanti atti, fatti, qualità e stati soggettivi, necessari per l'istruttoria del procedimento, sono acquisiti d'ufficio quando sono in possesso dell'amministrazione procedente, ovvero sono detenuti, istituzionalmente, da altre pubbliche amministrazioni. L'amministrazione procedente può richiedere agli interessati i soli elementi necessari per la ricerca dei documenti. <sup>(108)</sup>

3. Parimenti sono accertati d'ufficio dal responsabile del procedimento i fatti, gli stati e le qualità che la stessa amministrazione procedente o altra pubblica amministrazione è tenuta a certificare.

---

(107) Rubrica inserita dall'art. 21, comma 1, lett. z), L. 11 febbraio 2005, n. 15.

(108) Comma così sostituito dall'art. 3, comma 6-octies, D.L. 14 marzo 2005, n. 35, convertito con modificazioni dalla L. 14 maggio 2005, n. 80.

(109) Comma così modificato dall'art. 1, comma 1, D.P.R. 2 agosto 2007, n. 157.

---

#### **Art. 19 Segnalazione certificata di inizio attività - Scia** <sup>(110) (115)</sup>

1. Ogni atto di autorizzazione, licenza, concessione non costitutiva, permesso o nulla osta comunque denominato, comprese le domande per le iscrizioni in albi o ruoli richieste per l'esercizio di attività imprenditoriale, commerciale o artigianale il cui rilascio dipenda esclusivamente dall'accertamento di requisiti e presupposti richiesti dalla legge o da atti amministrativi a contenuto generale, e non sia previsto alcun limite o contingente complessivo o specifici strumenti di programmazione settoriale per il rilascio degli atti stessi, è sostituito da una segnalazione dell'interessato, con la sola esclusione dei casi in cui sussistano vincoli ambientali, paesaggistici o culturali e degli atti rilasciati dalle amministrazioni preposte alla difesa nazionale, alla pubblica sicurezza, all'immigrazione, all'asilo, alla cittadinanza, all'amministrazione della giustizia, all'amministrazione delle finanze, ivi compresi gli atti concernenti le reti di acquisizione del gettito, anche derivante dal gioco, nonché di quelli previsti dalla normativa per le costruzioni in zone sismiche e di quelli imposti dalla normativa comunitaria. La segnalazione è corredata dalle dichiarazioni sostitutive di certificazioni e dell'atto di notorietà per quanto riguarda tutti gli stati, le qualità personali e i fatti previsti negli *articoli 46 e 47 del testo unico di cui al decreto del Presidente della Repubblica 28 dicembre 2000, n. 445*, nonché, ove espressamente previsto dalla normativa vigente, dalle attestazioni e asseverazioni di tecnici abilitati, ovvero dalle dichiarazioni di conformità da parte dell'Agenzia delle imprese di cui all' *articolo 38, comma 4, del decreto-legge 25 giugno 2008, n. 112*, convertito, con modificazioni, dalla *legge 6*

agosto 2008, n. 133, relative alla sussistenza dei requisiti e dei presupposti di cui al primo periodo; tali attestazioni e asseverazioni sono corredate dagli elaborati tecnici necessari per consentire le verifiche di competenza dell'amministrazione. Nei casi in cui la normativa vigente prevede l'acquisizione di atti o pareri di organi o enti appositi, ovvero l'esecuzione di verifiche preventive, essi sono comunque sostituiti dalle autocertificazioni, attestazioni e asseverazioni o certificazioni di cui al presente comma, salve le verifiche successive degli organi e delle amministrazioni competenti. La segnalazione, corredata delle dichiarazioni, attestazioni e asseverazioni nonché dei relativi elaborati tecnici, può essere presentata mediante posta raccomandata con avviso di ricevimento, ad eccezione dei procedimenti per cui è previsto l'utilizzo esclusivo della modalità telematica; in tal caso la segnalazione si considera presentata al momento della ricezione da parte dell'amministrazione. <sup>(113)</sup>

2. L'attività oggetto della segnalazione può essere iniziata dalla data della presentazione della segnalazione all'amministrazione competente.

3. L'amministrazione competente, in caso di accertata carenza dei requisiti e dei presupposti di cui al comma 1, nel termine di sessanta giorni dal ricevimento della segnalazione di cui al medesimo comma, adotta motivati provvedimenti di divieto di prosecuzione dell'attività e di rimozione degli eventuali effetti dannosi di essa. Qualora sia possibile conformare l'attività intrapresa e i suoi effetti alla normativa vigente, l'amministrazione competente, con atto motivato, invita il privato a provvedere, disponendo la sospensione dell'attività intrapresa e prescrivendo le misure necessarie con la fissazione di un termine non inferiore a trenta giorni per l'adozione di queste ultime. In difetto di adozione delle misure stesse, decorso il suddetto termine, l'attività si intende vietata. <sup>(118)</sup>

4. Decorso il termine per l'adozione dei provvedimenti di cui al comma 3, primo periodo, ovvero di cui al comma 6-bis, l'amministrazione competente adotta comunque i provvedimenti previsti dal medesimo comma 3 in presenza delle condizioni previste dall'articolo 21-nonies. <sup>(117)</sup>

4-bis. Il presente articolo non si applica alle attività economiche a prevalente carattere finanziario, ivi comprese quelle regolate dal testo unico delle leggi in materia bancaria e creditizia di cui al *decreto legislativo 1° settembre 1993, n. 385*, e dal testo unico in materia di intermediazione finanziaria di cui al *decreto legislativo 24 febbraio 1998, n. 58*. <sup>(112)</sup>

[5. Il presente articolo non si applica alle attività economiche a prevalente carattere finanziario, ivi comprese quelle regolate dal testo unico delle leggi in materia bancaria e creditizia di cui al *decreto legislativo 1° settembre 1993, n. 385*, e dal testo unico in materia di intermediazione finanziaria di cui al *decreto legislativo 24 febbraio 1998, n. 58*. Ogni controversia relativa all'applicazione del presente articolo è devoluta alla giurisdizione esclusiva del giudice amministrativo. Il relativo ricorso giurisdizionale, esperibile da qualunque interessato nei termini di legge, può riguardare anche gli atti di assenso formati in virtù delle norme sul silenzio assenso previste dall'articolo 20. <sup>(111)</sup> ]

6. Ove il fatto non costituisca più grave reato, chiunque, nelle dichiarazioni o attestazioni o asseverazioni che corredano la segnalazione di inizio attività, dichiara o attesta falsamente l'esistenza dei requisiti o dei presupposti di cui al comma 1 è punito con la reclusione da uno a tre anni.

6-bis. Nei casi di Scia in materia edilizia, il termine di sessanta giorni di cui al primo periodo del comma 3 è ridotto a trenta giorni. Fatta salva l'applicazione delle disposizioni di cui al comma 4 e al comma 6, restano altresì ferme le disposizioni relative alla vigilanza sull'attività urbanistico-edilizia, alle responsabilità e alle sanzioni previste dal *decreto del Presidente della Repubblica 6 giugno 2001, n. 380*, e dalle leggi regionali. <sup>(114)</sup>

6-ter. La segnalazione certificata di inizio attività, la denuncia e la dichiarazione di inizio attività non costituiscono provvedimenti taciti direttamente impugnabili. Gli interessati possono sollecitare l'esercizio delle verifiche spettanti all'amministrazione e, in caso di inerzia, esperire esclusivamente l'azione di cui all'*art. 31, commi 1, 2 e 3 del decreto legislativo 2 luglio 2010, n. 104*. <sup>(116)</sup>

(110) Articolo sostituito dall'*art. 2, comma 10, L. 24 dicembre 1993, n. 537, modificato dall'art. 21, comma 1, lett. aa), L. 11 febbraio 2005, n. 15, sostituito dall'art. 3, comma 1, D.L. 14 marzo 2005, n. 35, convertito con modificazioni, dalla L. 14 maggio 2005, n. 80, modificato dall'art. 9, comma 3, 4 e 5, L. 18 giugno 2009, n. 69, dall'art. 85, comma 1, D.Lgs. 26 marzo 2010, n. 59 e, successivamente così sostituito dall'art. 49, comma 4-bis, D.L. 31 maggio 2010, n. 78, convertito, con modificazioni, dalla L. 30 luglio 2010, n. 122; vedi anche il comma 4-ter del medesimo art. 49, D.L. 78/2010.*

(111) Comma abrogato dall'*art. 4, comma 1, n. 14) dell'Allegato 4 al D.Lgs. 2 luglio 2010, n. 104, a decorrere dal 16 settembre 2010, ai sensi di quanto disposto dall'art. 2, comma 1 del medesimo D.Lgs. 104/2010.*

(112) Comma inserito dall'*art. 2, comma 1-quinquies, D.L. 5 agosto 2010, n. 125, convertito, con modificazioni, dalla L. 1° ottobre 2010, n. 163.*

(113) Comma così modificato dall'*art. 5, comma 2, lett. b), n. 2), D.L. 13 maggio 2011, n. 70, convertito, con modificazioni, dalla L. 12 luglio 2011, n. 106, dall'art. 2, comma 1, D.L. 9 febbraio 2012, n. 5, convertito, con modificazioni, dalla L. 4 aprile 2012, n. 35 e, successivamente, dall'art. 13, comma 1, D.L. 22 giugno 2012, n. 83, convertito, con modificazioni, dalla L. 7 agosto 2012, n. 134.*

(114) Comma aggiunto dall'art. 5, comma 2, lett. b), n. 2), D.L. 13 maggio 2011, n. 70, convertito, con modificazioni, dalla L. 12 luglio 2011, n. 106 e, successivamente, così modificato dall'art. 6, comma 1, lett. b), D.L. 13 agosto 2011, n. 138, convertito, con modificazioni, dalla L. 14 settembre 2011, n. 148.

(115) Per l'interpretazione autentica del presente articolo, vedi l'art. 5, comma 2, lett. c), D.L. 13 maggio 2011, n. 70, convertito, con modificazioni, dalla L. 12 luglio 2011, n. 106.

(116) Comma aggiunto dall'art. 6, comma 1, lett. c), D.L. 13 agosto 2011, n. 138, convertito, con modificazioni, dalla L. 14 settembre 2011, n. 148.

(117) Comma modificato dall'art. 6, comma 1, lett. a), D.L. 13 agosto 2011, n. 138, convertito, con modificazioni, dalla L. 14 settembre 2011, n. 148 e dall'art. 19-bis, comma 3, D.L. 24 giugno 2014, n. 91, convertito, con modificazioni, dalla L. 11 agosto 2014, n. 116. Successivamente il presente comma è stato così sostituito dall'art. 6, comma 1, lett. a), L. 7 agosto 2015, n. 124.

(118) Comma modificato dall'art. 25, comma 1, lett. b-bis), D.L. 12 settembre 2014, n. 133, convertito, con modificazioni, dalla L. 11 novembre 2014, n. 164, e, successivamente, così sostituito dall'art. 6, comma 1, lett. a), L. 7 agosto 2015, n. 124.

---

## Art. 20 Silenzio assenso <sup>(119)</sup> <sup>(120)</sup> <sup>(125)</sup>

1. Fatta salva l'applicazione dell'articolo 19, nei procedimenti ad istanza di parte per il rilascio di provvedimenti amministrativi il silenzio dell'amministrazione competente equivale a provvedimento di accoglimento della domanda, senza necessità di ulteriori istanze o diffide, se la medesima amministrazione non comunica all'interessato, nel termine di cui all'articolo 2, commi 2 o 3, il provvedimento di diniego, ovvero non procede ai sensi del comma 2.

2. L'amministrazione competente può indire, entro trenta giorni dalla presentazione dell'istanza di cui al comma 1, una conferenza di servizi ai sensi del capo IV, anche tenendo conto delle situazioni giuridiche soggettive dei controinteressati.

3. Nei casi in cui il silenzio dell'amministrazione equivale ad accoglimento della domanda, l'amministrazione competente può assumere determinazioni in via di autotutela, ai sensi degli articoli 21-quinquies 21-nonies.

4. Le disposizioni del presente articolo non si applicano agli atti e procedimenti riguardanti il patrimonio culturale e paesaggistico, l'ambiente, la difesa nazionale, la pubblica sicurezza, l'immigrazione, l'asilo e la cittadinanza, la salute e la pubblica incolumità, ai casi in cui la normativa comunitaria impone l'adozione di provvedimenti amministrativi formali, ai casi in cui la legge qualifica il silenzio dell'amministrazione come rigetto dell'istanza, nonché agli atti e procedimenti individuati con uno o più decreti del Presidente del Consiglio dei ministri, su proposta del Ministro per la funzione pubblica, di concerto con i Ministri competenti. <sup>(122)</sup>

5. Si applicano gli articoli 2, comma 7, e 10-bis. <sup>(121)</sup>

[5-bis. Ogni controversia relativa all'applicazione del presente articolo è devoluta alla giurisdizione esclusiva del giudice amministrativo. <sup>(124)</sup> <sup>(123)</sup> ]

---

(119) Articolo modificato dall'art. 21, comma 1, lett. bb), L. 11 febbraio 2005, n. 15 e, successivamente, sostituito dall'art. 3, comma 6-ter, D.L. 14 marzo 2005, n. 35, convertito con modificazioni, dalla L. 14 maggio 2005, n. 80.

(120) A norma dell'art. 3, comma 6-sexies, D.L. 14 marzo 2005, n. 35, convertito con modificazioni, dalla L. 14 maggio 2005, n. 80, le disposizioni del presente articolo non si applicano ai procedimenti in corso alla data del 15 maggio 2005, ferma la facoltà degli interessati di presentare nuove istanze.

(121) Comma così sostituito dall'art. 7, comma 1, lett. d), L. 18 giugno 2009, n. 69.

(122) Comma così modificato dall'art. 9, comma 3, L. 18 giugno 2009, n. 69.

(123) Comma abrogato dall'art. 4, comma 1, n. 14) dell'Allegato 4 al D.Lgs. 2 luglio 2010, n. 104, come modificato dall'art. 1, comma 3, lett. b), n. 5), D.Lgs. 15 novembre 2011, n. 195.

(124) Comma aggiunto dall'art. 2, comma 1-sexies, D.L. 5 agosto 2010, n. 125, convertito, con modificazioni, dalla L. 1° ottobre 2010, n. 163.

(125) Vedi, anche, il D.P.R. 26 aprile 1992, n. 300, il D.P.R. 9 maggio 1994, n. 407 ed il D.P.R. 9 maggio 1994, n. 411.

---

## Art. 21 Disposizioni sanzionatorie <sup>(126)</sup>



1. Con la segnalazione o con la domanda di cui agli *articoli 19 20* "interessato deve dichiarare la sussistenza dei presupposti e dei requisiti di legge richiesti. In caso di dichiarazioni mendaci o di false attestazioni non è ammessa la conformazione dell'attività e dei suoi effetti a legge o la sanatoria prevista dagli articoli medesimi ed il dichiarante è punito con la sanzione prevista dall'articolo 483 del codice penale, salvo che il fatto costituisca più grave reato. <sup>(126)</sup>

[2. Le sanzioni attualmente previste in caso di svolgimento dell'attività in carenza dell'atto di assenso dell'amministrazione o in difformità di esso si applicano anche nei riguardi di coloro i quali diano inizio all'attività ai sensi degli *articoli 19 e 20* in mancanza dei requisiti richiesti o, comunque, in contrasto con la normativa vigente. <sup>(129)</sup> ]

2-bis. Restano ferme le attribuzioni di vigilanza, prevenzione e controllo su attività soggette ad atti di assenso da parte di pubbliche amministrazioni previste da leggi vigenti, anche se è stato dato inizio all'attività ai sensi degli *articoli 19 20*. <sup>(127)</sup>

---

(126) Rubrica inserita dall'art. 21, comma 1, lett. cc), L. 11 febbraio 2005, n. 15.

(127) Comma aggiunto dall'art. 3, comma 6-novies, D.L. 14 marzo 2005, n. 35, convertito con modificazioni, dalla L. 14 maggio 2005, n. 80.

(128) Comma così modificato dall' art. 6, comma 1, lett. b), n. 1), L. 7 agosto 2015, n. 124.

(129) Comma abrogato dall' art. 6, comma 1, lett. b), n. 2), L. 7 agosto 2015, n. 124.

---

#### Capo IV-bis

#### EFFICACIA ED INVALIDITA' DEL PROVVEDIMENTO AMMINISTRATIVO. REVOCA E RECESSO <sup>(130)</sup>

##### **Art. 21-bis** *Efficacia del provvedimento limitativo della sfera giuridica dei privati* <sup>(131)</sup>

1. Il provvedimento limitativo della sfera giuridica dei privati acquista efficacia nei confronti di ciascun destinatario con la comunicazione allo stesso effettuata anche nelle forme stabilite per la notifica agli irreperibili nei casi previsti dal codice di procedura civile. Qualora per il numero dei destinatari la comunicazione personale non sia possibile o risulti particolarmente gravosa, l'amministrazione provvede mediante forme di pubblicità idonee di volta in volta stabilite dall'amministrazione medesima. Il provvedimento limitativo della sfera giuridica dei privati non avente carattere sanzionatorio può contenere una motivata clausola di immediata efficacia. I provvedimenti limitativi della sfera giuridica dei privati aventi carattere cautelare ed urgente sono immediatamente efficaci.

---

(130) Capo inserito dall'art. 14, comma 1, L. 11 febbraio 2005, n. 15.

(131) Articolo inserito dall'art. 14, comma 1, L. 11 febbraio 2005, n. 15, che ha inserito l'intero Capo IV-bis.

---

##### **Art. 21-ter** *Esecutorietà* <sup>(132)</sup>

1. Nei casi e con le modalità stabiliti dalla legge, le pubbliche amministrazioni possono imporre coattivamente l'adempimento degli obblighi nei loro confronti. Il provvedimento costitutivo di obblighi indica il termine e le modalità dell'esecuzione da parte del soggetto obbligato. Qualora l'interessato non ottemperi, le pubbliche amministrazioni, previa diffida, possono provvedere all'esecuzione coattiva nelle ipotesi e secondo le modalità previste dalla legge.

2. Ai fini dell'esecuzione delle obbligazioni aventi ad oggetto somme di denaro si applicano le disposizioni per l'esecuzione coattiva dei crediti dello Stato.

---

(132) Articolo inserito dall'art. 14, comma 1, L. 11 febbraio 2005, n. 15, che ha inserito l'intero Capo IV-bis.

---

##### **Art. 21-quater** *Efficacia ed esecutività del provvedimento* <sup>(133)</sup>

1. I provvedimenti amministrativi efficaci sono eseguiti immediatamente, salvo che sia diversamente stabilito dalla legge o dal provvedimento medesimo.

2. L'efficacia ovvero l'esecuzione del provvedimento amministrativo può essere sospesa, per gravi ragioni e per il tempo strettamente necessario, dallo stesso organo che lo ha emanato ovvero da altro organo previsto dalla legge. Il termine della sospensione è esplicitamente indicato nell'atto che la dispone e può essere prorogato o differito per una sola volta, nonché ridotto per sopravvenute esigenze. La sospensione non può comunque essere disposta o perdurare oltre i termini per l'esercizio del potere di annullamento di cui all'articolo 21-nonies. <sup>(134)</sup>

(133) Articolo inserito dall'art. 14, comma 1, L. 11 febbraio 2005, n. 15, che ha inserito l'intero Capo IV-bis.

(134) Comma così modificato dall' art. 6, comma 1, lett. c), L. 7 agosto 2015, n. 124.

#### **Art. 21-quinquies** *Revoca del provvedimento* <sup>(135)</sup>

1. Per sopravvenuti motivi di pubblico interesse ovvero nel caso di mutamento della situazione di fatto non prevedibile al momento dell'adozione del provvedimento o, salvo che per i provvedimenti di autorizzazione o di attribuzione di vantaggi economici, di nuova valutazione dell'interesse pubblico originario, il provvedimento amministrativo ad efficacia durevole può essere revocato da parte dell'organo che lo ha emanato ovvero da altro organo previsto dalla legge. La revoca determina la inidoneità del provvedimento revocato a produrre ulteriori effetti. Se la revoca comporta pregiudizi in danno dei soggetti direttamente interessati, l'amministrazione ha l'obbligo di provvedere al loro indennizzo. <sup>(137)</sup>

1-bis. Ove la revoca di un atto amministrativo ad efficacia durevole o istantanea incida su rapporti negoziali, l'indennizzo liquidato dall'amministrazione agli interessati è parametrato al solo danno emergente e tiene conto sia dell'eventuale conoscenza o conoscibilità da parte dei contraenti della contrarietà dell'atto amministrativo oggetto di revoca all'interesse pubblico, sia dell'eventuale concorso dei contraenti o di altri soggetti all'erronea valutazione della compatibilità di tale atto con l'interesse pubblico. <sup>(136)</sup>

[1-ter. Ove la revoca di un atto amministrativo ad efficacia durevole o istantanea incida su rapporti negoziali, l'indennizzo liquidato dall'amministrazione agli interessati è parametrato al solo danno emergente e tiene conto sia dell'eventuale conoscenza o conoscibilità da parte dei contraenti della contrarietà dell'atto amministrativo oggetto di revoca all'interesse pubblico, sia dell'eventuale concorso dei contraenti o di altri soggetti all'erronea valutazione della compatibilità di tale atto con l'interesse pubblico. <sup>(139)</sup> <sup>(138)</sup> ]

(135) Articolo inserito dall'art. 14, comma 1, L. 11 febbraio 2005, n. 15, che ha inserito l'intero Capo IV-bis.

(136) Comma aggiunto dall'art. 13, comma 8-duodevices, D.L. 31 gennaio 2007, n. 7, convertito, con modificazioni, dalla L. 2 aprile 2007, n. 40.

(137) Comma modificato dall'art. 4, comma 1, n. 14) dell'Allegato 4 al D.Lgs. 2 luglio 2010, n. 104, a decorrere dal 16 settembre 2010, ai sensi di quanto disposto dall'art. 2, comma 1 del medesimo D.Lgs. 104/2010. Successivamente il presente comma è stato così modificato dall' art. 25, comma 1, lett. b-ter), D.L. 12 settembre 2014, n. 133, convertito, con modificazioni, dalla L. 11 novembre 2014, n. 164.

(138) Comma abrogato dall'art. 62, comma 1, D.L. 9 febbraio 2012, n. 5, convertito, con modificazioni, dalla L. 4 aprile 2012, n. 35, a decorrere dal 6 giugno 2012.

(139) Comma aggiunto dall'art. 12, comma 1-bis, D.L. 25 giugno 2008, n. 112, convertito, con modificazioni, dalla L. 6 agosto 2008, n. 133.

#### **Art. 21-sexies** *Recesso dai contratti* <sup>(140)</sup>

1. Il recesso unilaterale dai contratti della pubblica amministrazione è ammesso nei casi previsti dalla legge o dal contratto.

(140) Articolo inserito dall'art. 14, comma 1, L. 11 febbraio 2005, n. 15, che ha inserito l'intero Capo IV-bis.

#### **Art. 21-septies** *Nullità del provvedimento* <sup>(141)</sup>

1. E' nullo il provvedimento amministrativo che manca degli elementi essenziali, che è viziato da difetto assoluto di attribuzione, che è stato adottato in violazione o elusione del giudicato, nonché negli altri casi espressamente previsti dalla legge.

[2. Le questioni inerenti alla nullità dei provvedimenti amministrativi in violazione o elusione del giudicato sono attribuite alla giurisdizione esclusiva del giudice amministrativo. <sup>(142)</sup> ]

---

(141) Articolo inserito dall'art. 14, comma 1, L. 11 febbraio 2005, n. 15, che ha inserito l'intero Capo IV-bis.

(142) Comma abrogato dall'art. 4, comma 1, n. 14) dell'Allegato 4 al D.Lgs. 2 luglio 2010, n. 104, a decorrere dal 16 settembre 2010, ai sensi di quanto disposto dall'art. 2, comma 1 del medesimo D.Lgs. 104/2010.

---

#### **Art. 21-octies** *Annulabilità del provvedimento* <sup>(143)</sup>

1. E' annullabile il provvedimento amministrativo adottato in violazione di legge o viziato da eccesso di potere o da incompetenza.

2. Non è annullabile il provvedimento adottato in violazione di norme sul procedimento o sulla forma degli atti qualora, per la natura vincolata del provvedimento, sia palese che il suo contenuto dispositivo non avrebbe potuto essere diverso da quello in concreto adottato. <sup>(144)</sup> Il provvedimento amministrativo non è comunque annullabile per mancata comunicazione dell'avvio del procedimento qualora l'amministrazione dimostri in giudizio che il contenuto del provvedimento non avrebbe potuto essere diverso da quello in concreto adottato.

---

(143) Articolo inserito dall'art. 14, comma 1, L. 11 febbraio 2005, n. 15, che ha inserito l'intero Capo IV-bis.

(144) La Corte costituzionale, con ordinanza 29 aprile - 26 maggio 2015, n. 92 (Gazz. Uff. 3 giugno 2015, n. 22, 1ª Serie speciale), ha dichiarato chiara la manifesta inammissibilità della questione di legittimità costituzionale dell'art. 21-octies, comma 2, primo periodo, sollevata in riferimento agli artt. 3, 97, 24, 113 e 117, primo comma, della Costituzione.

---

#### **Art. 21-nonies** *Annullamento d'ufficio* <sup>(145)</sup>

1. Il provvedimento amministrativo illegittimo ai sensi dell'articolo 21-octies, esclusi i casi di cui al medesimo articolo 21-octies, comma 2, può essere annullato d'ufficio, sussistendone le ragioni di interesse pubblico, entro un termine ragionevole, comunque non superiore a diciotto mesi dal momento dell'adozione dei provvedimenti di autorizzazione o di attribuzione di vantaggi economici, inclusi i casi in cui il provvedimento si sia formato ai sensi dell'articolo 20, e tenendo conto degli interessi dei destinatari e dei controinteressati, dall'organo che lo ha emanato, ovvero da altro organo previsto dalla legge. Rimangono ferme le responsabilità connesse all'adozione e al mancato annullamento del provvedimento illegittimo. <sup>(146)</sup>

2. È fatta salva la possibilità di convalida del provvedimento annullabile, sussistendone le ragioni di interesse pubblico ed entro un termine ragionevole.

2-bis. I provvedimenti amministrativi conseguiti sulla base di false rappresentazioni dei fatti o di dichiarazioni sostitutive di certificazione e dell'atto di notorietà false o mendaci per effetto di condotte costituenti reato, accertate con sentenza passata in giudicato, possono essere annullati dall'amministrazione anche dopo la scadenza del termine di diciotto mesi di cui al comma 1, fatta salva l'applicazione delle sanzioni penali nonché delle sanzioni previste dal capo VI del testo unico di cui al decreto del Presidente della Repubblica 28 dicembre 2000, n. 445. <sup>(147)</sup>

---

(145) Articolo inserito dall'art. 14, comma 1, L. 11 febbraio 2005, n. 15, che ha inserito l'intero Capo IV-bis.

(146) Comma così modificato dall' art. 25, comma 1, lett. b-quater), nn. 1) e 2), D.L. 12 settembre 2014, n. 133, convertito, con modificazioni, dalla L. 11 novembre 2014, n. 164, e, successivamente, dall' art. 6, comma 1, lett. d), n. 1), L. 7 agosto 2015, n. 124.

(147) Comma aggiunto dall' art. 6, comma 1, lett. d), n. 2), L. 7 agosto 2015, n. 124.

---

## **Capo V**

## ACCESSO AI DOCUMENTI AMMINISTRATIVI

### Art. 22 *Definizioni e principi in materia di accesso* <sup>(148)</sup> <sup>(150)</sup>

1. Ai fini del presente capo si intende:

- a) per "diritto di accesso", il diritto degli interessati di prendere visione e di estrarre copia di documenti amministrativi;
- b) per "interessati", tutti i soggetti privati, compresi quelli portatori di interessi pubblici o diffusi, che abbiano un interesse diretto, concreto e attuale, corrispondente ad una situazione giuridicamente tutelata e collegata al documento al quale è chiesto l'accesso;
- c) per "controinteressati", tutti i soggetti, individuati o facilmente individuabili in base alla natura del documento richiesto, che dall'esercizio dell'accesso vedrebbero compromesso il loro diritto alla riservatezza;
- d) per "documento amministrativo", ogni rappresentazione grafica, fotocinematografica, elettromagnetica o di qualunque altra specie del contenuto di atti, anche interni o non relativi ad uno specifico procedimento, detenuti da una pubblica amministrazione e concernenti attività di pubblico interesse, indipendentemente dalla natura pubblicistica o privatistica della loro disciplina sostanziale;
- e) per "pubblica amministrazione", tutti i soggetti di diritto pubblico e i soggetti di diritto privato limitatamente alla loro attività di pubblico interesse disciplinata dal diritto nazionale o comunitario.

2. L'accesso ai documenti amministrativi, attese le sue rilevanti finalità di pubblico interesse, costituisce principio generale dell'attività amministrativa al fine di favorire la partecipazione e di assicurarne l'imparzialità e la trasparenza. <sup>(149)</sup>

3. Tutti i documenti amministrativi sono accessibili, ad eccezione di quelli indicati all'*articolo 24, commi 1, 2, 3, 5 e 6*.

4. Non sono accessibili le informazioni in possesso di una pubblica amministrazione che non abbiano forma di documento amministrativo, salvo quanto previsto dal *decreto legislativo 30 giugno 2003, n. 196*, in materia di accesso a dati personali da parte della persona cui i dati si riferiscono.

5. L'acquisizione di documenti amministrativi da parte di soggetti pubblici, ove non rientrante nella previsione dell'*articolo 43, comma 2, del testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia di documentazione amministrativa, di cui al decreto del Presidente della Repubblica 28 dicembre 2000, n. 445*, si informa al principio di leale cooperazione istituzionale.

6. Il diritto di accesso è esercitabile fino a quando la pubblica amministrazione ha l'obbligo di detenere i documenti amministrativi ai quali si chiede di accedere.

---

<sup>(148)</sup> Articolo sostituito dall'art. 15, comma 1, L. 11 febbraio 2005, n. 15, a decorrere dalla data di entrata in vigore del regolamento di cui all'art. 23, comma 2, della medesima L. 15/2005.

<sup>(149)</sup> Comma così sostituito dall'art. 10, comma 1, lett. a), L. 18 giugno 2009, n. 69.

<sup>(150)</sup> Vedi, anche, il D.P.R. 12 aprile 2006, n. 184 e la Del. 1° ottobre 2013, n. 73/2013.

---

### Art. 23 *Ambito di applicazione del diritto di accesso* <sup>(151)</sup> <sup>(152)</sup>

1. Il diritto di accesso di cui all'*articolo 22* si esercita nei confronti delle pubbliche amministrazioni, delle aziende autonome e speciali, degli enti pubblici e dei gestori di pubblici servizi. Il diritto di accesso nei confronti delle Autorità di garanzia e di vigilanza si esercita nell'ambito dei rispettivi ordinamenti, secondo quanto previsto dall'*articolo 24*.

---

<sup>(151)</sup> Rubrica inserita dall'art. 21, comma 1, lett. dd), L. 11 febbraio 2005, n. 15.

<sup>(152)</sup> Articolo sostituito dall'art. 4, comma 2, L. 3 agosto 1999, n. 265.

---

### Art. 24 *Esclusione dal diritto di accesso* <sup>(153)</sup>

1. Il diritto di accesso è escluso:

a) per i documenti coperti da segreto di Stato ai sensi della *legge 24 ottobre 1977, n. 801*, e successive modificazioni, e nei casi di segreto o di divieto di divulgazione espressamente previsti dalla legge, dal regolamento governativo di cui al comma 6 e dalle pubbliche amministrazioni ai sensi del comma 2 del presente articolo;

b) nei procedimenti tributari, per i quali restano ferme le particolari norme che li regolano;

c) nei confronti dell'attività della pubblica amministrazione diretta all'emanazione di atti normativi, amministrativi generali, di pianificazione e di programmazione, per i quali restano ferme le particolari norme che ne regolano la formazione;

d) nei procedimenti selettivi, nei confronti dei documenti amministrativi contenenti informazioni di carattere psicoattitudinale relativi a terzi.

2. Le singole pubbliche amministrazioni individuano le categorie di documenti da esse formati o comunque rientranti nella loro disponibilità sottratti all'accesso ai sensi del comma 1. <sup>(154)</sup>

3. Non sono ammissibili istanze di accesso preordinate ad un controllo generalizzato dell'operato delle pubbliche amministrazioni.

4. L'accesso ai documenti amministrativi non può essere negato ove sia sufficiente fare ricorso al potere di differimento.

5. I documenti contenenti informazioni connesse agli interessi di cui al comma 1 sono considerati segreti solo nell'ambito e nei limiti di tale connessione. A tale fine le pubbliche amministrazioni fissano, per ogni categoria di documenti, anche l'eventuale periodo di tempo per il quale essi sono sottratti all'accesso.

6. Con regolamento, adottato ai sensi dell'*articolo 17, comma 2, della legge 23 agosto 1988, n. 400*, il Governo può prevedere casi di sottrazione all'accesso di documenti amministrativi:

a) quando, al di fuori delle ipotesi disciplinate dall'*articolo 12 della legge 24 ottobre 1977, n. 801*, dalla loro divulgazione possa derivare una lesione, specifica e individuata, alla sicurezza e alla difesa nazionale, all'esercizio della sovranità nazionale e alla continuità e alla correttezza delle relazioni internazionali, con particolare riferimento alle ipotesi previste dai trattati e dalle relative leggi di attuazione;

b) quando l'accesso possa arrecare pregiudizio ai processi di formazione, di determinazione e di attuazione della politica monetaria e valutaria;

c) quando i documenti riguardino le strutture, i mezzi, le dotazioni, il personale e le azioni strettamente strumentali alla tutela dell'ordine pubblico, alla prevenzione e alla repressione della criminalità con particolare riferimento alle tecniche investigative, alla identità delle fonti di informazione e alla sicurezza dei beni e delle persone coinvolte, all'attività di polizia giudiziaria e di conduzione delle indagini;

d) quando i documenti riguardino la vita privata o la riservatezza di persone fisiche, persone giuridiche, gruppi, imprese e associazioni, con particolare riferimento agli interessi epistolare, sanitario, professionale, finanziario, industriale e commerciale di cui siano in concreto titolari, ancorché i relativi dati siano forniti all'amministrazione dagli stessi soggetti cui si riferiscono;

e) quando i documenti riguardino l'attività in corso di contrattazione collettiva nazionale di lavoro e gli atti interni connessi all'espletamento del relativo mandato.

7. Deve comunque essere garantito ai richiedenti l'accesso ai documenti amministrativi la cui conoscenza sia necessaria per curare o per difendere i propri interessi giuridici. Nel caso di documenti contenenti dati sensibili e giudiziari, l'accesso è consentito nei limiti in cui sia strettamente indispensabile e nei termini previsti dall'*articolo 60 del decreto legislativo 30 giugno 2003, n. 196*, in caso di dati idonei a rivelare lo stato di salute e la vita sessuale.

(153) Articolo modificato dall'art. 22, comma 1, lett. b), L. 13 febbraio 2001, n. 45, dall'art. 176, comma 1, D.Lgs. 30 giugno 2003, n. 196, a decorrere dal 1° gennaio 2004 e, successivamente, così sostituito dall'art. 16, comma 1, L. 11 febbraio 2005, n. 15, a decorrere dalla data di entrata in vigore del regolamento di cui all'art. 23, comma 2, della medesima L. 15/2005.

(154) Le categorie di documenti sottratti al diritto di accesso, ai sensi del presente comma, sono state stabilite con:

- D.M. 10 maggio 1994, n. 415, per il Ministero dell'interno e gli organi periferici dipendenti;

- D.M. 7 settembre 1994, n. 604, per il Ministero degli affari esteri e gli uffici all'estero;

- D.M. 26 ottobre 1994, n. 682, per il Ministero dei beni culturali ed ambientali;

- D.M. 4 novembre 1994, n. 757, per il Ministero del lavoro e della previdenza sociale;

- D.P.C.M. 20 dicembre 1994, n. 763, per il Consiglio di Stato, il consiglio di giustizia amministrativa della regione siciliana, i tribunali amministrativi regionali e il tribunale regionale di giustizia amministrativa per il Trentino Alto Adige;

- D.M. 14 giugno 1995, n. 519, per il Ministero della difesa;
- D.M. 13 ottobre 1995, n. 561, per il Ministero del tesoro e gli organi periferici in qualsiasi forma da esso dipendenti;
- D.M. 10 gennaio 1996, n. 60, per il Ministero della pubblica istruzione e gli organi periferici dipendenti comprese le istituzioni scolastiche e gli enti vigilati;
- D.M. 25 gennaio 1996, n. 115, per il Ministero di grazia e giustizia e gli organi periferici;
- D.P.C.M. 26 gennaio 1996, n. 200, per l'Avvocatura dello Stato;
- D.M. 10 aprile 1996, n. 296, per il Ministero delle poste e delle telecomunicazioni;
- D.M. 16 maggio 1996, n. 422, per il Ministero del commercio con l'estero;
- D.M. 29 ottobre 1996, n. 603, per il Ministero delle finanze e gli organi periferici dipendenti compresi l'amministrazione autonoma dei Monopoli di Stato ed il Corpo della Guardia di Finanza;
- D.P.C.M. 30 luglio 1997, per l'Istituto nazionale di statistica;
- D.M. 31 luglio 1997, n. 353, per il Ministero della sanità;
- D.M. 5 settembre 1997, n. 392, per il Ministero delle politiche agricole e forestali;
- Provv. 17 novembre 1997, per l'Ufficio Italiano dei Cambi;
- Deliberazione 3 febbraio 1999, per la Commissione di vigilanza sui fondi di pensione.
- D.P.C.M. 10 marzo 1999, n. 294, per la segreteria generale del Comitato esecutivo per i servizi di informazione e sicurezza (CESIS), il servizio per le informazioni e la sicurezza militare (SISM) e il servizio per le informazioni e la sicurezza democratica (SISDE);
- Deliberazione 26 marzo 1999, per l'Istituto nazionale di previdenza per i dirigenti di aziende industriali;
- D.M. 24 agosto 1999, per la società per azioni Poste italiane;
- D.P.C.M. 29 settembre 1999, n. 425, per il Dipartimento per i servizi tecnici nazionali;
- D.M. 27 dicembre 1999, per l'Ente nazionale italiano per il turismo;
- Deliberazione 31 agosto 2000, modificata dall'art. 1, Deliberazione 10 novembre 2005, per l'Autorità per la vigilanza sui lavori pubblici. La citata Deliberazione 31 agosto 2000 è stata sostituita dalla Deliberazione 10 settembre 2008, con la quale è stato approvato il nuovo regolamento per l'Autorità per la vigilanza sui contratti pubblici di lavori, servizi e forniture.
- D.M. 5 ottobre 2000, n. 349, per l'Istituto superiore per la prevenzione e la sicurezza del lavoro;
- Deliberazione 24 maggio 2001, n. 217/01/CONS, modificata dalla Deliberazione 24 settembre 2003, n. 335/03/CONS, dalla Deliberazione 22 febbraio 2006, n. 89/06/CONS e dalla Deliberazione 28 giugno 2006, n. 422/06/CONS, per l'Autorità per le garanzie nelle comunicazioni;
- D.M. 14 marzo 2001, n. 292, per il Ministero dei lavori pubblici;
- Deliberazione 5 dicembre 2002, per l'Agenzia per la rappresentanza negoziale delle pubbliche amministrazioni;
- Deliberazione 30 gennaio 2003, n. 2/2003, per l'Autorità per l'informatica nella pubblica amministrazione (AIPA);
- Deliberazione 28 luglio 2003, n. 127, per l'Agenzia per le erogazioni in agricoltura;
- Provvedimento 3 marzo 2004, per l'ANAS S.p.A.;
- Deliberazione 7 ottobre 2013, n. 13/311, per la Commissione di garanzia dell'attuazione della legge sullo sciopero nei servizi pubblici essenziali;
- Provvedimento 11 marzo 2005, per SACE S.p.A. - Servizi assicurativi del commercio estero;
- Reg. 29 ottobre 2005 e Deliberazione 19 giugno 2007, n. 5 (pubblicata, per sunto, nella Gazz. Uff. 5 novembre 2007, n. 257), per l'Autorità di bacino dei fiumi Liri - Garigliano e Volturno;

- Deliberazione 26 luglio 2006, per l'Ufficio del Garante per la protezione dei dati personali;
- Deliberazione 12 giugno 2006, per l'Istituto nazionale di ricerca metrologica (INRIM);
- Comunicato 24 aprile 2008, per l'Automobile Club d'Italia;
- Deliberazione 23 marzo 2010, n. 173, per l'INPDAP - Istituto Nazionale di Previdenza per i Dipendenti dell'Amministrazione Pubblica;
- D.M. 20 ottobre 2010, n. 203, per il Comitato di sicurezza finanziaria;
- D.P.C.M. 27 giugno 2011, n. 143, per la Presidenza del Consiglio dei Ministri.

---

**Art. 25** *Modalità di esercizio del diritto di accesso e ricorsi* <sup>(155)</sup>

1. Il diritto di accesso si esercita mediante esame ed estrazione di copia dei documenti amministrativi, nei modi e con i limiti indicati dalla presente legge. L'esame dei documenti è gratuito. Il rilascio di copia è subordinato soltanto al rimborso del costo di riproduzione, salve le disposizioni vigenti in materia di bollo, nonché i diritti di ricerca e di visura.

2. La richiesta di accesso ai documenti deve essere motivata. Essa deve essere rivolta all'amministrazione che ha formato il documento o che lo detiene stabilmente.

3. Il rifiuto, il differimento e la limitazione dell'accesso sono ammessi nei casi e nei limiti stabiliti dall'*articolo 24* e debbono essere motivati.

4. Decorso inutilmente trenta giorni dalla richiesta, questa si intende respinta. In caso di diniego dell'accesso, espresso o tacito, o di differimento dello stesso ai sensi dell'*articolo 24, comma 4*, il richiedente può presentare ricorso al tribunale amministrativo regionale ai sensi del comma 5, ovvero chiedere, nello stesso termine e nei confronti degli atti delle amministrazioni comunali, provinciali e regionali, al difensore civico competente per ambito territoriale, ove costituito, che sia riesaminata la suddetta determinazione. Qualora tale organo non sia stato istituito, la competenza è attribuita al difensore civico competente per l'ambito territoriale immediatamente superiore. Nei confronti degli atti delle amministrazioni centrali e periferiche dello Stato tale richiesta è inoltrata presso la Commissione per l'accesso di cui all'*articolo 27* onché presso l'amministrazione resistente. Il difensore civico o la Commissione per l'accesso si pronunciano entro trenta giorni dalla presentazione dell'istanza. Scaduto infruttuosamente tale termine, il ricorso si intende respinto. Se il difensore civico o la Commissione per l'accesso ritengono illegittimo il diniego o il differimento, ne informano il richiedente e lo comunicano all'autorità competente. Se questa non emana il provvedimento confermativo motivato entro trenta giorni dal ricevimento della comunicazione del difensore civico o della Commissione, l'accesso è consentito. Qualora il richiedente l'accesso si sia rivolto al difensore civico o alla Commissione, il termine di cui al comma 5 decorre dalla data di ricevimento, da parte del richiedente, dell'esito della sua istanza al difensore civico o alla Commissione stessa. Se l'accesso è negato o differito per motivi inerenti ai dati personali che si riferiscono a soggetti terzi, la Commissione provvede, sentito il Garante per la protezione dei dati personali, il quale si pronuncia entro il termine di dieci giorni dalla richiesta, decorso inutilmente il quale il parere si intende reso. Qualora un procedimento di cui alla sezione III del capo I del titolo I della parte III del *decreto legislativo 30 giugno 2003, n. 196*, o di cui agli *articoli 154, 157, 158, 159 e 160 del medesimo decreto legislativo n. 196 del 2003*, relativo al trattamento pubblico di dati personali da parte di una pubblica amministrazione, interessi l'accesso ai documenti amministrativi, il Garante per la protezione dei dati personali chiede il parere, obbligatorio e non vincolante, della Commissione per l'accesso ai documenti amministrativi. La richiesta di parere sospende il termine per la pronuncia del Garante sino all'acquisizione del parere, e comunque per non oltre quindici giorni. Decorso inutilmente detto termine, il Garante adotta la propria decisione. <sup>(156)</sup>

5. Le controversie relative all'accesso ai documenti amministrativi sono disciplinate dal codice del processo amministrativo. <sup>(157)</sup>

[5-bis. Nei giudizi in materia di accesso, le parti possono stare in giudizio personalmente senza l'assistenza del difensore. L'amministrazione può essere rappresentata e difesa da un proprio dipendente, purché in possesso della qualifica di dirigente, autorizzato dal rappresentante legale dell'ente. <sup>(159) (158)</sup> ]

[6. Il giudice amministrativo, sussistendone i presupposti, ordina l'esibizione dei documenti richiesti. <sup>(160) (158)</sup> ]

---

<sup>(155)</sup> Rubrica inserita dall'art. 21, comma 1, lett. ee), L. 11 febbraio 2005, n. 15.

(156) Comma sostituito dall'art. 15, comma 1, L. 24 novembre 2000, n. 340, dall'art. 17, comma 1, lett. a), L. 11 febbraio 2005, n. 15, a decorrere dalla data di entrata in vigore del regolamento di cui all'art. 23, comma 2, della medesima L. 15/2005 e, successivamente, così modificato dall'art. 8, comma 1, lett. b), L. 18 giugno 2009, n. 69.

(157) Comma modificato dall'art. 17, comma 1, lett. b), L. 11 febbraio 2005, n. 15, dall'art. 3, comma 6-decies, D.L. 14 marzo 2005, n. 35, convertito con modificazioni, dalla L. 14 maggio 2005, n. 80 e, successivamente, così sostituito dall'art. 3, comma 2, lett. c) dell'Allegato 4 al D.Lgs. 2 luglio 2010, n. 104, a decorrere dal 16 settembre 2010, ai sensi di quanto disposto dall'art. 2, comma 1 del medesimo D.Lgs. 104/2010.

(158) Comma abrogato dall'art. 4, comma 1, n. 14) dell'Allegato 4 al D.Lgs. 2 luglio 2010, n. 104, a decorrere dal 16 settembre 2010, ai sensi di quanto disposto dall'art. 2, comma 1 del medesimo D.Lgs. 104/2010.

(159) Comma inserito dall'art. 17, comma 1, lett. c), L. 11 febbraio 2005, n. 15.

(160) Comma così sostituito dall'art. 17, comma 1, lett. d), L. 11 febbraio 2005, n. 15.

---

### **Art. 26** *Obbligo di pubblicazione* <sup>(161)</sup>

[1. Fermo restando quanto previsto per le pubblicazioni nella Gazzetta Ufficiale della Repubblica italiana dalla legge 11 dicembre 1984, n. 839, e dalle relative norme di attuazione, sono pubblicati, secondo le modalità previste dai singoli ordinamenti, le direttive, i programmi, le istruzioni, le circolari e ogni atto che dispone in generale sulla organizzazione, sulle funzioni, sugli obiettivi, sui procedimenti di una pubblica amministrazione ovvero nel quale si determina l'interpretazione di norme giuridiche o si dettano disposizioni per l'applicazione di esse. <sup>(162)</sup> ]

2. Sono altresì pubblicate, nelle forme predette, le relazioni annuali della Commissione di cui all'*articolo 27* e, in generale, è data la massima pubblicità a tutte le disposizioni attuative della presente legge e a tutte le iniziative dirette a precisare ed a rendere effettivo il diritto di accesso.

3. Con la pubblicazione di cui al comma 1, ove essa sia integrale, la libertà di accesso ai documenti indicati nel predetto comma 1 s'intende realizzata.

(161) *Rubrica inserita dall'art. 21, comma 1, lett. ff), L. 11 febbraio 2005, n. 15.*

(162) *Comma abrogato dall'art. 53, comma 1, lett. a), D.Lgs. 14 marzo 2013, n. 33.*

---

### **Art. 27** *Commissione per l'accesso ai documenti amministrativi* <sup>(163)</sup> <sup>(168)</sup> <sup>(169)</sup>

1. E' istituita presso la Presidenza del Consiglio dei Ministri la Commissione per l'accesso ai documenti amministrativi.

2. La Commissione è nominata con decreto del Presidente del Consiglio dei Ministri, sentito il Consiglio dei Ministri. Essa è presieduta dal sottosegretario di Stato alla Presidenza del Consiglio dei Ministri ed è composta da dieci membri, dei quali due senatori e due deputati, designati dai Presidenti delle rispettive Camere, quattro scelti fra il personale di cui alla *legge 2 aprile 1979, n. 97*, anche in quiescenza, su designazione dei rispettivi organi di autogoverno, e uno scelto fra i professori di ruolo in materie giuridiche. E' membro di diritto della Commissione il capo della struttura della Presidenza del Consiglio dei Ministri che costituisce il supporto organizzativo per il funzionamento della Commissione. La Commissione può avvalersi di un numero di esperti non superiore a cinque unità, nominati ai sensi dell'*articolo 29 della legge 23 agosto 1988, n. 400*. <sup>(166)</sup>

2-bis. La Commissione delibera a maggioranza dei presenti. L'assenza dei componenti per tre sedute consecutive ne determina la decadenza. <sup>(167)</sup>

3. La Commissione è rinnovata ogni tre anni. Per i membri parlamentari si procede a nuova nomina in caso di scadenza o scioglimento anticipato delle Camere nel corso del triennio.

[4. Con decreto del Presidente del Consiglio dei Ministri, di concerto con il Ministro dell'economia e delle finanze, a decorrere dall'anno 2004, sono determinati i compensi dei componenti e degli esperti di cui al comma 2, nei limiti degli ordinari stanziamenti di bilancio della Presidenza del Consiglio dei Ministri. <sup>(165)</sup> ]



5. La Commissione adotta le determinazioni previste dall'*articolo 25, comma 4*; vigila affinché sia attuato il principio di piena conoscibilità dell'attività della pubblica amministrazione con il rispetto dei limiti fissati dalla presente legge; redige una relazione annuale sulla trasparenza dell'attività della pubblica amministrazione, che comunica alle Camere e al Presidente del Consiglio dei Ministri; propone al Governo modifiche dei testi legislativi e regolamentari che siano utili a realizzare la più ampia garanzia del diritto di accesso di cui all'*articolo 22*.

6. Tutte le amministrazioni sono tenute a comunicare alla Commissione, nel termine assegnato dalla medesima, le informazioni ed i documenti da essa richiesti, ad eccezione di quelli coperti da segreto di Stato.

[7. In caso di prolungato inadempimento all'obbligo di cui al comma 1 dell'articolo 18, le misure ivi previste sono adottate dalla Commissione di cui al presente articolo. <sup>(164)</sup> ]

---

(163) Articolo sostituito dall'art. 18, comma 1, L. 11 febbraio 2005, n. 15.

(164) Comma abrogato dall'art. 1, comma 2, D.P.R. 2 agosto 2007, n. 157.

(165) Comma abrogato dall'art. 2, comma 1, D.P.R. 2 agosto 2007, n. 157.

(166) Comma così modificato dall'art. 47-bis, comma 1, lett. a), D.L. 21 giugno 2013, n. 69, convertito, con modificazioni, dalla L. 9 agosto 2013, n. 98.

(167) Comma inserito dall'art. 47-bis, comma 1, lett. b), D.L. 21 giugno 2013, n. 69, convertito, con modificazioni, dalla L. 9 agosto 2013, n. 98.

(168) Per la ricostituzione della Commissione di cui al presente articolo, vedi l'art. 47-bis, comma 2, D.L. 21 giugno 2013, n. 69, convertito, con modificazioni, dalla L. 9 agosto 2013, n. 98.

(169) Vedi, anche, l'art. 1, comma 1346, L. 27 dicembre 2006, n. 296.

---

**Art. 28** *Modifica dell'articolo 15 del testo unico di cui al decreto del Presidente della Repubblica 10 gennaio 1957, n. 3, in materia di segreto di ufficio* <sup>(170)</sup>

1. L'articolo 15 del testo unico delle disposizioni concernenti lo statuto degli impiegati civili dello Stato, approvato con decreto del Presidente della Repubblica 10 gennaio 1957, n. 3, è sostituito dal seguente:  
« Art. 15. (Segreto d'ufficio). 1. L'impiegato deve mantenere il segreto d'ufficio. Non può trasmettere a chi non ne abbia diritto informazioni riguardanti provvedimenti od operazioni amministrative, in corso o concluse, ovvero notizie di cui sia venuto a conoscenza a causa delle sue funzioni al di fuori delle ipotesi e delle modalità previste dalle norme sul diritto di accesso. Nell'ambito delle proprie attribuzioni, l'impiegato preposto ad un ufficio rilascia copie ed estratti di atti e documenti di ufficio nei casi non vietati dall'ordinamento.».

---

(170) Rubrica inserita dall'art. 21, comma 1, lett. gg), L. 11 febbraio 2005, n. 15.

---

## Capo VI

### DISPOSIZIONI FINALI

**Art. 29** *Ambito di applicazione della legge* <sup>(171)</sup>

1. Le disposizioni della presente legge si applicano alle amministrazioni statali e agli enti pubblici nazionali. Le disposizioni della presente legge si applicano, altresì, alle società con totale o prevalente capitale pubblico, limitatamente all'esercizio delle funzioni amministrative. Le disposizioni di cui agli *articoli 2-bis, 11, 15 e 25*, commi 5, 5-bis e 6, nonché quelle del capo IV-bis si applicano a tutte le amministrazioni pubbliche. <sup>(172)</sup>

2. Le regioni e gli enti locali, nell'ambito delle rispettive competenze, regolano le materie disciplinate dalla presente legge nel rispetto del sistema costituzionale e delle garanzie del cittadino nei riguardi dell'azione amministrativa, così come definite dai principi stabiliti dalla presente legge.

2-bis. Attengono ai livelli essenziali delle prestazioni di cui all' *articolo 117, secondo comma, lettera m), della Costituzione* le disposizioni della presente legge concernenti gli obblighi per la pubblica amministrazione di garantire la partecipazione dell'interessato al procedimento, di individuarne un responsabile, di concluderlo entro il termine prefissato e di assicurare l'accesso alla documentazione amministrativa, nonché quelle relative alla durata massima dei procedimenti. <sup>(173)</sup>

2-ter. Attengono altresì ai livelli essenziali delle prestazioni di cui all' *articolo 117, secondo comma, lettera m), della Costituzione* le disposizioni della presente legge concernenti la dichiarazione di inizio attività <sup>(175)</sup> e il silenzio assenso e la conferenza di servizi, salva la possibilità di individuare, con intese in sede di Conferenza unificata di cui all' *articolo 8 del decreto legislativo 28 agosto 1997, n. 281*, e successive modificazioni, casi ulteriori in cui tali disposizioni non si applicano. <sup>(174)</sup>

2-quater. Le regioni e gli enti locali, nel disciplinare i procedimenti amministrativi di loro competenza, non possono stabilire garanzie inferiori a quelle assicurate ai privati dalle disposizioni attinenti ai livelli essenziali delle prestazioni di cui ai commi 2-bis e 2-ter, ma possono prevedere livelli ulteriori di tutela <sup>(173)</sup>

2-quinquies. Le regioni a statuto speciale e le province autonome di Trento e di Bolzano adeguano la propria legislazione alle disposizioni del presente articolo, secondo i rispettivi statuti e le relative norme di attuazione. <sup>(173)</sup>

---

(171) Articolo sostituito dall'art. 19, comma 1, L. 11 febbraio 2005, n. 15.

(172) Comma così sostituito dall'art. 10, comma 1, lett. b), n. 1), L. 18 giugno 2009, n. 69.

(173) Comma aggiunto dall'art. 10, comma 1, lett. b), n. 2), L. 18 giugno 2009, n. 69.

(174) Comma aggiunto dall'art. 10, comma 1, lett. b), n. 2), L. 18 giugno 2009, n. 69 e, successivamente, così modificato dall'art. 49, comma 4, D.L. 31 maggio 2010, n. 78, convertito, con modificazioni, dalla L. 30 luglio 2010, n. 122.

(175) A norma dell'art. 49, comma 4-ter, D.L. 31 maggio 2010, n. 78, convertito, con modificazioni, dalla L. 30 luglio 2010, n. 122, le espressioni «segnalazione certificata di inizio attività» e «Scia» sostituiscono, rispettivamente, quelle di «dichiarazione di inizio attività» e «Dia», ovunque ricorrano, anche come parte di una espressione più ampia, e la disciplina di cui al comma 4-bis del citato art. 49 sostituisce direttamente, dalla data di entrata in vigore della legge di conversione del suddetto D.L. n. 78/2010, quella della dichiarazione di inizio attività recata da ogni normativa statale e regionale.

---

### **Art. 30** Atti di notorietà <sup>(176)</sup>

1. In tutti i casi in cui le leggi e i regolamenti prevedono atti di notorietà o attestazioni asseverate da testimoni altrimenti denominate, il numero dei testimoni è ridotto a due.

2. E' fatto divieto alle pubbliche amministrazioni e alle imprese esercenti servizi di pubblica necessità e di pubblica utilità di esigere atti di notorietà in luogo della dichiarazione sostitutiva dell'atto di notorietà prevista dall'*articolo 4 della legge 4 gennaio 1968, n. 15*, quando si tratti di provare qualità personali, stati o fatti che siano a diretta conoscenza dell'interessato.

---

(176) Rubrica inserita dall'art. 21, comma 1, lett. hh), L. 11 febbraio 2005, n. 15.

---

### **Art. 31** <sup>(177)</sup>

[1. Le norme sul diritto di accesso ai documenti amministrativi di cui al capo V hanno effetto dalla data di entrata in vigore dei decreti di cui all'articolo 24. ]

---

(177) Articolo abrogato dall'art. 20, comma 1, L. 11 febbraio 2005, n. 15.

**O.P.C.M. 20 marzo 2003, n. 3274 recante: "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica. (Ordinanza n. 3274)" (2).**

---

(1) Pubblicata nella Gazz. Uff. 8 maggio 2003, n. 105, S.O.

(2) Vedi, anche, l'O.P.C.M. 28 aprile 2006, n. 3519 e il comma 1-bis dell'art. 16, D.L. 4 giugno 2013, n. 63, aggiunto dalla legge di conversione 3 agosto 2013, n. 90.

---

IL PRESIDENTE

DEL CONSIGLIO DEI MINISTRI

Visto l'art. 5, comma 3, della legge 24 febbraio 1992, n. 225;

Visto il decreto-legge 7 settembre 2001, n. 343, convertito, con modificazioni, dalla legge 9 novembre 2001, n. 401;

Visto il decreto legislativo 31 marzo 1998, n. 112 e, in particolare, l'art. 93, comma 1, lettera g), concernente le funzioni mantenute allo Stato in materia di criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche ed alle norme tecniche per le costruzioni nelle medesime zone, nonché l'art. 94, comma 2, lettera a), recante l'attribuzione di funzioni alle Regioni in materia di individuazione delle zone sismiche, formazione e aggiornamento degli elenchi delle medesime zone;

Considerata la necessità, nelle more dell'espletamento degli adempimenti previsti dall'art. 93 del decreto legislativo 31 marzo 1998, n. 112, di fornire alle Regioni criteri generali attinenti alla classificazione sismica, nonché di predisporre norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche;

Visto il decreto del Sottosegretario di Stato alla Presidenza del Consiglio dei Ministri del 4 dicembre 2002, n. 4485, con il quale, in vista del soddisfacimento delle predette necessità, è stato costituito un gruppo di lavoro incaricato di predisporre tutti gli elementi indispensabili per la successiva adozione di un assetto normativo provvisorio per la classificazione, sismica del territorio nazionale e per la progettazione antisismica;

Visti gli esiti delle attività svolte dal predetto gruppo di lavoro, e ritenuto che gli stessi corrispondano alle esigenze riscontrate e possano, conseguentemente, offrire gli elementi di base per una prima e transitoria disciplina della materia, anche ai fini dei consequenziali adempimenti di competenza regionale;

Preso atto delle risultanze delle attività svolte dalla Commissione per lo studio della definizione dei criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche, istituita con decreto del Presidente del Consiglio superiore dei lavori pubblici n. 17672 del 30 luglio 2002, e ritenuto che da tali attività emerga una prospettiva di ricerca di particolare rilievo, da sviluppare e portare a completamento con il concorso di tutte le componenti istituzionali e scientifiche interessate in vista di una successiva disciplina organica della materia;

Acquisita l'intesa del Ministro delle infrastrutture e dei trasporti;

Acquisito l'avviso del Presidente della Conferenza dei presidenti delle regioni e delle province autonome di Trento e Bolzano, che si è espresso in conformità;

Su proposta del Capo del Dipartimento della protezione civile della Presidenza del Consiglio dei Ministri;

Dispone:

---

1. 1. Nelle more dell'espletamento degli adempimenti di cui all'articolo 93 del decreto legislativo 31 marzo 1998, n. 112, e ferme restando le competenze delle regioni e degli enti locali di cui all'articolo 94 del medesimo decreto legislativo, sono approvati i «Criteri per l'individuazione delle zone sismiche - individuazione, formazione e aggiornamento degli elenchi nelle medesime zone» di cui all'allegato 1, nonché le connesse «Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici», «Norme tecniche per progetto sismico dei ponti», «Norme tecniche per il progetto sismico delle opere di fondazione e sostegno dei terreni» di cui, rispettivamente, agli allegati 2, 3 e 4 della presente ordinanza, di cui entrano a far parte integrante e sostanziale.

---

2. 1. Le regioni provvedono, ai sensi dell'art. 94, comma 2, lettera a), del *decreto legislativo n. 112 del 1998*, e sulla base dei criteri generali di cui all'allegato 1, all'individuazione, formazione ed aggiornamento dell'elenco delle zone sismiche. In zona 4 è lasciata facoltà alle singole regioni di introdurre o meno l'obbligo della progettazione antisismica.

2. Per le opere i cui lavori siano già iniziati e per le opere pubbliche già appaltate o i cui progetti siano stati già approvati alla data della presente ordinanza, possono continuare ad applicarsi le norme tecniche e la classificazione sismica vigenti.

Per il completamento degli interventi di ricostruzione in corso continuano ad applicarsi le norme tecniche vigenti.

In tutti i restanti casi, fatti salvi gli edifici e le opere di cui al comma 3, la progettazione potrà essere conforme a quanto prescritto dalla nuova classificazione sismica di cui al comma 1, con la possibilità, per non oltre 18 mesi <sup>(3)</sup>, di continuare ad applicare le norme tecniche vigenti.

I documenti di cui agli allegati 1, 2, 3 e 4 potranno essere oggetto di revisione o aggiornamento, anche sulla base dei risultati della loro sperimentazione ed applicazione e con particolare riferimento agli interventi di riduzione del rischio sismico nei centri storici, con il concorso di tutte le componenti istituzionali e scientifiche interessate <sup>(4)</sup> <sup>(5)</sup>.

3. È fatto obbligo di procedere a verifica, da effettuarsi a cura dei rispettivi proprietari, ai sensi delle norme di cui ai suddetti allegati, sia degli edifici di interesse strategico e delle opere infrastrutturali la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile, sia degli edifici e delle opere infrastrutturali che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso. Le verifiche di cui al presente comma dovranno essere effettuate entro cinque anni dalla data della presente ordinanza e riguardare in via prioritaria edifici ed opere ubicate nelle zone sismiche 1 e 2, secondo quanto definito nell'allegato 1 <sup>(6)</sup>.

4. In relazione a quanto previsto al comma 3, entro sei mesi dalla data della presente ordinanza il Dipartimento della protezione civile e le regioni provvedono, rispettivamente per quanto di competenza statale e regionale, ad elaborare, sulla base delle risorse finanziarie disponibili, il programma temporale delle verifiche, ad individuare le tipologie degli edifici e delle opere che presentano le caratteristiche di cui al comma 3 ed a fornire ai soggetti competenti le necessarie indicazioni per le relative verifiche tecniche, che dovranno stabilire il livello di adeguatezza di ciascuno di essi rispetto a quanto previsto dalle norme <sup>(7)</sup>.

5. Nel caso di opere progettate secondo le norme vigenti successivamente al 1984 e relative, rispettivamente, alla prima categoria per quelle situate in zona 1, alla seconda categoria per quelle in zona 2 ed alla terza categoria per quelle in zona 3, non è prescritta l'esecuzione di una nuova verifica di adeguatezza alla norma.

6. La necessità di adeguamento sismico degli edifici e delle opere di cui sopra sarà tenuta in considerazione dalle Amministrazioni pubbliche nella redazione dei piani triennali ed annuali di cui all'*art. 14 della legge 11 febbraio 1994, n. 109*, e successive modifiche ed integrazioni, nonché ai fini della predisposizione del piano straordinario di messa in sicurezza antisismica di cui all'*art. 80, comma 21, della legge 27 dicembre 2002, n. 289*.

---

(3) *Periodo prorogato di sei mesi dall'art. 6, O.P.C.M. 5 novembre 2004, n. 3379 (Gazz. Uff. 16 novembre 2004, n. 269), ferma restando la possibilità di continuare ad applicare le normative tecniche allegate alla presente ordinanza. Per l'ulteriore proroga del termine vedi l'art. 2, O.P.C.M. 3 maggio 2005, n. 3431. Da ultimo il termine è stato ulteriormente prorogato di due mesi dall'art. 6, O.P.C.M. 1° agosto 2005, n. 3452 (Gazz. Uff. 5 agosto 2005, n. 181) - modificata dall'art. 4, O.P.C.M. 30 giugno 2006, n. 3529 (Gazz. Uff. 11 luglio 2006, n. 159), a sua volta modificata dall'art. 16, O.P.C.M. 17 giugno 2009, n. 3783 - e fino al 23 ottobre 2005 dall'art. 1, O.P.C.M. 13 ottobre 2005, n. 3467 (Gazz. Uff. 20 ottobre 2005, n. 245).*

(4) *Il presente comma era stato corretto con Comunicato 9 luglio 2003 (Gazz. Uff. 9 luglio 2003, n. 157), successivamente annullato dal Comunicato 12 luglio 2003 (Gazz. Uff. 12 luglio 2003, n. 160).*

(5) *In attuazione di quanto disposto dal presente comma vedi il Decr. 21 ottobre 2003 e la Det. 29 marzo 2007, n. 3/2007. Vedi, anche, il comma 7 dell'art. 6, O.P.C.M. 23 gennaio 2004, n. 3333 (Gazz. Uff. 2 febbraio 2004, n. 26).*

(6) *In attuazione di quanto disposto dal presente comma vedi il Decr. 21 ottobre 2003. Vedi, anche, l'art. 20, D.L. 31 dicembre 2007, n. 248, come sostituito dalla relativa legge di conversione.*

(7) *In attuazione di quanto disposto dal presente comma vedi il Decr. 21 ottobre 2003.*

---

3. 1. Il Dipartimento della protezione civile, d'intesa con le regioni e coinvolgendo gli ordini professionali interessati, promuove e realizza, avvalendosi anche delle strutture scientifiche di cui all'art. 4, programmi di formazione e di diffusione delle conoscenze volti ad assicurare un'efficace applicazione delle disposizioni della presente ordinanza.

2. Per le verifiche di cui all'art. 2, comma 3, potranno utilizzarsi le risorse provenienti dalle disposizioni di cui all'art. 80, comma 21, della legge n. 289 del 2002, in quanto applicabili.

3. Per le medesime finalità di cui al comma 2, il Dipartimento della protezione civile provvederà ad individuare, sentite le regioni, ulteriori fonti di finanziamento da rendere disponibili per lo scopo.

4. 1. Al fine di assicurare la più agevole ed uniforme applicazione delle disposizioni di cui alla presente ordinanza, il Dipartimento della protezione civile è autorizzato a promuovere la costituzione di un centro di formazione e ricerca nel campo dell'ingegneria sismica e di una rete dei laboratori universitari operanti nel medesimo settore.

### **Criteri per l'individuazione delle zone sismiche - individuazione, formazione e aggiornamento degli elenchi nelle medesime zone**

#### **1. OGGETTO**

Le presenti norme definiscono i criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche, ai sensi dell'art. 93, lg) del D.L. n. 112/1998, ai fini della formazione e dell'aggiornamento degli elenchi nelle medesime zone da parte delle Regioni, ai sensi dell'art. 94, 2a) del medesimo decreto.

Le zone fanno esplicito riferimento a quelle indicate nelle «Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici» nelle «Norme tecniche per il progetto sismico dei ponti» e nelle «Norme tecniche per il progetto sismico di opere di fondazione e di sostegno dei terreni» emanate contestualmente.

#### **2. CRITERI**

a) Le «Norme tecniche» indicano 4 valori di accelerazioni orizzontali ( $a_g/g$ ) di ancoraggio dello spettro di risposta elastico e le norme progettuali e costruttive da applicare; pertanto, il numero delle zone è fissato in 4.

b) Ciascuna zona sarà individuata secondo valori di accelerazione di picco orizzontale del suolo ( $a_g$ ), con probabilità di superamento del 10% in 50 anni, secondo lo schema seguente:

zona	accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni [ $a_g/g$ ]	accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico (Norme Tecniche) [ $a_g/g$ ]
1	> 0,25	0,35
2	0,15-0,25	0,25
3	0,05-0,15	0,15
4	<0,05	0,05

c) Le valutazioni di  $a_g$  dovranno essere effettuate utilizzando: i) metodologie recenti e accettate a livello internazionale; ii) dati di base aggiornati (con particolare riferimento ai dati sulle sorgenti sismogenetiche, ai cataloghi dei terremoti, alle leggi di attenuazione del moto del suolo, ecc.); iii) procedure di elaborazione trasparenti e riproducibili, che evidenzino le assunzioni effettuate e le relative ragioni.

d) Le valutazioni di  $a_g$  dovranno essere rappresentate in termini di curve di livello con passo 0,025 g calcolate su di un numero sufficiente di punti (griglia non inferiore a 0.05°). Sulla base di tali valutazioni l'assegnazione di un territorio ad una delle zone di cui al punto b) potrà avvenire con tolleranza 0,025 g.

e) L'insieme dei codici di calcolo e dei dati utilizzati dovrà essere reso pubblico in modo che sia possibile la riproduzione dell'intero processo. Le elaborazioni dovranno essere sottoposte a verifica secondo le procedure di revisione in uso nel sistema scientifico internazionale.

f) Qualora siano disponibili differenti mappe di  $a_g$ , prodotte nel rispetto dei criteri enunciati ai punti precedenti, queste dovranno essere messe a confronto e sottoposte a giudizio di esperti non coinvolti nella loro formulazione.

g) Le valutazioni di  $a_g$  andranno aggiornate periodicamente, in relazione allo sviluppo delle metodologie di stima della pericolosità sismica e dei dati utilizzati dalle medesime.

h) Devono essere evitate situazioni di forte disomogeneità nelle zone sismiche ai confini tra regioni diverse. A tal fine, l'individuazione delle medesime dovrà tenere conto di un elaborato di riferimento compilato in modo omogeneo a scala nazionale, secondo i criteri esposti più sopra. A partire da questo elaborato di riferimento, la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle zone sismiche dovrà prevedere:

1. La discretizzazione del medesimo con riferimento ai confini dei comuni. Questa operazione richiederà, ad esempio, di inserire in una zona o in un'altra i comuni attraversati da curve di livello di  $a_g$ , e di gestire la tolleranza di cui al punto d). È opportuno a questo proposito che il passaggio fra zone sismiche territorialmente contigue avvenga sempre in maniera graduale, sia all'interno di ciascuna regione che al confine fra regioni diverse.

2. L'eventuale definizione di sottozona, nell'ambito dello stesso comune, differenziate anche in relazione alle caratteristiche geolitologiche e geomorfologiche di dettaglio.

### 3. PRIMA APPLICAZIONE

i) In prima applicazione, sino alle deliberazioni delle Regioni, le zone sismiche sono individuate sulla base del documento «Proposta di riclassificazione sismica del territorio nazionale», elaborato dal Gruppo di Lavoro costituito sulla base della risoluzione della Commissione Nazionale di Previsione e Prevenzione dei Grandi Rischi nella seduta del 23 aprile 1997, con le seguenti precisazioni:

1. La classificazione di ciascun comune secondo il documento citato è riportata in allegato A, unitamente alla classificazione precedente ed alla zona di appartenenza secondo la mappa di cui al presente documento.

2. I comuni ivi indicati come «non classificati» devono essere intesi come appartenenti alla zona 4.

3. I comuni ivi indicati come appartenenti rispettivamente alla I, II e III categoria devono essere intesi come rispettivamente appartenenti alle zone 1, 2 e 3.

4. Laddove il documento citato preveda per un comune già classificato il passaggio da una categoria a rischio più elevato ad una a rischio meno elevato, verrà mantenuta la categoria, e conseguentemente la zona, con rischio più elevato.

l) Sino all'avvenuta predisposizione del documento di cui al punto h), le Regioni possono utilizzare come elaborato di riferimento la mappa di cui al punto precedente. La tolleranza di cui al punto d) è in tal caso da considerarsi corrispondente a variazioni non superiori ad un livello di zona.

### 4. AGGIORNAMENTI

m) Entro un anno sarà predisposta una nuova mappa di riferimento a scala nazionale, che soddisfi integralmente i criteri esposti al punto 2, con le finalità di cui al punto h).

n) Successivi aggiornamenti delle mappe di  $a_g$  dovranno avere luogo ogniqualvolta lo sviluppo delle conoscenze lo suggerisca <sup>(8)</sup>.

---

(8) Lettera così modificata dal comma 1 dell'art. 4, O.P.C.M. 7 aprile 2011, n. 3932.

(...)

**MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI****CIRCOLARE 2 febbraio 2009 , n. 617**

**Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.**

**(GU n. 47 del 26-2-2009 - Suppl. Ordinario n.27)**

IL MINISTRO DELLE INFRASTRUTTURE  
E DEI TRASPORTI

Con decreto ministeriale 14 gennaio 2008, pubblicato nella Gazzetta Ufficiale del 4 febbraio 2008, n. 29, sono state approvate le «Nuove norme tecniche per le costruzioni», testo normativo che raccoglie in forma unitaria le norme che disciplinano la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle costruzioni al fine di garantire, per stabiliti livelli di sicurezza, la pubblica incolumita'.

Tali norme rappresentano la piu' avanzata espressione normativa a tutela della pubblica incolumita' nel settore delle costruzioni, secondo un'impostazione coerente con gli eurocodici e con contenuti all'avanguardia, riguardo alla puntuale valutazione della pericolosita' sismica del territorio nazionale e quindi alle esigenze di una moderna progettazione sismoresistente delle opere di ingegneria civile da realizzare o ristrutturare in Italia; impostazione condivisa dal mondo accademico, professionale e produttivo-imprenditoriale.

In considerazione del carattere innovativo di dette norme, si e' ritenuto opportuno emanare la presente circolare esplicativa che ha cercato di privilegiare, con una trattazione maggiormente diffusa, gli argomenti piu' innovativi e per certi versi piu' complessi trattati dalle Nuove norme tecniche.

Il testo, pur essendo articolato e corposo, non travalica i compiti e i limiti propri di una circolare e, quindi, non modifica argomenti trattati dalle Nuove norme tecniche, ne' aggiunge nuovi argomenti, se non per informazioni, chiarimenti ed istruzioni applicative.

Con le presenti istruzioni si e' inteso fornire agli operatori indicazioni, elementi informativi ed integrazioni, per una piu' agevole ed univoca applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni.

La presente circolare e' stata sottoposta al parere dell'Assemblea generale del Consiglio superiore dei lavori pubblici che si e' espressa favorevolmente in data 11 aprile 2008 con voto n. 305/07.

Roma, 2 febbraio 2009

Il Ministro: Matteoli

ALLEGATO

## SOMMARIO

### INTRODUZIONE

### C2. SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE

C2.4.1 VITA NOMINALE

C2.4.2 CLASSI D'USO

C2.4.3 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

C2.6.1 STATI LIMITE ULTIMI

### C2.7 VERIFICHE ALLE TENSIONI AMMISSIBILI

### C3. AZIONI SULLE COSTRUZIONI

#### C3.1 OPERE CIVILI ED INDUSTRIALI

C3.1.3 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

C3.1.4 CARICHI VARIABILI

#### C3.2 AZIONE SISMICA

C3.2.1 STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO

C3.2.2 CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

C3.2.3 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

*C3.2.3.2.2 Spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale*

C3.2.3.6 Impiego di accelerogrammi

#### C3.3 AZIONI DEL VENTO

C3.3.2 VELOCITÀ DI RIFERIMENTO

C3.3.10 COEFFICIENTE DI FORMA (O AERODINAMICO)

C3.3.10.1 Edifici a pianta rettangolare con coperture piane, a falde, inclinate, curve

C3.3.10.2 Coperture multiple

*C3.3.10.2.1 Vento diretto normalmente alle linee di colmo*

*C3.3.10.2.2 Vento diretto parallelamente alle linee di colmo*

C3.3.10.3 Tettoie e pensiline isolate

*C3.3.10.3.1 Elementi con spioventi aventi inclinazione sull'orizzontale  $\alpha \neq 0^\circ$*

*C3.3.10.3.2 Elementi con spioventi aventi inclinazione sull'orizzontale  $\alpha = 0^\circ$*

C3.3.10.4 Travi ad anima piena e reticolari

*C3.3.10.4.1 Travi isolate.*

*C3.3.10.4.2 Travi multiple.*

C3.3.10.5 Torri e pali a traliccio a sezione rettangolare o quadrata.

C3.3.10.6 Corpi cilindrici

C3.3.10.7 Corpi sferici

C3.3.10.8 Pressioni massime locali

C3.3.11 COEFFICIENTE DI ATTRITO

#### C3.4 AZIONI DELLA NEVE

C3.4.5 CARICO NEVE SULLE COPERTURE

C3.4.5.1 Coefficiente di forma per le coperture

C3.4.5.4 Coperture a più falde

C3.4.5.5 Coperture cilindriche

C3.4.5.6. Coperture adiacenti o vicine a costruzioni più alte



**C.3.4.5.7 Effetti locali***C3.4.5.7.1 Accumuli in corrispondenza di sporgenze**C3.4.5.7.2 Neve aggettante dal bordo di una copertura**C3.4.5.7.3 Carichi della neve su barriere paraneve ed altri ostacoli***C3.6 AZIONI ECCEZIONALI****C3.6.1.2 Richieste di prestazione****C3.6.1.4 Criteri di progettazione***C3.6.1.5.3. Analisi del comportamento meccanico**C3.6.1.5.4 Verifica di sicurezza***C4. COSTRUZIONI CIVILI E INDUSTRIALI****C4.1 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO****C4.1.1 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA E METODI DI ANALISI****C4.1.1.1 Analisi elastica lineare***C4.1.1.1.1 Ridistribuzione nelle travi continue**C4.1.1.1.2 Ridistribuzione nelle travi continue dei telai***C4.1.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE****C4.1.2.1 Verifiche agli stati limite ultimi***C4.1.2.1.1.4 Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo**C4.1.2.1.2 Resistenza a sforzo normale e flessione (elementi monodimensionali)**C4.1.2.1.2.4 Analisi della sezione**C4.1.2.1.5 Resistenza di elementi tozzi, nelle zone diffusive e nei nodi***C4.1.2.2 Verifica agli stati limite di esercizio***C4.1.2.2.2 Verifica di deformabilità**C4.1.2.2.4 Verifica di fessurazione**C4.1.2.2.4.6 Verifica allo stato limite di fessurazione**C4.1.2.2.5 Verifica delle tensioni di esercizio***C4.1.6 DETTAGLI COSTRUTTIVI****C4.1.6.1 Elementi monodimensionali:Travi e pilastri***C4.1.6.1.3 Copriferro e interferro**C4.1.6.1.4 Ancoraggio delle barre e loro giunzioni***C4.1.9 NORME ULTERIORI PER I SOLAI****C4.1.9.1 Solai misti di c.a. e c.a.p. e blocchi forati in laterizio***C4.1.9.1.1 Regole generali e caratteristiche minime dei blocchi**C4.1.9.1.2 Limiti dimensionali**C4.1.9.1.3 Caratteristiche fisico-meccaniche***C4.1.12 CALCESTRUZZO DI AGGREGATI LEGGERI****C4.1.12.1 Norme di calcolo****C4.1.12.1.1 Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo***C4.1.12.1.1.1 Resistenza a trazione**C4.1.12.1.1.2 Modulo di elasticità***C4.1.12.1.2 Verifiche agli stati limite ultimi***C4.1.12.1.2.1 Resistenza a sforzo normale e flessione (elementi monodimensionali)**C4.1.12.1.2.2 Resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti**C4.1.12.1.2.2.1 Elementi senza armature trasversali resistenti al taglio**C4.1.12.1.2.2.2 Elementi con armature trasversali resistenti al taglio**C4.1.12.1.2.3 Resistenza nei confronti di sollecitazioni torcenti***C4.1.12.1.3 Verifiche agli stati limite di esercizio**

*C4.1.12.1.3.1 Verifiche di deformabilità*

**C4.1.12.1.4 Dettagli costruttivi**

*C4.1.12.1.4.1 Diametro massimo delle barre e dei trefoli*

*C4.1.12.1.4.2 Raggio di curvatura delle barre*

*C4.1.12.1.4.3 Ancoraggio delle barre e sovrapposizioni*

**C4.2 COSTRUZIONI DI ACCIAIO**

**C4.2.1 MATERIALI**

**C4.2.2 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA**

**C4.2.3 ANALISI STRUTTURALE**

**C4.2.3.1 Classificazione delle sezioni**

**C4.2.3.3 Metodi di analisi globale**

**C4.2.3.4 Effetti delle deformazioni**

**C4.2.3.5 Effetti delle imperfezioni**

**C4.2.3.6 Analisi di stabilità di strutture intelaiate**

**C4.2.3.7 Lunghezza stabile della zona di cerniera di plastica**

**C4.2.4 VERIFICHE**

**C4.2.4.1.3 Stabilità delle membrature**

*C4.2.4.1.3.1 Stabilità di aste composte composte*

C4.2.4.1.3.1.1 Calcolo della forza normale di progetto agente in un corrente

C4.2.4.1.3.1.2 Calcolo della forza di taglio agente negli elementi di collegamento

C4.2.4.1.3.1.3 Verifiche di aste composte tralicciate

C4.2.4.1.3.1.4 Verifiche di aste composte calastrellate

C4.2.4.1.3.1.5 Sezioni composte da elementi ravvicinati collegati con calastrelli o imbottiture

*C4.2.4.1.3.2 Stabilità delle membrature inflesse*

*C4.2.4.1.3.3 Membrature inflesse e composte*

C4.2.4.1.3.3.1 Metodo A

C4.2.4.1.3.3.2 Metodo B

C4.2.4.1.3.3.3 Metodo generale per la verifica ad instabilità laterale e flesso-torsionale

*C4.2.4.1.3.4 Stabilità dei pannelli*

C4.2.4.1.3.4.1 Stabilità dei pannelli soggetti a taglio

C4.2.4.1.3.4.2 Stabilità dei pannelli soggetti a compressione

C4.2.4.1.3.4.3 Larghezza collaborante

C4.2.4.1.3.4.4 Pannelli con irrigiditori longitudinali

C4.2.4.1.3.4.5 Instabilità di colonna

C4.2.4.1.3.4.6 Instabilità di piastra

C4.2.4.1.3.4.7 Requisiti minimi per gli irrigiditori trasversali

C4.2.4.1.3.4.8 Verifiche semplificate

C4.2.4.1.3.4.9 Requisiti minimi per gli irrigiditori longitudinali

**C4.2.4.1.4 Stato limite di fatica**

*C4.2.4.1.4.1 Spettri di carico*

*C4.2.4.1.4.2 Spettri di tensione e metodi di conteggio*

*C4.2.4.1.4.3 Coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_{Mf}$*

*C4.2.4.1.4.4 Curve S-N*

*C4.2.4.1.4.5 Curva S-N per connettori a piolo*

*C4.2.4.1.4.6 Metodi di verifica*

C4.2.4.1.4.6.1 Verifica a vita illimitata

C4.2.4.1.4.6.2 Verifica a danneggiamento

C4.2.4.1.4.6.3 Metodo dei coefficienti  $\lambda$

C4.2.4.1.4.6.4 Verifica sotto carico combinato

C4.2.4.1.4.7 *Influenza dello spessore*

#### **C4.2.8 UNIONI**

##### **C4.2.8.1.1 Unioni con bulloni e chiodi**

C4.2.8.1.1.1 *Bulloni ad alta resistenza precaricati per giunzioni ad attrito*

##### **C4.2.12.1 Materiali**

##### **C4.2.12.2 Effetto della formatura a freddo sulla resistenza dell'acciaio**

C4.2.12.2.1 *Valori limite dei rapporti larghezza - spessore*

C4.2.12.2.2 *Inflessione trasversale delle ali*

C4.2.12.2.3 *Classificazione delle sezioni, instabilità locale e distorsione delle sezioni trasversali*

##### **C4.2.12.2.4 Verifiche di resistenza**

C4.2.12.2.4.1 *Verifiche di resistenza a trazione*

C4.2.12.2.4.2 *Verifiche di resistenza a compressione*

C4.2.12.2.4.3 *Verifiche di resistenza a flessione*

C4.2.12.2.4.4 *Verifiche di resistenza a presso-tenso flessione*

C4.2.12.2.4.5 *Verifiche di resistenza a taglio*

##### **C4.2.12.2.5 Verifiche di stabilità**

C4.2.12.2.5.1 *Verifiche di stabilità di aste compresse*

C4.2.12.2.5.2 *Verifiche di stabilità di aste inflesse*

C4.2.12.2.5.3 *Verifiche di stabilità di aste presso-inflesse*

##### **C4.2.12.2.6 Unioni**

C4.2.12.2.6.1 *Chiodi ciechi*

C4.2.12.2.6.1.1 *Chiodi ciechi soggetti a taglio*

C4.2.12.2.6.2 *Viti autofilettanti e automaschianti*

C4.2.12.2.6.2.1 *Viti autofilettanti o automaschianti soggette a taglio*

C4.2.12.2.6.2.2 *Viti autofilettanti o automaschianti soggette a trazione*

C4.2.12.2.6.3 *Chiodi sparati*

C4.2.12.2.6.3.1 *Chiodi sparati soggetti a taglio*

C4.2.12.2.6.4 *Bulloni (per impiego con spessori minori di 4 mm)*

C4.2.12.2.6.4.1 *Bulloni soggetti a taglio*

C4.2.12.2.6.4.2 *Bulloni soggetti a trazione*

C4.2.12.2.6.5 *Cordoni d'angolo (per impiego con spessori minori di 4 mm)*

C4.2.12.2.6.6 *Saldature per punti (a resistenza o per fusione)*

C4.2.12.2.6.6.1 *Saldature per punti soggette a taglio*

C4.2.12.2.6.7 *Bottoni di saldatura*

C4.2.12.2.6.7.1 *Bottoni di saldatura soggetti a taglio*

#### **C4.3 COSTRUZIONI COMPOSTE DI ACCIAIO-CALCESTRUZZO**

##### **C4.3.1 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA**

##### **C4.3.2 ANALISI STRUTTURALE**

##### **C4.3.2.1 Classificazione delle sezioni**

##### **C4.3.3 RESISTENZE DI CALCOLO**

##### **C4.3.4 TRAVI CON SOLETTA COLLABORANTE**

##### **C4.3.4.2 Resistenza delle sezioni**

##### **C4.3.4.3 Sistemi di connessione acciaio-calcestruzzo**

##### **C4.3.4.3.1 Connessioni a taglio con pioli**

C4.3.4.3.1.1 *Disposizioni e limitazioni*

C4.3.4.3.1.2 *Resistenza dei connettori a sollecitazioni combinate*

##### **C4.3.4.3.3 Valutazione delle sollecitazioni di taglio agenti sul sistema di connessione**

*C4.3.4.3.5 Armatura trasversale (delle travi composte)*

C4.3.4.4 Instabilità flessione-torsionale delle travi composte.

**C4.3.5 COLONNE COMPOSTE**

C4.3.5.3 Resistenza delle sezioni

*C4.3.5.3.1 Resistenza a compressione della sezione della colonna composta*

C4.3.5.4 Stabilità delle membrature

*C4.3.5.4.3 Colonne pressoinflesse*

*C4.3.5.4.4 Effetti dei fenomeni a lungo termine*

**C4.3.6 SOLETTE COMPOSTE CON LAMIERA GRECATA**

C4.3.6.2 Verifiche di resistenza allo stato limite ultimo (solette composte)

## **C4.4 COSTRUZIONI DI LEGNO**

C4.4.1 LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

C4.4.2 ANALISI STRUTTURALE

C4.4.3 AZIONI E LORO COMBINAZIONI

C4.4.4 CLASSI DI DURATA DEL CARICO

C4.4.5 CLASSI DI SERVIZIO

C4.4.6 RESISTENZA DI CALCOLO

C4.4.7 STATI LIMITE DI ESERCIZIO

C4.4.8 STATI LIMITE ULTIMI

C4.4.8.1 Verifiche di resistenza

C4.4.8.2 Verifiche di stabilità

C4.4.9 COLLEGAMENTI

C4.4.10 ELEMENTI STRUTTURALI

C4.4.11 SISTEMI STRUTTURALI

C4.4.12 ROBUSTEZZA

C4.4.13 DURABILITÀ

C4.4.14 RESISTENZA AL FUOCO

C4.4.15 REGOLE PER L'ESECUZIONE

C4.4.16 CONTROLLI E PROVE DI CARICO

C4.4.16.1 Controlli in fase di costruzione

C4.4.16.2 Controlli sulla struttura completa

C4.4.16.3 Controlli della struttura in esercizio

## **C4.5 COSTRUZIONI DI MURATURA**

C4.5.6 VERIFICHE

C4.5.6.2 Verifiche agli stati limite ultimi

C4.5.6.4 Verifiche alle tensioni ammissibili

## **C5. PONTI**

### **C5.1 PONTI STRADALI**

C5.1.2.4 Compatibilità idraulica

**C5.1.3 AZIONI SUI PONTI STRADALI**

C5.1.3.3 Azioni variabili da traffico

*C5.1.3.3.5 Definizione delle corsie*

*C5.1.3.3.6 Schemi di carico*

*C5.1.3.3.7 Disposizioni dei carichi mobili per realizzare le condizioni di carico più gravose*

*C5.1.3.3.7.1 Carichi verticali da traffico su rilevati e su terrapieni adiacenti al ponte*

*C5.1.3.3.7.2 Carichi orizzontali da traffico su rilevati e su terrapieni adiacenti al ponte*

**C5.1.4 VERIFICHE DI SICUREZZA**

- C5.1.4.3 Verifiche allo stato limite di fatica
- C5.1.4.9 Ponti di 3<sup>a</sup> categoria
  - C5.1.4.9.1 *Modelli dinamici per ponti di 3a categoria*

## **C5.2 PONTI FERROVIARI**

- C5.2.1.2 Compatibilità idraulica
- C5.2.2 AZIONI SULLE OPERE
  - C5.2.2.3 Azioni variabili da traffico
  - C5.2.2.6 Effetti di interazione statica treno-binario-struttura
- C5.2.3 PARTICOLARI PRESCRIZIONI PER LE VERIFICHE
  - C5.2.3.3 Verifiche agli SLU e SLE
    - C5.2.3.3.1 *Requisiti concernenti gli SLU*

## **C6. PROGETTAZIONE GEOTECNICA**

### **C6.2 ARTICOLAZIONE DEL PROGETTO**

- C6.2.1 CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO
- C6.2.2 INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA
  - C6.2.2.5 Relazione geotecnica
- C6.2.3 VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI
  - C6.2.3.1 Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)
  - C6.2.3.3 Verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE)

### **C6.3 STABILITÀ DEI PENDII NATURALI**

- C6.3.2 MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL PENDIO
- C6.3.3 MODELLAZIONE GEOTECNICA DEL PENDIO
- C6.3.4 VERIFICHE DI SICUREZZA
- C6.3.5 INTERVENTI DI STABILIZZAZIONE

### **C6.4 OPERE DI FONDAZIONE**

- C6.4.1 CRITERI GENERALI DI PROGETTO
- C6.4.2 FONDAZIONI SUPERFICIALI
  - C6.4.2.1 Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)
  - C6.4.2.2 Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE)
- C6.4.3 FONDAZIONI SU PALI
  - C6.4.3.1 Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)
  - C6.4.3.7 Prove di carico

### **C6.5 OPERE DI SOSTEGNO**

- C6.5.3. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE
  - C6.5.3.1 Verifiche di sicurezza (SLU)
    - C6.5.3.1.1 *Muri di sostegno*
    - C6.5.3.1.2 *Paratie*
  - C6.5.3.2 Verifiche di esercizio (SLE)

### **C6.6 TIRANTI DI ANCORAGGIO**

- C6.6.2 VERIFICHE DI SICUREZZA (SLU)

### **C6.7 OPERE IN SOTTERRANEO**

- C6.7.4 CRITERI DI PROGETTO
  - C6.7.4.1 Metodi di scavo
  - C6.7.4.2 Verifica del rivestimento

**C6.7.6 CONTROLLO E MONITORAGGIO****C6.8 OPERE DI MATERIALI SCIOLTI E FRONTI DI SCAVO****C6.8.1 CRITERI GENERALI DI PROGETTO****C6.8.1.1 Rilevati e rinterrati****C6.8.1.2 Drenaggi e filtri****C6.8.6 FRONTI DI SCAVO****C6.8.6.1 Indagini geotecniche e caratterizzazione geotecnica****C6.8.6.2 Criteri generali di progetto e verifiche di sicurezza****C6.11 DISCARICHE CONTROLLATE DI RIFIUTI E DEPOSITI DI INERTI****C6.12 FATTIBILITÀ DI OPERE SU GRANDI AREE****C6.12.1. INDAGINI SPECIFICHE****C6.12.2 VERIFICHE DI FATTIBILITÀ****C6.12.2.1 Emungimento da falde idriche****C7. PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE****C7.1 REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE****C7.2 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE****C7.2.1 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE****C7.2.2 CARATTERISTICHE GENERALI DELLE COSTRUZIONI****C7.2.3 CRITERI DI PROGETTAZIONE DI ELEMENTI STRUTTURALI "SECONDARI" ED ELEMENTI NON STRUTTURALI****C7.2.4 CRITERI DI PROGETTAZIONE DEGLI IMPIANTI****C7.2.6 CRITERI DI MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E AZIONE SISMICA****C7.3 METODI DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA****C7.3.3 ANALISI LINEARE DINAMICA O STATICA****C7.3.3.1 Analisi lineare dinamica****C7.3.3.2 Analisi lineare statica****C7.3.4 ANALISI NON LINEARE STATICA O DINAMICA****C7.3.4.1 Analisi non lineare statica****C7.3.4.2 Analisi non lineare dinamica****C7.3.5 RISPOSTA ALLE DIVERSE COMPONENTI DELL'AZIONE SISMICA ED ALLA VARIABILITÀ SPAZIALE DEL MOTO****C7.3.6 CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI****C7.3.6.3 Verifiche degli elementi non strutturali e degli impianti****C7.3.7 CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO****C7.4 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO****C7.4.4 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI****C7.4.5 COSTRUZIONI CON STRUTTURA PREFABBRICATA****7.4.5.1 Tipologie strutturali e fattori di struttura****C7.4.5.1.1 Strutture a telaio****C7.4.5.1.2 Strutture a pilastri isostatici****C7.4.6 DETTAGLI COSTRUTTIVI****C7.4.6.2 Limitazioni geometriche****C7.4.6.1.2 Pilastri****C7.5 COSTRUZIONI D'ACCIAIO****C7.5.2 TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI STRUTTURA**

- C7.5.2.1 Tipologie strutturali
- C7.5.3 REGOLE DI PROGETTO GENERALI PER ELEMENTI STRUTTURALI DISSIPATIVI**
  - C7.5.3.3 Collegamenti in zone dissipative
- C7.5.4 REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE INTELAIATE**
  - C7.5.4.5 Pannelli nodali
- C7.5.5 REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE CON CONTROVENTI CONCENTRICI**
- C7.5.6 REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURA CON CONTROVENTI ECCENTRICI**
- C7.6 COSTRUZIONI COMPOSTE DI ACCIAIO-CALCESTRUZZO**
  - C7.6.4 CRITERI DI PROGETTO E DETTAGLI PER STRUTTURE DISSIPATIVE**
    - C7.6.4.3 Collegamenti composti nelle zone dissipative
      - C7.6.4.3.1 *Modelli resistenti per la soletta soggetta a compressione*
      - C7.6.4.3.2 *Resistenza dei pannelli d'anima delle colonne composte*
  - C7.6.6 REGOLE SPECIFICHE PER STRUTTURE INTELAIATE**
  - C7.6.7 CONTROVENTI CONCENTRICI**
  - C7.6.8 CONTROVENTI ECCENTRICI**
- C7.8 COSTRUZIONI DI MURATURA**
  - C7.8.1 REGOLE GENERALI**
    - C7.8.1.1 Premessa
    - C7.8.1.5 Metodi di analisi
      - C7.8.1.5.1 *Generalità*
      - C7.8.1.5.4 *Analisi statica non lineare*
  - C7.8.4 STRUTTURE MISTE CON PARETI IN MURATURA ORDINARIA O ARMATA**
- C7.10 COSTRUZIONI E PONTI CON ISOLAMENTO E/O DISSIPAZIONE**
  - C7.10.1 SCOPO**
  - C7.10.2 REQUISITI GENERALI E CRITERI PER IL LORO SODDISFACIMENTO**
  - C7.10.3 CARATTERISTICHE E CRITERI DI ACCETTAZIONE DEI DISPOSITIVI**
  - C7.10.4 INDICAZIONI PROGETTUALI**
    - C7.10.4.1 Indicazioni riguardanti i dispositivi
    - C7.10.4.2 Controllo di movimenti indesiderati
    - C7.10.4.3 Controllo degli spostamenti sismici differenziali del terreno
    - C7.10.4.4 Controllo degli spostamenti relativi al terreno ed alle costruzioni circostanti
  - C7.10.5 MODELLAZIONE E ANALISI STRUTTURALE**
    - C7.10.5.1 Proprietà del sistema di isolamento
    - C7.10.5.2 Modellazione
    - C7.10.5.3 Analisi
      - C7.10.5.3.1 *Analisi lineare statica*
      - C7.10.5.3.2 *Analisi lineare dinamica*
  - C7.10.6 VERIFICHE**
    - C7.10.6.1 Verifiche agli stati limite di esercizio
    - C7.10.6.2 Verifiche agli stati limite ultimi
      - C7.10.6.2.1 *Verifiche allo SLV*
      - C7.10.6.2.2 *Verifiche allo SLC*
  - C7.10.7 ASPETTI COSTRUTTIVI, MANUTENZIONE, SOSTITUIBILITÀ**
  - C7.10.8 ACCORGIMENTI SPECIFICI IN FASE DI COLLAUDO**
- C7.11 OPERE E SISTEMI GEOTECNICI**

**C7.11.3 RISPOSTA SISMICA E STABILITÀ DEL SITO****C7.11.3.1 Risposta sismica locale****C7.11.3.1.1 Indagini specifiche****C7.11.3.1.2 Analisi numeriche di risposta sismica locale**

*C7.11.3.1.2.1 Scelta della schematizzazione geometrica e definizione del modello geotecnico di sottosuolo*

*C7.11.3.1.2.2 Definizione delle azioni sismiche di ingresso*

*C7.11.3.1.2.3 Scelta della procedura di analisi*

**C7.11.3.4 Stabilità nei confronti della liquefazione****C7.11.3.5 Stabilità dei pendii****C7.11.4 FRONTI DI SCAVO E RILEVATI****C7.11.5 FONDAZIONI****C7.11.5.3 Verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU) e allo Stato Limite di Danno (SLD)****C7.11.5.3.1 Fondazioni superficiali****C7.11.6 OPERE DI SOSTEGNO****C7.11.6.2 Muri di sostegno****C7.11.6.3 Paratie****C8. COSTRUZIONI ESISTENTI****C8.1 OGGETTO****C8.2 CRITERI GENERALI****C8.3 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA****C8.4 CLASSIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI****C8.4.1. INTERVENTO DI ADEGUAMENTO****C8.4.2 INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO****C8.4.3 RIPARAZIONE O INTERVENTO LOCALE****C8.5 PROCEDURE PER LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA E LA REDAZIONE DEI PROGETTI****C8.5.1 ANALISI STORICO-CRITICA****C8.5.2 RILIEVO****C8.5.3 CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI****C8.5.4 LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA****C8.7 VALUTAZIONE E PROGETTAZIONE IN PRESENZA DI AZIONI SISMICHE****C8.7.1 COSTRUZIONI IN MURATURA****C8.7.1.1 Requisiti di sicurezza****C8.7.1.2 Azione sismica****C8.7.1.3 Combinazione delle azioni****C8.7.1.4 Metodi di analisi globale e criteri di verifica****C8.7.1.5 Modelli di capacità per la valutazione di edifici in muratura****C8.7.1.6 Metodi di analisi dei meccanismi locali****C8.7.1.7 Edifici semplici****C8.7.1.8 Criteri per la scelta dell'intervento****C8.7.1.9 Modelli di capacità per il rinforzo di edifici in muratura****C8.7.2 COSTRUZIONI IN CEMENTO ARMATO O IN ACCIAIO****C8.7.2.1 Requisiti di sicurezza****C8.7.2.2 Azione sismica****C8.7.2.3 Combinazione delle azioni**



C8.7.2.4 Metodi di analisi e criteri di verifica

C8.7.2.5 Modelli di capacità per la valutazione di edifici in cemento armato

C8.7.2.6 Modelli di capacità per il rinforzo di edifici in cemento armato

C8.7.2.7 Modelli di capacità per la valutazione di edifici in acciaio

C8.7.3 EDIFICI MISTI

C8.7.4 CRITERI E TIPI D'INTERVENTO

C8.7.5 PROGETTO DELL'INTERVENTO

## **C9. COLLAUDO STATICO**

**C9.1 PRESCRIZIONI GENERALI**

**C 9.2 PROVE DI CARICO**

C9.2.1 STRUTTURE PREFABBRICATE

C9.2.2 PONTI STRADALI

C9.2.3 PONTI FERROVIARI

C9.2.4 PONTI STRADALE E FERROVIARI CON ISOLAMENTO E/O DISSIPAZIONE

## **C10. REDAZIONE DEI PROGETTI STRUTTURALI ESECUTIVI E DELLE RELAZIONI DI CALCOLO**

**C10.1 CARATTERISTICHE GENERALI**

**C10.2 ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L'AUSILIO DI CODICI DI CALCOLO**

## **C.11 MATERIALI E PRODOTTI PER USO STRUTTURALE**

**C11.1 GENERALITÀ**

**C11.2 CALCESTRUZZO**

C11.2.1 SPECIFICHE PER IL CALCESTRUZZO

C11.2.3 VALUTAZIONE PRELIMINARE DELLA RESISTENZA

C11.2.4 PRELIEVO DEI CAMPIONI

C11.2.5 CONTROLLO DI ACCETTAZIONE

C11.2.5.3 Prescrizioni comuni per entrambi i criteri di controllo

C11.2.6 CONTROLLO DELLA RESISTENZA DEL CALCESTRUZZO IN OPERA

C11.2.7 PROVE COMPLEMENTARI

C11.2.8 PRESCRIZIONI RELATIVE AL CALCESTRUZZO CONFEZIONATO CON PROCESSO INDUSTRIALIZZATO

**C11.3 ACCIAIO**

**C11.3.1 PRESCRIZIONI COMUNI A TUTTE LE TIPOLOGIE DI ACCIAIO**

C11.3.1.1 Controlli

C11.3.1.2 Controlli di produzione in stabilimento e procedure di qualificazione

C11.3.1.5 Forniture e documentazione di accompagnamento

**C11.3.2 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO**

C11.3.2.1 Acciaio per cemento armato B450C

C11.3.2.2 Acciaio per cemento armato B450A

C11.3.2.3 Accertamento delle proprietà meccaniche

C11.3.2.4 Caratteristiche dimensionali e di impiego

C11.3.2.5 Reti e tralicci elettrosaldati

C11.3.2.10 Procedure di controllo per acciai da cemento armato ordinario – barre e rotoli

*C11.3.2.10.3 Controlli nei centri di trasformazione.*

*C11.3.2.10.4 Controlli di accettazione in cantiere*

*C11.3.2.10.5 Prove di aderenza*

- C11.3.4 ACCIAI PER STRUTTURE METALLICHE E PER STRUTTURE COMPOSTE**
  - C11.3.4.6 Bulloni e chiodi**
  - C11.3.4.11 Procedure di controllo su acciai da carpenteria**
    - C11.3.4.11.2 Controlli nei centri di trasformazione*
      - C11.3.4.11.2.1 Centri di produzione di lamiere grecate e profilati formati a freddo*
- C11.4 MATERIALI DIVERSI DALL'ACCIAIO UTILIZZATI CON FUNZIONE DI ARMATURA IN STRUTTURE DI CALCESTRUZZO ARMATO**
- C11.5 SISTEMI DI PRECOMPRESSIONE A CAVI POST-TESI E TIRANTI DI ANCORAGGIO**
  - C11.5.1 SISTEMI DI PRECOMPRESSIONE A CAVI POST TESI**
  - C11.5.2 TIRANTI DI ANCORAGGIO**
- C11.6 APPOGGI STRUTTURALI**
- C11.7 MATERIALI E PRODOTTI A BASE DI LEGNO**
  - C.11.7.1 GENERALITÀ**
  - C11.7.2 LEGNO MASSICCIO**
  - C11.7.3 LEGNO STRUTTURALE CON GIUNTI A DITA**
  - C11.7.4 LEGNO LAMELLARE INCOLLATO**
  - C11.7.6 ALTRI PRODOTTI DERIVATI DAL LEGNO**
  - C11.7.10 PROCEDURE DI QUALIFICAZIONE E ACCETTAZIONE**
- C11.8 COMPONENTI PREFABBRICATI IN C.A. E C.A.P.**
  - C11.8.1 GENERALITÀ**
  - C11.8.3 CONTROLLO DI PRODUZIONE**
- C11.9 DISPOSITIVI ANTISISMICI**
  - C11.9.1 TIPOLOGIE DI DISPOSITIVI**
  - C11.9.2 PROCEDURA DI QUALIFICAZIONE**
  - C11.9.3 PROCEDURA DI ACCETTAZIONE**
  - C11.9.4 DISPOSITIVI A COMPORTAMENTO LINEARE**
    - C11.9.4.2 Prove di qualificazione sui dispositivi**
  - C11.9.5 DISPOSITIVI A COMPORTAMENTO NON LINEARE**
    - C11.9.5.1 Prove di accettazione sui materiali**
    - C11.9.5.2 Prove di qualificazione sui dispositivi**
    - C11.9.5.3 Prove di accettazione sui dispositivi**
  - C11.9.6 DISPOSITIVI A COMPORTAMENTO VISCOSO**
    - C11.9.6.2 Prove di qualificazione sui dispositivi**
  - C11.9.7 ISOLATORI ELASTOMERICI**
    - C11.9.7.1 Prove di accettazione sui materiali**
    - C11.9.7.2 Prove di qualificazione sui dispositivi**
    - C11.9.7.3 Prove di accettazione sui dispositivi**
- C11.10 MURATURA PORTANTE**
  - C11.10.1 ELEMENTI PER MURATURA**
    - C11.10.1.1 Prove di Accettazione**
      - C11.10.1.1.1 Resistenza a compressione degli elementi resistenti artificiali o naturali*
  - C11.10.3 DETERMINAZIONE DEI PARAMETRI MECCANICI DELLA MURATURA**
    - C11.10.3.2 Resistenza caratteristica a taglio in assenza di tensioni normali**
      - C11.10.3.2.1 Determinazione sperimentale della resistenza a taglio*

**C12. RIFERIMENTI TECNICI****CA - ALLEGATO A ALLE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI:  
PERICOLOSITÀ SISMICA****C7A (APPENDICE AL § C7)****C7A.10. (APPENDICE AL § C7.10) COSTRUZIONI CON ISOLAMENTO E/O  
DISSIPAZIONE****GLOSSARIO****C7A.10.1 SCOPO****C7A.10.2 REQUISITI GENERALI E CRITERI PER IL LORO SODDISFACIMENTO****C7A.10.3 CARATTERISTICHE E CRITERI DI ACCETTAZIONE DEI DISPOSITIVI****C7A.10.4 INDICAZIONI PROGETTUALI****C7A.10.4.1 Indicazioni riguardanti i dispositivi e il sistema dissipativo****C7A.10.4.2 Controllo di movimenti indesiderati****C7A.10.5 MODELLAZIONE E ANALISI STRUTTURALE****C7A.10.5.1 Proprietà del sistema di dissipazione di energia****C7A.10.5.2 Analisi*****C7A.10.5.2.1 Analisi Lineari******C7A.10.5.2.2 Analisi non lineari*****C7A.10.6 VERIFICHE****C7A.10.6.1 Verifiche agli stati limite di esercizio****C7A.10.6.2 Verifiche agli stati limite ultimi****C7A.10.7 ASPETTI COSTRUTTIVI, MANUTENZIONE, SOSTITUIBILITÀ****C7A.10.8 ACCORGIMENTI SPECIFICI IN FASE DI COLLAUDO****C8A (APPENDICE AL CAP. C8)****C8A.1 STIMA DEI LIVELLI DI CONOSCENZA E DEI FATTORI DI CONFIDENZA****C8A.1.A COSTRUZIONI IN MURATURA: DATI NECESSARI E IDENTIFICAZIONE DEL LIVELLO  
DI CONOSCENZA****C8A.1.A.1 Costruzioni in muratura: geometria****C8A.1.A.2 Costruzioni in muratura: dettagli costruttivi****C8A.1.A.3 Costruzioni in muratura: proprietà dei materiali****C8A.1.A.4 Costruzioni in muratura: livelli di conoscenza****C8A.1.B COSTRUZIONI IN CALCESTRUZZO ARMATO O IN ACCIAIO: DATI NECESSARI PER LA  
VALUTAZIONE****C8A.1.B.1 Costruzioni in calcestruzzo armato e in acciaio: generalità****C8A.1.B.2 Costruzioni in calcestruzzo armato o in acciaio: dati richiesti****C8A.1.B.3 Costruzioni in calcestruzzo armato o in acciaio: livelli di conoscenza****C8A.1.B.4 Costruzioni in calcestruzzo armato o in acciaio: fattori di confidenza****C8A.1.B.5 Indicazioni supplementari per edifici in calcestruzzo armato****C8A.1.B.6 Indicazioni supplementari per edifici in acciaio****C8A.2. TIPOLOGIE E RELATIVI PARAMETRI MECCANICI DELLE MURATURE****C8A.3. AGGREGATI EDILIZI****C8A.3.1 VERIFICA GLOBALE SEMPLIFICATA PER GLI EDIFICI IN AGGREGATI EDILIZI****C8A.4. ANALISI DEI MECCANISMI LOCALI DI COLLASSO IN EDIFICI ESISTENTI  
IN MURATURA****C8A.4.1 ANALISI CINEMATICA LINEARE**

**C8A.4.2 ANALISI CINEMATICA NON LINEARE****C8A.4.2.1 Relazione tra il moltiplicatore  $\alpha$  e lo spostamento****C8A.4.2.2 Valutazione della curva di capacità (oscillatore equivalente)****C8A.4.2.3 Verifiche di sicurezza****C8A.5. CRITERI PER GLI INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO DI EDIFICI IN MURATURA****C8A.5.1 INTERVENTI VOLTI A RIDURRE LE CARENZE DEI COLLEGAMENTI****C8A.5.2 INTERVENTI SUGLI ARCHI E SULLE VOLTE****C8A.5.3 INTERVENTI VOLTI A RIDURRE L'ECESSIVA DEFORMABILITÀ DEI SOLAI****C8A.5.4 INTERVENTI IN COPERTURA****C8A.5.5 INTERVENTI CHE MODIFICANO LA DISTRIBUZIONE DEGLI ELEMENTI VERTICALI RESISTENTI****C8A.5.6 INTERVENTI VOLTI AD INCREMENTARE LA RESISTENZA NEI MASCHI MURARI****C8A.5.7 INTERVENTI SU PILASTRI E COLONNE****C8A.5.8 INTERVENTI VOLTI A RINFORZARE LE PARETI INTORNO ALLE APERTURE****C8A.5.9 INTERVENTI ALLE SCALE****C8A.5.10 INTERVENTI VOLTI AD ASSICURARE I COLLEGAMENTI DEGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI****C8A.5.11 INTERVENTI IN FONDAZIONE****C8A.5.12 REALIZZAZIONE DI GIUNTI SISMICI****C8A.6. VALUTAZIONE DELLE ROTAZIONI DI COLLASSO DI ELEMENTI DI STRUTTURE IN CALCESTRUZZO ARMATO E ACCIAIO****C8A.6.1 ELEMENTI DI STRUTTURE IN CALCESTRUZZO ARMATO****C8A.6.2 ELEMENTI DI STRUTTURE IN ACCIAIO****C8A.7. MODELLI DI CAPACITÀ PER IL RINFORZO DI ELEMENTI IN CALCESTRUZZO ARMATO****C8A.7.1 INCAMICIATURA IN C.A.****C8A.7.2 INCAMICIATURA IN ACCIAIO****C8A.7.2.1 Aumento della resistenza a taglio****C8A.7.2.2 Azione di confinamento****C8A.7.2.3 Miglioramento della giunzioni per aderenza****C8A.7.3 PLACCATURA E FASCIATURA IN MATERIALI COMPOSITI****C8A.8. INDICAZIONI AGGIUNTIVE RELATIVE AI PONTI ESISTENTI****C8A.8.1 AZIONE SISMICA****C8A.8.2 CRITERI GENERALI****C8A.8.3 CLASSIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI****C8A.8.4 LIVELLO DI CONOSCENZA E FATTORE DI CONFIDENZA****C8A.8.5 MODELLO STRUTTURALE****C8A.8.6 METODI DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA****C8A.8.6.1 Analisi lineare (statica o dinamica)****C8A.8.6.2 Analisi lineare statica****C8A.8.6.3 Analisi non lineare statica****C8A.8.6.4 Verifica dei meccanismi duttili****C8A.8.6.5 Verifica dei meccanismi fragili****C8A.8.7 FONDAZIONI E SPALLE****C8A.9. INDICAZIONI AGGIUNTIVE PER GLI ELEMENTI NON STRUTTURALI E GLI IMPIANTI SOGGETTI AD AZIONI SISMICHE**

---

**C8A.9.1 INDIVIDUAZIONE DEI COMPONENTI NON STRUTTURALI CHE RICHIEDONO UNA VALUTAZIONE SISMICA**

**C8A.9.2 CRITERI DI PROGETTAZIONE E AZIONI DI VERIFICA**

**C8A.9.3 RACCOMANDAZIONI AGGIUNTIVE PER LA LIMITAZIONE DEL RISCHIO DI FUORIUSCITE INCONTROLLATE DI GAS A CAUSA DEL SISMA**



***Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici***

\*\*\*\*\*

***Istruzioni per l'applicazione delle  
"Norme tecniche per le costruzioni"  
di cui al D.M. 14 gennaio 2008***

## **INTRODUZIONE**

Il Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008, recante “Norme Tecniche per le Costruzioni” (nel seguito indicate con NTC) raccoglie in forma unitaria le norme che disciplinano la progettazione, l’esecuzione ed il collaudo delle costruzioni al fine di garantire, per stabiliti livelli sicurezza, la pubblica incolumità.

Il testo normativo, recependo le diverse osservazioni e suggerimenti di ordine tecnico pervenute dal mondo produttivo, scientifico e professionale, fornisce una serie di indicazioni inerenti le procedure di calcolo e di verifica delle strutture, nonché regole di progettazione ed esecuzione delle opere, in linea con i seguenti indirizzi:

- mantenimento del criterio prestazionale, per quanto consentito dall’esigenza di operatività della norma stessa;
- coerenza con gli indirizzi normativi a livello comunitario, sempre nel rispetto delle esigenze di sicurezza del Paese e, in particolare, coerenza di formato con gli Eurocodici, norme europee EN ormai ampiamente diffuse;
- approfondimento degli aspetti normativi connessi alla presenza delle azioni sismiche;
- approfondimento delle prescrizioni ed indicazioni relative ai rapporti delle opere con il terreno e, in generale, agli aspetti geotecnici;

Le NTC risultano, quindi, così articolate:

### Premessa

1. Oggetto della norma
2. Sicurezza e prestazioni attese
3. Azioni sulle costruzioni
4. Costruzioni civili e industriali
5. Ponti
6. Progettazione geotecnica
7. Progettazione in presenza di azioni sismiche
8. Costruzioni esistenti
9. Collaudo statico

10. Norme per le redazioni dei progetti esecutivi e delle relazioni di calcolo
11. Materiali e prodotti per uso strutturale
12. Riferimenti tecnici

In particolare:

Il **Capitolo 2** individua i principi fondamentali per la valutazione della sicurezza, definendo altresì gli **Stati Limite Ultimi (SLU)** e gli **Stati Limite di Esercizio (SLE)** per i quali devono essere effettuate le opportune verifiche sulle opere; introduce, inoltre, i concetti di Vita nominale di progetto, Classi d'uso e Vita di riferimento delle opere; classifica, infine, le possibili azioni agenti sulle costruzioni ed indica le diverse combinazioni delle stesse e le verifiche da eseguire.

Il **Capitolo 3** codifica i modelli per la descrizione delle azioni agenti sulle strutture (pesi e carichi permanenti, sovraccarichi variabili, azione sismica, azioni del vento, azioni della neve, azioni della temperatura, azioni eccezionali).

Il **Capitolo 4** tratta le diverse tipologie di costruzioni civili ed industriali in funzione del materiale utilizzato (calcestruzzo, acciaio, legno, muratura, altri materiali).

Il **Capitolo 5** disciplina i criteri generali e le indicazioni tecniche per la progettazione e l'esecuzione dei ponti stradali e ferroviari. Per i ponti stradali, oltre alle principali caratteristiche geometriche, definisce le diverse possibili azioni agenti, con i diversi schemi di carico per quanto attiene le azioni variabili da traffico. Per i ponti ferroviari particolare attenzione è posta sui carichi ed i relativi effetti dinamici. Particolari e dettagliate prescrizioni sono, poi, fornite per le verifiche, sia agli **SLU** che agli **SLE**.

Il **Capitolo 6** tratta il problema della progettazione geotecnica distinguendo, in particolare, il progetto e la realizzazione:

- delle opere di fondazione;
- delle opere di sostegno;
- delle opere in sotterraneo;
- delle opere e manufatti di materiali sciolti naturali;
- dei fronti di scavo;
- del miglioramento e rinforzo dei terreni e degli ammassi rocciosi;



- del consolidamento dei terreni interessanti opere esistenti, nonché la valutazione della sicurezza dei pendii e la fattibilità di opere che hanno riflessi su grandi aree.

Nell'articolazione del progetto vengono introdotte, distintamente, la modellazione geologica e la modellazione geotecnica del sito i cui metodi e risultati delle indagini devono essere esaurientemente esposti e commentati, rispettivamente, nella "relazione geologica" e nella "relazione geotecnica". Dopo le indicazioni relative alle verifiche agli stati limite, si fa un breve ma significativo cenno al metodo osservazionale ed al monitoraggio del complesso opera-terreno. E' introdotto, infine, un importante paragrafo sui tiranti di ancoraggio, con le relative verifiche, regole di realizzazione e prove di carico.

**Il Capitolo 7** tratta la progettazione in presenza di azioni sismiche ed introduce un importante paragrafo riguardante esplicitamente i criteri generali di progettazione e modellazione delle strutture, per la evidente riconosciuta importanza che assume nella progettazione la corretta modellazione delle strutture, anche in relazione all'ormai inevitabile impiego dei programmi automatici di calcolo. Nel paragrafo inerente i metodi di analisi ed i criteri di verifica, viene opportunamente trattata, accanto a quella lineare, l'analisi non lineare. Sono, poi, fornite le disposizioni per il calcolo e le verifiche delle diverse tipologie di strutture (cemento armato, acciaio, miste acciaio-calcestruzzo, legno, muratura, ponti, opere e sistemi geotecnica).

**Il Capitolo 8** affronta il delicato problema della costruzioni esistenti; dopo i criteri generali sulle diverse tipologie di edifici e le variabili che consentono di definirne lo stato di conservazione, introduce la distinzione fondamentale dei tre diversi tipi di intervento che possono essere effettuati su una costruzione esistente:

- *interventi di adeguamento*, atti a conseguire i livelli di sicurezza previsti dalle NTC;
- *interventi di miglioramento*, atti ad aumentare la sicurezza strutturale esistente pur senza necessariamente raggiungere i livelli richiesti dalle NTC;
- *riparazioni o interventi locali*, che interessino elementi isolati e che comunque comportino un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti.

Un ulteriore importante paragrafo riporta le disposizioni per la progettazione degli interventi in presenza di azioni sismiche nelle diverse tipologie di edifici.

Il **Capitolo 9** riporta le prescrizioni generali relative al collaudo statico delle opere e le responsabilità del collaudatore. Indicazioni sono fornite sulle prove di carico, con particolare attenzione alle prove di carico su strutture prefabbricate e ponti.

Il **Capitolo 10** tratta le regole generali per la redazione dei progetti strutturali e delle relazioni di calcolo, ovvero della completezza della documentazione che caratterizza un buon progetto esecutivo. Qualora l'analisi strutturale e le relative verifiche siano condotte con l'ausilio di codici di calcolo automatico, un apposito paragrafo indica al progettista i controlli da effettuare sull'affidabilità dei codici utilizzati e l'attendibilità dei risultati ottenuti.

Il **Capitolo 11** completa i contenuti tecnici delle norme fornendo le regole di qualificazione, certificazione ed accettazione dei materiali e prodotti per uso strutturale, rese coerenti con le procedure consolidate del Servizio Tecnico Centrale e del Consiglio Superiore e le disposizioni comunitarie in materia.

Il **Capitolo 12**, infine, segnala a titolo indicativo, alcuni dei più diffusi documenti tecnici che possono essere utilizzati in mancanza di specifiche indicazioni, a integrazione delle norme in esame e per quanto con esse non in contrasto.

Nel seguito del presente documento sono illustrate le principali innovazioni delle NTC e fornite, laddove ritenute necessarie, specifiche istruzioni esplicative per la corretta applicazione delle norme medesime, al fine di facilitarne l'utilizzo da parte dei soggetti interessati a qualunque titolo (tecnici progettisti, direttori dei lavori e/o collaudatori, imprese, produttori, enti di controllo, ecc.).

Si ripercorrono, quindi, i paragrafi delle NTC che si è ritenuto di dover in qualche modo integrare seguendo, per maggior chiarezza espositiva e di lettura, la medesima numerazione delle NTC, ma con l'aggiunta della lettera C (Circolare). Qualora le indicazioni riportate non siano integrative delle NTC bensì additive ad esse, la numerazione loro attribuita prosegue quella utilizzata nel testo delle NTC, ma sempre con l'aggiunta della lettera C.

Alle formule, figure e tabelle riportate solo nel presente documento viene data una numerazione preceduta dalla lettera C, della quale sono prive se compaiono anche nelle NTC.

Per i riferimenti al testo delle NTC, il relativo numero di paragrafo è generalmente seguito dalle parole "delle NTC".

## **C2. SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE**

Nel Cap.2 delle NTC sono illustrati i principi fondamentali alla base delle disposizioni applicative trattate nei capitoli successivi.

L'impostazione scientifica e le modalità della trattazione sono state rese il più possibile coerenti con il formato degli Eurocodici, ai quali è possibile fare riferimento per gli eventuali approfondimenti necessari.

Le norme precisano che la sicurezza e le prestazioni di una struttura o di una parte di essa devono essere valutate in relazione all'insieme degli stati limite che verosimilmente si possono verificare durante la vita normale. Prescrivono inoltre che debba essere assicurata una robustezza nei confronti di azioni eccezionali.

### **C2.4.1 VITA NOMINALE**

La Vita nominale ( $V_N$ ) di una costruzione, così come definita al § 2.4.1 delle NTC, è la durata alla quale deve farsi esplicito riferimento in sede progettuale, con riferimento alla durabilità delle costruzioni, nel dimensionare le strutture ed i particolari costruttivi, nella scelta dei materiali e delle eventuali applicazioni e delle misure protettive per garantire il mantenimento della resistenza e della funzionalità.

Nelle previsioni progettuali dunque, se le condizioni ambientali e d'uso sono rimaste nei limiti previsti, non prima della fine di detto periodo saranno necessari interventi di manutenzione straordinaria per ripristinare le capacità di durata della costruzione.

L'effettiva durata della costruzione non è valutabile in sede progettuale, venendo a dipendere da eventi futuri fuori dal controllo del progettista. Di fatto, la grande maggioranza delle costruzioni ha avuto ed ha, anche attraverso successivi interventi di ripristino manutentivo, una durata effettiva molto maggiore della vita nominale quantificata nelle NTC.

Con riferimento alla tabella 2.4.1 si evidenzia che, ai sensi e per gli effetti del Decreto del Capo Dipartimento della Protezione Civile n. 3685 del 21 ottobre 2003 il carattere strategico di un'opera o la sua rilevanza per le conseguenze di un eventuale collasso, sono definiti dalla classe d'uso.

### **C2.4.2 CLASSI D'USO**

Per quanto riguarda le classi d'uso III e IV, definizioni più dettagliate sono contenute nel Decreto del Capo Dipartimento della Protezione Civile n. 3685 del 21 ottobre 2003 con il quale sono stati,

fra l'altro, definiti, per quanto di competenza statale, gli edifici di interesse strategico e le opere infrastrutturali la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile (quindi compresi nella classe IV in quanto costruzioni con importanti funzioni pubbliche o strategiche, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità); ancora il predetto decreto, sempre nell'ambito di competenza statale, ha definito gli edifici e le opere che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso (e, quindi, comprese nella classe III, in quanto costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi).

A titolo di esempio, in classe III ricadono scuole, teatri, musei, in quanto edifici soggetti ad affollamento e con la presenza contemporanea di comunità di dimensioni significative.

Per edifici il cui collasso può determinare danni significativi al patrimonio storico, artistico e culturale (quali ad esempio musei, biblioteche, chiese) vale quanto riportato nella "Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni" del 12.10.2007 e ss.mm.ii.

#### **C2.4.3 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA**

Il periodo di riferimento  $V_R$  di una costruzione, valutato moltiplicando la vita nominale  $V_N$  (espressa in anni) per il coefficiente d'uso della costruzione  $C_U$  ( $V_R = V_N \cdot C_U$ ), riveste notevole importanza in quanto, assumendo che la legge di ricorrenza dell'azione sismica sia un processo Poissoniano, è utilizzato per valutare, fissata la probabilità di superamento  $P_{V_R}$  corrispondente allo stato limite considerato (Tabella 3.2.1 della NTC), il periodo di ritorno  $T_R$  dell'azione sismica cui fare riferimento per la verifica.

Per assicurare alle costruzioni un livello di sicurezza antisismica minimo irrinunciabile le NTC impongono, se  $V_R \leq 35$  anni, di assumere comunque  $V_R = 35$  anni; gli intervalli di valori di  $V_R$  (espressi in anni) cui fare effettivo riferimento al variare di  $V_N$  e  $C_U$  sono riportati nella successiva Tabella C2.4.I<sup>1</sup>.

---

<sup>1</sup> La tabella mostra i valori di  $V_R$  corrispondenti ai valori di  $V_N$  che individuano le frontiere tra i tre tipi di costruzione considerati (tipo 1, tipo 2, tipo 3); valori di  $V_N$  intermedi tra detti valori di frontiera (e dunque valori di  $V_R$  intermedi tra quelli mostrati in tabella) sono consentiti ed i corrispondenti valori dei parametri ( $a_g$ ,  $F_o$  e  $T_c^*$ ) necessari a definire l'azione sismica sono ricavati utilizzando le formule d'interpolazione fornite nell'Allegato A alle NTC.

In particolare la tabella mostra i valori di  $V_R$  corrispondenti ai valori di  $V_N$  che individuano le frontiere tra i tre tipi di costruzione considerati (tipo 1, tipo 2, tipo 3); valori di  $V_N$  intermedi tra detti valori di frontiera (e dunque valori di  $V_R$  intermedi tra quelli mostrati in tabella) sono consentiti ed i corrispondenti valori dei parametri ( $a_g$ ,  $F_o$  e  $T_c^*$ ) necessari a definire l'azione sismica sono ricavati utilizzando le formule d'interpolazione fornite nell'Allegato A alle NTC.

**Tabella C2.4.I.** - Intervalli di valori attribuiti a  $V_R$  al variare di  $V_N$  e  $C_U$

VITA NOMINALE $V_N$	VALORI DI $V_R$			
	CLASSE D'USO			
	I	II	III	IV
$\leq 10$	35	35	35	35
$\geq 50$	$\geq 35$	$\geq 50$	$\geq 75$	$\geq 100$
$\geq 100$	$\geq 70$	$\geq 100$	$\geq 150$	$\geq 200$

Occorre infine ricordare che le verifiche sismiche di opere provvisorie o strutture in fase costruttiva possono omettersi quando le relative  $V_N$  previste in progetto siano inferiori a 2 anni.

### C2.6.1 STATI LIMITE ULTIMI

Le NTC fanno riferimento a tre principali stati limite ultimi:

- Lo stato limite di equilibrio, EQU, considera la struttura, il terreno o l'insieme terreno-struttura come corpi rigidi. Questo stato limite è da prendersi a riferimento, ad esempio, per le verifiche del ribaltamento dei muri di sostegno.
- Lo stato limite di resistenza della struttura, STR, che riguarda anche gli elementi di fondazione e di sostegno del terreno, è da prendersi a riferimento per tutti i dimensionamenti strutturali. Nei casi in cui le azioni sulle strutture siano esercitate dal terreno, si deve far riferimento ai valori caratteristici dei parametri geotecnici.
- Lo stato limite di resistenza del terreno, GEO, deve essere preso a riferimento per il dimensionamento geotecnico delle opere di fondazione e di sostegno e, più in generale, delle strutture che interagiscono direttamente con il terreno, oltre che per le verifiche di stabilità globale dell'insieme terreno-struttura.

Nel Cap. 6 delle NTC (Progettazione geotecnica), sono anche considerati gli stati limite ultimi di tipo idraulico, che riguardano la perdita d'equilibrio della struttura o del terreno dovuta alla sottospinta dell'acqua (UPL) o l'erosione e il sifonamento del terreno dovuto ai gradienti idraulici (HYD).

Come precisato nel § 2.6.1 delle NTC, nelle verifiche STR e GEO possono essere adottati, in alternativa, due diversi Approcci progettuali.

Nell'Approccio progettuale 1 si considerano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti di sicurezza parziali, riguardanti le azioni, la resistenza dei materiali e la resistenza complessiva del sistema. Nella Combinazione 1 si fa riferimento ai coefficienti parziali del gruppo A1 della Tabella 2.6.I delle NTC e ai coefficienti parziali dei materiali e delle resistenze di natura geotecnica indicati nel citato Cap. 6. Nella Combinazione 2 si fa riferimento ai coefficienti parziali del gruppo A2 della Tabella 2.6.I delle NTC e ai coefficienti parziali dei materiali e delle resistenze di natura geotecnica indicati nel citato Cap. 6 per tale Combinazione.

La Combinazione 1 è generalmente condizionante il dimensionamento strutturale, mentre la Combinazione 2 è generalmente condizionante il dimensionamento geotecnico.

Nell'Approccio progettuale 2 si considera un'unica combinazione di gruppi di coefficienti parziali e, per le azioni, si fa riferimento ai coefficienti del gruppo A1. Per i materiali e le resistenze di natura geotecnica, si deve fare riferimento ai coefficienti parziali indicati allo scopo nel Cap. 6.

Ai fini della verifica di dispositivi antisollevamento o dispositivi di sollevamento degli apparecchi d'appoggio nel caso di travi continue, si può considerare lo stato limite di equilibrio come corpo rigido EQU.

## **C2.7 VERIFICHE ALLE TENSIONI AMMISSIBILI**

In generale le NTC impongono di adottare, per le verifiche, il metodo agli stati limite di cui al § 2.6; a tale imposizione sono ammesse alcune eccezioni finalizzate a consentire, nel caso di ridotta pericolosità sismica del sito e di costruzioni di minore importanza sia in termini di progettazione che in termini di destinazione d'uso, la tradizionale verifica alle tensioni ammissibili.

Fanno dunque eccezione all'imposizione citata le costruzioni di tipo 1 ( $V_N \leq 10$  anni) e tipo 2 (50 anni  $\leq V_N < 100$  anni) e Classe d'uso I e II, purché localizzate in siti ricadenti in Zona 4; per esse è ammesso il metodo di verifica alle tensioni ammissibili, da applicare utilizzando i riferimenti normativi riportati nelle NTC.

Per l'identificazione della zona sismica in cui ricade ciascun comune o porzione di esso, occorre fare riferimento alle disposizioni emanate ai sensi dell'art. 83, comma 3, del DPR 6.6.2001, n. 380.

## **C3. AZIONI SULLE COSTRUZIONI**

### **C3.1 OPERE CIVILI ED INDUSTRIALI**

#### **C3.1.3 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI**

La possibilità di rappresentare i carichi permanenti portati come uniformemente distribuiti, nei limiti dati ai capoversi 3° e 4° del § 3.1.3 delle NTC, si riferisce a tramezzi (o divisori) e impianti leggeri ed è correlata ai valori del coefficiente  $\gamma_{G2}$  dati nella Tabella 2.6.I delle NTC per le verifiche agli stati limite ultimi.

Per i divisori detta possibilità è limitata ai pesi espressamente previsti al § 3.1.3.1 delle NTC. Per le pareti di tamponamento esterne e per divisori di peso maggiore devono essere considerate le loro effettive distribuzioni, ricadendo nel caso previsto dalla nota <sup>(1)</sup> della Tabella 2.6.I.

#### **C3.1.4 CARICHI VARIABILI**

Si evidenzia l'introduzione di una categoria specifica per i Centri commerciali, i Grandi magazzini, etc. (Cat. D2 della Tabella 3.1.II).

### **C3.2 AZIONE SISMICA**

Il § 3.2, inerente la definizione dell'azione sismica, presenta molte e significative novità.

Vengono, infatti, utilizzate al meglio le possibilità offerte dalla definizione della pericolosità sismica italiana, recentemente prodotta e messa in rete dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV).

L'azione sismica è ora valutata in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido a superficie orizzontale, riferendosi non ad una zona sismica territorialmente coincidente con più entità amministrative, ad un'unica forma spettrale e ad un periodo di ritorno prefissato ed uguale per tutte le costruzioni, come avveniva in precedenza, bensì sito per sito e costruzione per costruzione.

Tale approccio dovrebbe condurre in media, sull'intero territorio nazionale, ad una significativa ottimizzazione dei costi delle costruzioni antisismiche, a parità di sicurezza.

La pericolosità sismica di un sito è descritta dalla probabilità che, in un fissato lasso di tempo, in detto sito si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato. Nelle NTC, tale lasso di tempo, espresso in anni, è denominato "periodo di riferimento"  $V_R$  e la probabilità è denominata "probabilità di eccedenza o di superamento nel periodo di riferimento"  $P_{V_R}$ .

Ai fini della determinazione delle azioni sismiche di progetto nei modi previsti dalle NTC, la pericolosità sismica del territorio nazionale è definita convenzionalmente facendo riferimento ad un sito rigido (di categoria **A**) con superficie topografica orizzontale (di categoria **T1**), in condizioni di campo libero, cioè in assenza di manufatti. Negli sviluppi successivi il sito di riferimento sarà dunque caratterizzato da sottosuolo di categoria **A** e superficie topografica di categoria **T1**.

Le caratteristiche del moto sismico atteso al sito di riferimento, per una fissata  $P_{V_R}$ , si ritengono individuate quando se ne conosca l'accelerazione massima ed il corrispondente spettro di risposta elastico in accelerazione.

La possibilità di descrivere il terremoto in forma di accelerogrammi è ammessa, a condizione che essi siano compatibili con le predette caratteristiche del moto sismico. In particolare, i caratteri del moto sismico su sito di riferimento rigido orizzontale sono descritti dalla distribuzione sul territorio nazionale delle seguenti grandezze, sulla base delle quali sono compiutamente definite le forme spettrali per la generica  $P_{V_R}$ :

$a_g$  = accelerazione massima al sito;

$F_o$  = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

$T_C^*$  = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Il valore di  $a_g$  è desunto direttamente dalla pericolosità di riferimento, attualmente fornita dallo INGV, mentre  $F_o$  e  $T_C^*$  sono calcolati in modo che gli spettri di risposta elastici in accelerazione, velocità e spostamento forniti dalle NTC approssimino al meglio i corrispondenti spettri di risposta elastici in accelerazione, velocità e spostamento derivanti dalla pericolosità di riferimento.

I valori di  $a_g$ ,  $F_o$  e  $T_C^*$  sono riportati nell'Allegato B alle NTC; di essi si fornisce la rappresentazione in termini di andamento medio in funzione del periodo di ritorno  $T_R$ , per l'intero territorio nazionale. (v. Figure C3.2.1 a,b,c). Si riportano inoltre, in corrispondenza di ciascun valore di  $T_R$ , i relativi intervalli di confidenza al 95% valutati con riferimento ad una distribuzione log-normale, per fornire una misura della loro variabilità sul territorio ("variabilità spaziale").

Nel caso di costruzioni di notevoli dimensioni, va considerata l'azione sismica più sfavorevole calcolata sull'intero sito ove sorge la costruzione e, ove fosse necessario, la variabilità spaziale del moto di cui al § 3.2.5.



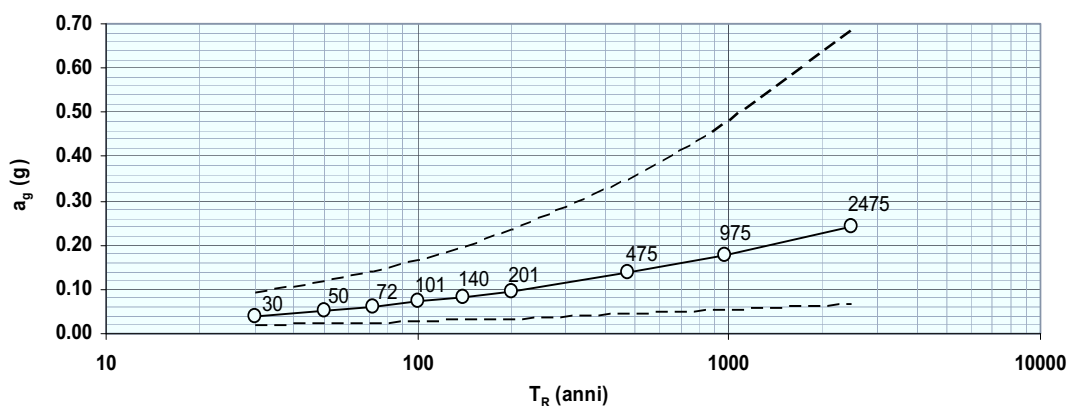


Figura C3.2.1a – Variabilità di  $a_g$  con  $T_R$ : andamento medio sul territorio nazionale ed intervallo di confidenza al 95%.

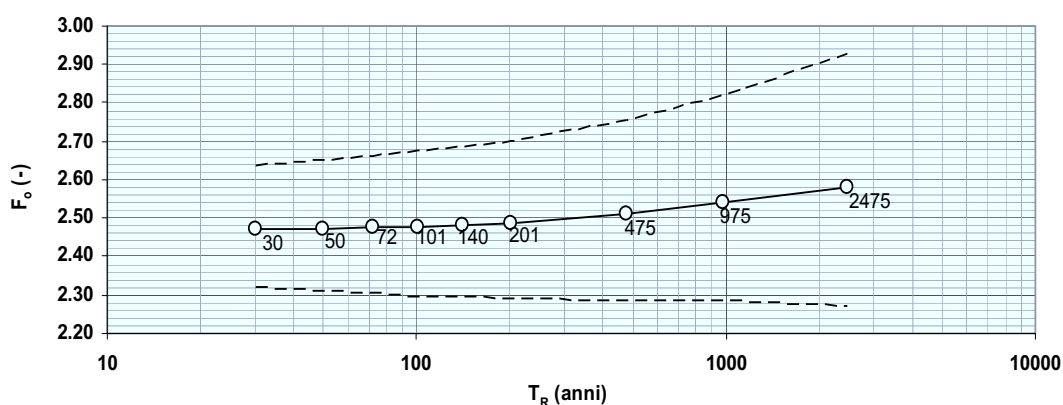


Figura C3.2.1b – Variabilità di  $F_0$  con  $T_R$ : andamento medio sul territorio nazionale ed intervallo di confidenza al 95%.

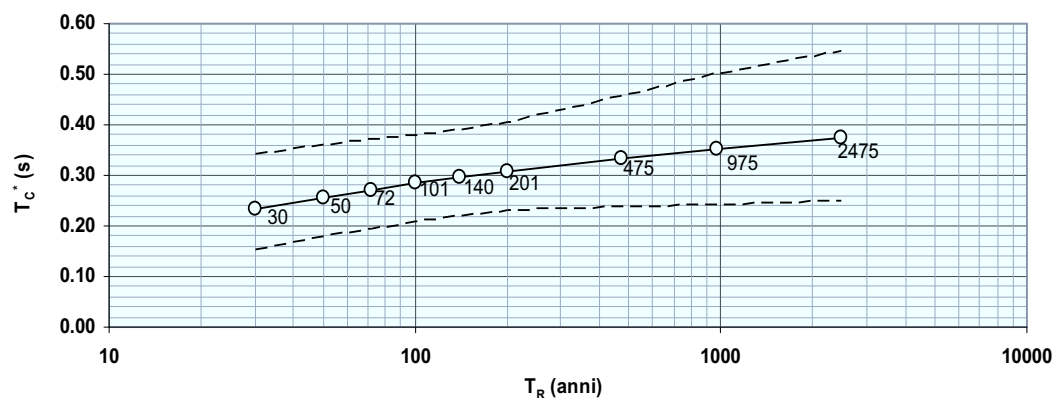


Figura C3.2.1c – Variabilità di  $T_C^*$  con  $T_R$ : andamento medio sul territorio nazionale ed intervallo di confidenza al 95%.

### C3.2.1 STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO

In un quadro operativo finalizzato a sfruttare al meglio la puntuale definizione della pericolosità di cui si dispone, si è ritenuto utile consentire, quando opportuno, il riferimento a 4 stati limite per l'azione sismica.

Si sono dunque portati a due gli Stati Limite di **Esercizio (SLE)**, facendo precedere lo Stato Limite di **Danno (SLD)** - ridefinito come stato limite da rispettare per garantire inagibilità solo temporanee nelle condizioni postsismiche - dallo Stato Limite di immediata **Operatività (SLO)**, particolarmente utile come riferimento progettuale per le opere che debbono restare operative durante e subito dopo il terremoto (ospedali, caserme, centri della protezione civile, etc.), in tal modo articolando meglio le prestazioni della struttura in termini di esercizio.

In modo analogo, si sono portati a due gli Stati Limite **Ultimi (SLU)** facendo seguire allo Stato Limite di salvaguardia della **Vita (SLV)**, individuato definendo puntualmente lo stato limite ultimo lo Stato Limite di prevenzione del **Collasso (SLC)**, particolarmente utile come riferimento progettuale per alcune tipologie strutturali (strutture con isolamento e dissipazione di energia) e, più in generale, nel quadro complessivo della progettazione antisismica.

I quattro stati limite così definiti, consentono di individuare quattro situazioni diverse che, al crescere progressivo dell'azione sismica, ed al conseguente progressivo superamento dei quattro stati limite ordinati per azione sismica crescente (**SLO, SLD, SLV, SLC**), fanno corrispondere una progressiva crescita del danneggiamento all'insieme di struttura, elementi non strutturali ed impianti, per individuare così univocamente ed in modo quasi "continuo" le caratteristiche prestazionali richieste alla generica costruzione.

Ai quattro stati limite sono stati attribuiti (v. Tabella 3.2.I delle NTC) valori della probabilità di superamento  $P_{V_R}$  pari rispettivamente a 81%, 63%, 10% e 5%, valori che restano immutati quale che sia la classe d'uso della costruzione considerata; tali probabilità, valutate nel periodo di riferimento  $V_R$  proprio della costruzione considerata, consentono di individuare, per ciascuno stato limite, l'azione sismica di progetto corrispondente.

Viene preliminarmente valutato il periodo di riferimento  $V_R$  della costruzione (espresso in anni), ottenuto come prodotto tra la vita nominale  $V_N$  fissata all'atto della progettazione ed il coefficiente d'uso  $C_U$  che compete alla classe d'uso nella quale la costruzione ricade (v. § 2.4 delle NTC). Si ricava poi, per ciascuno stato limite e relativa probabilità di eccedenza  $P_{V_R}$  nel periodo di riferimento  $V_R$ , il periodo di ritorno  $T_R$  del sisma. Si utilizza a tal fine la relazione:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - P_{V_R}) = -C_U \cdot V_N / \ln(1 - P_{V_R}) \quad (C.3.2.1)$$

ottenendo, per i vari stati limite, le espressioni di  $T_R$  in funzione di  $V_R$  riportate nella tabella C.3.2.I.

**Tabella C.3.2.I.-** Valori di  $T_R$  espressi in funzione di  $V_R$ 

Stati Limite		Valori in anni del periodo di ritorno $T_R$ al variare del periodo di riferimento $V_R$
Stati Limite di Esercizio (SLE)	SLO	$(^2) 30 \text{ anni} \leq T_R = 0,60 \cdot V_R$
	SLD	$T_R = V_R$
Stati Limite Ultimi (SLU)	SLV	$T_R = 9,50 \cdot V_R$
	SLC	$T_R = 19,50 \cdot V_R \leq 2475 \text{ anni } (^1)$

Alla base dei risultati così ottenuti è la strategia progettuale che impone, al variare del periodo di riferimento  $V_R$ , la costanza della probabilità di superamento  $P_{V_R}$  che compete a ciascuno degli stati limite considerati (**strategia progettuale di norma**).

È immediato constatare (v. formula C.3.2.1) che, imponendo  $P_{V_R} = \text{costante}$  al variare di  $C_U$ , si ottiene  $\left[ T_R = -C_U \cdot V_N / \ln(1 - P_{V_R}) = -C_U \cdot V_N / \text{costante} \right]$  e dunque, a parità di  $V_N$ ,  $T_R$  varia dello stesso fattore  $C_U$  per cui viene moltiplicata  $V_N$  per avere  $V_R$ . Fissata la vita nominale  $V_N$  della costruzione e valutato il periodo di ritorno  $T_{R,1}$  corrispondente a  $C_U = 1$ , si ricava il  $T_R$  corrispondente al generico  $C_U$  dal prodotto  $C_U \cdot T_{R,1}$ . Al variare di  $C_U$ ,  $T_R$  e  $V_R$  variano con legge uguale.

Strategie progettuali alternative a quella ora illustrata, sono ipotizzabili <sup>(3)</sup>.

Al riguardo le NTC, alla fine del 3.2.1, recitano “*Qualora la protezione nei confronti degli stati limite di esercizio sia di prioritaria importanza, i valori di  $P_{V_R}$  forniti in tabella devono essere ridotti in funzione del grado di protezione che si vuole raggiungere.*”

E' evidente che riduzione delle probabilità di superamento attribuite ai vari stati limite non può essere arbitraria ma deve allinearsi a precisi concetti di teoria della sicurezza; in particolare, i livelli di protezione che si debbono eventualmente accrescere sono solo quelli nei confronti degli Stati Limite di Esercizio, mentre i livelli di protezione nei confronti degli Stati Limite Ultimi (più direttamente legati alla sicurezza) possono restare sostanzialmente immutati perché già ritenuti sufficienti dalla normativa.

<sup>2)</sup> I limiti inferiore e superiore di  $T_R$  fissati dall'appendice A delle NTC sono dovuti all'intervallo di riferimento della pericolosità sismica oggi disponibile; per opere speciali possono considerarsi azioni sismiche riferite a  $T_R$  più elevati.

<sup>3)</sup> Si veda al riguardo EN-1998-1, § 2.1, punto 4

Per rispettare le limitazioni testé citate, al variare della classe d'uso e del coefficiente  $C_U$ , si può utilizzare  $C_U$  non per aumentare  $V_N$ , portandola a  $V_R$ , ma per ridurre  $P_{V_R}$ .

In tal caso si ha  $T_R = -V_N / \ln(1 - P_{V_R} / C_U)$ ; detto  $T_{R,a}$  il periodo di ritorno ottenuto con la strategia progettuale di norma e  $T_{R,b}$  il periodo di ritorno ottenuto con la strategia progettuale appena illustrata, il rapporto  $R$  tra i due periodi di ritorno varrebbe:

$$R = \frac{T_{R,b}}{T_{R,a}} = \frac{-V_N / \ln(1 - P_{V_R} / C_U)}{-C_U \cdot V_N / \ln(1 - P_{V_R})} = \frac{\ln(1 - P_{V_R})}{C_U \cdot \ln(1 - P_{V_R} / C_U)} \quad (C.3.2.2)$$

ed avrebbe, al variare di  $C_U$  e  $P_{V_R}$ , gli andamenti riportati nel grafico successivo.

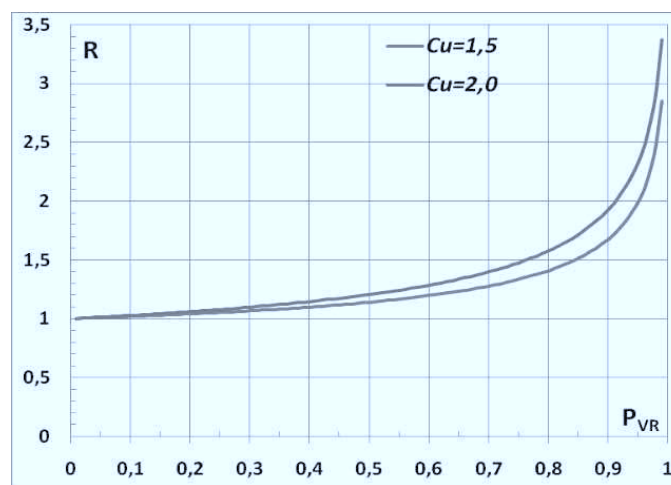


Figura C3.2.2 – Variazione di  $R$  con  $C_U$  e  $P_{V_R}$ .

Constatato che, con la strategia ipotizzata, si rispettano le condizioni preliminarmente indicate come irrinunciabili (sostanziale costanza di  $T_R$ , dunque protezione sostanzialmente immutata, per i valori di  $P_{V_R}$  relativi agli SLU, ossia per  $P_{V_R} \leq 10\%$ , e significativa crescita di  $T_R$ , dunque protezione significativamente incrementata, per i valori di  $P_{V_R}$  relativi agli SLE, ossia per  $P_{V_R} \geq 60\%$ ) si può poi passare a valutare come applicare la indicazione di norma, ossia come modificare le  $P_{V_R}$ .

Per trovare come modificare, al variare di  $C_U$ , i valori di  $P_{V_R}$  nel periodo di riferimento  $V_R$  per ottenere gli stessi valori di  $T_R$  suggeriti dalla strategia ipotizzata, basta imporre  $R=1$  nella formula C.3.2.2 ed indicare con  $P_{V_R}^*$  i nuovi valori di  $P_{V_R}$ , così ottenendo:

$$R=1 = \frac{\ln(1 - P_{V_R}^*)}{C_U \cdot \ln(1 - P_{V_R} / C_U)} \Rightarrow \ln(1 - P_{V_R}^*) = C_U \cdot \ln(1 - P_{V_R} / C_U) \Rightarrow P_{V_R}^* = 1 - (1 - P_{V_R} / C_U)^{C_U} \quad (C.3.2.3)$$

È così possibile ricavare, al variare di  $C_U$ , i valori di  $P_{V_R}^*$  a partire dai valori di  $P_{V_R}$ ; tali valori sono riportati, insieme ai valori di  $T_R$  corrispondenti, nella tabella C.3.2.II. Adottando la strategia ipotizzata, al crescere di  $C_U$  i valori dei  $P_{V_R}^*$  corrispondenti agli **Stati Limite di Esercizio (SLE)** si riducono sensibilmente ed i corrispondenti  $T_R$  crescono, mentre i valori dei  $P_{V_R}^*$  corrispondenti agli **Stati Limite Ultimi (SLU)** ed i corrispondenti  $T_R$ , sostanzialmente non variano.

**Tabella C.3.2.II.**- Valori di  $P_{V_R}^*$  e  $T_R$  al variare di  $C_U$

Stati Limite		Valori di $P_{V_R}^*$			Valori di $T_R$ corrispondenti		
		$C_U=1,0$	$C_U=1,5$	$C_U=2,0$	$C_U=1,0$	$C_U=1,5$	$C_U=2,0$
SLE	SLO	81,00%	68,80%	64,60%	$0,60 \cdot V_R$	$0,86 \cdot V_R$	$0,96 \cdot V_R$
	SLD	63,00%	55,83%	53,08%	$V_R$	$1,22 \cdot V_R$	$1,32 \cdot V_R$
SLU	SLV	10,00%	9,83%	9,75%	$9,50 \cdot V_R$	$9,66 \cdot V_R$	$9,75 \cdot V_R$
	SLC	5,00%	4,96%	4,94%	$19,50 \cdot V_R$	$19,66 \cdot V_R$	$19,75 \cdot V_R$

Se dunque la protezione nei confronti degli **SLE** è di prioritaria importanza, si possono sostituire i valori di  $P_{V_R}$  con quelli di  $P_{V_R}^*$ , così conseguendo una miglior protezione nei confronti degli **SLE**. La strategia progettuale testé ipotizzata, peraltro, conduce ad un'opera decisamente più costosa e dunque è lecito adottarla unicamente nei casi in cui gli **SLE** siano effettivamente di prioritaria importanza.

Ottenuti i valori di  $T_R$  corrispondenti ai quattro stati limite considerati (utilizzando, a seconda dei casi, la **strategia progettuale a o b**) si possono infine ricavare, al variare del sito nel quale la costruzione sorge ed utilizzando i dati riportati negli Allegati A e B alle NTC, l'accelerazione del suolo  $a_g$  e le forme dello spettro di risposta di progetto per ciascun sito, costruzione, situazione d'uso, stato limite.

### C3.2.2 CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Le condizioni del sito di riferimento rigido in generale non corrispondono a quelle effettive. È necessario, pertanto, tenere conto delle condizioni stratigrafiche del volume di terreno interessato dall'opera ed anche delle condizioni topografiche, poiché entrambi questi fattori concorrono a modificare l'azione sismica in superficie rispetto a quella attesa su un sito rigido con superficie orizzontale. Tali modifiche, in ampiezza, durata e contenuto in frequenza, sono il risultato della risposta sismica locale.

Si denomina “risposta sismica locale” l’azione sismica quale emerge in “superficie” a seguito delle modifiche in ampiezza, durata e contenuto in frequenza subite trasmettendosi dal substrato rigido. Per individuare in modo univoco la risposta sismica si assume come “superficie” il “piano di riferimento” quale definito, per le diverse tipologie strutturali, al § 3.2.2 delle NTC.

Le modifiche sopra citate corrispondono a:

- *effetti stratigrafici*, legati alla successione stratigrafica, alle proprietà meccaniche dei terreni, alla geometria del contatto tra il substrato rigido e i terreni sovrastanti ed alla geometria dei contatti tra gli strati di terreno;
- *effetti topografici*, legati alla configurazione topografica del piano campagna. La modifica delle caratteristiche del moto sismico per effetto della geometria superficiale del terreno va attribuita alla focalizzazione delle onde sismiche in prossimità della cresta dei rilievi a seguito dei fenomeni di riflessione delle onde sismiche ed all’interazione tra il campo d’onda incidente e quello diffratto. I fenomeni di amplificazione cresta-base aumentano in proporzione al rapporto tra l’altezza del rilievo e la sua larghezza.

Gli effetti della risposta sismica locale possono essere valutati con metodi semplificati oppure eseguendo specifiche analisi. I metodi semplificati possono essere adoperati solo se l’azione sismica in superficie è descritta dall’accelerazione massima o dallo spettro elastico di risposta; non possono cioè essere adoperati se l’azione sismica in superficie è descritta mediante accelerogrammi.

Nei metodi semplificati è possibile valutare gli effetti stratigrafici e topografici. In tali metodi si attribuisce il sito ad una delle categorie di sottosuolo definite nella Tabella 3.2.II delle NTC (A, B, C, D, E) e ad una delle categorie topografiche definite nella Tabella 3.2.IV delle NTC (T1, T2, T3, T4). In questo caso, la valutazione della risposta sismica locale consiste nella modifica dello spettro di risposta in accelerazione del moto sismico di riferimento, relativo all’affioramento della formazione rocciosa (categoria di sottosuolo A) su superficie orizzontale (categoria topografica T1).

Per l’identificazione della categoria di sottosuolo è fortemente raccomandata la misura della velocità di propagazione delle onde di taglio  $V_s$ . In particolare, fatta salva la necessità di estendere le indagini geotecniche nel volume significativo di terreno interagente con l’opera, la classificazione si effettua in base ai valori della velocità equivalente  $V_{s,30}$ , definita mediante l’equazione 3.2.1) delle NTC. La velocità equivalente è ottenuta imponendo l’equivalenza tra i tempi di arrivo delle onde di taglio in un terreno omogeneo equivalente, di spessore pari a 30 m, e nel terreno stratificato in esame, di spessore complessivo ancora pari a 30 m. Essa assume quindi valori differenti da quelli ottenuti dalla media delle velocità dei singoli strati pesata sui relativi spessori, soprattutto in presenza di strati molto deformabili di limitato spessore. Lo scopo della definizione adottata è quello di privilegiare il contributo degli strati più deformabili.

In mancanza di misure di  $V_s$ , l'identificazione della categoria di sottosuolo può essere effettuata sulla base dei valori di altre grandezze geotecniche, quali il numero dei colpi della prova penetrometrica dinamica ( $N_{SPT}$ ) per depositi di terreni prevalentemente a grana grossa e la resistenza non drenata ( $c_u$ ) per depositi di terreni prevalentemente a grana fine.

Le equazioni 3.2.2 e 3.2.3 delle NTC possono ad esempio essere utilizzate per la classificazione di un sito sulla base del numero di colpi misurati in prove penetrometriche dinamiche in terreni a grana grossa nei primi 30 m di profondità,  $N_{SPT,30}$ , e dei valori della resistenza non drenata di terreni a grana fine nei primi 30 m di profondità,  $c_{u,30}$ . Le espressioni utilizzate per la determinazione di  $N_{SPT,30}$  e  $c_{u,30}$  sono simili nella forma a quella utilizzata per la velocità equivalente  $V_{s,30}$ .

Come specificato nel § 7.11.3 delle NTC, per categorie speciali di sottosuolo (Tabella 3.2.III delle NTC), per determinati sistemi geotecnici o se si intende aumentare il grado di accuratezza nella previsione dei fenomeni di amplificazione, le azioni sismiche da considerare nella progettazione possono essere determinate mediante specifiche analisi di risposta sismica locale, meglio descritte nel § C.7.11.3.1 della presente Circolare. Queste analisi presuppongono un'adeguata conoscenza delle proprietà meccaniche dei terreni in condizioni cicliche, determinate mediante specifiche indagini e prove geotecniche.

### **C3.2.3 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA**

Il moto sismico di ciascun punto del suolo al di sotto della costruzione può essere decomposto in componenti secondo tre direzioni ortogonali; per ciascuna componente dell'azione sismica può essere fornita una rappresentazione puntuale mediante la sola accelerazione massima attesa, mediante l'intero spettro di risposta o mediante storie temporali dell'accelerazione (accelerogrammi). Qualora la costruzione sia di dimensioni limitate o le sue fondazioni siano sufficientemente rigide e resistenti, si può assumere che il moto sia lo stesso per tutti i punti al di sotto della costruzione. Altrimenti si deve tener conto della variabilità spaziale del moto, nei modi definiti nel § 7.3.2.5.

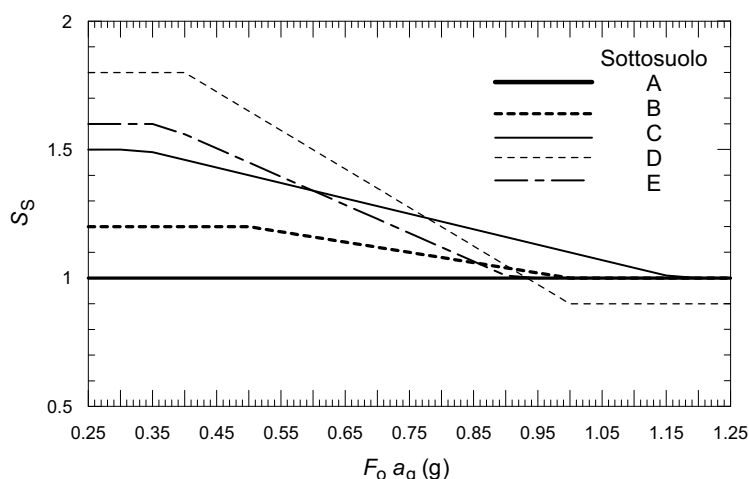
La rappresentazione di riferimento per le componenti dell'azione sismica è lo spettro di risposta elastico in accelerazione per uno smorzamento convenzionale del 5%. Esso fornisce la risposta massima in accelerazione del generico sistema dinamico elementare con periodo di oscillazione  $T \leq 4$  s ed è espresso come il prodotto di una forma spettrale per l'accelerazione massima del terreno.

La forma spettrale per le componenti orizzontali è definita mediante le stesse espressioni fornite dall'EN1998 nelle quali, tuttavia, non si è assunto un singolo valore per l'amplificazione massima

ma si è fornita tale grandezza,  $F_o$ , in funzione della pericolosità del sito insieme alle grandezze  $a_g$ ,  $T_C$  e, conseguentemente,  $T_B$ ,  $T_D$ . Per la componente verticale, invece, le uniche grandezze fornite in funzione della pericolosità del sito sono l'accelerazione massima, posta pari alla massima accelerazione orizzontale del suolo  $a_g$ , e l'amplificazione massima  $F_v$ , espressa come funzione di  $a_g$ . La categoria di sottosuolo e le condizioni topografiche incidono sullo spettro elastico di risposta. Specificamente, l'accelerazione spettrale massima dipende dal coefficiente  $S = S_S \cdot S_T$  che comprende gli effetti delle amplificazioni stratigrafica ( $S_S$ ) e topografica ( $S_T$ ). Per le componenti orizzontali dell'azione sismica, il periodo  $T_C$  di inizio del tratto a velocità costante dello spettro, è funzione invece del coefficiente  $C_C$ , dipendente anch'esso dalla categoria di sottosuolo.

Il coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$  è definito in funzione delle condizioni topografiche riportate nella Tabella 3.2.IV ed assume i valori riassunti nella Tabella 3.2.VI delle NTC.

Per le componenti orizzontali dell'azione sismica il coefficiente  $S_S$  è definito nella Tabella 3.2.V delle NTC. Esso è il rapporto tra il valore dell'accelerazione massima attesa in superficie e quello su sottosuolo di categoria A ed è definito in funzione della categoria di sottosuolo e del livello di pericolosità sismica del sito (descritto dal prodotto  $F_o \cdot a_g$ ).



**Figura C3.2.3.** Andamento del coefficiente  $S_S$  per le componenti orizzontali dell'azione sismica

Nella figura C.3.2.3 è mostrata, per le cinque categorie di sottosuolo, la variazione di  $S_S$  in funzione del prodotto  $F_o \cdot a_g$ .

A parità di categoria di sottosuolo, l'andamento di  $S_S$  con  $F_o \cdot a_g$  è caratterizzato da due tratti orizzontali, rispettivamente per bassi ed elevati valori di pericolosità sismica; tali tratti sono raccordati da un segmento di retta che descrive il decremento lineare di  $S_S$  con  $F_o \cdot a_g$ .



In genere, a parità di pericolosità del sito ( $F_o \cdot a_g$ ), i valori di  $S_S$  si incrementano al decrescere della rigidità del sottosuolo, passando dal sottosuolo di categoria A al sottosuolo di categoria E. In particolare, per  $F_o \cdot a_g < 0.78g$ , il sottosuolo di categoria D mostra amplificazioni maggiori delle altre categorie di sottosuolo, mentre, per  $0.78g \leq F_o \cdot a_g < 1.17g$  i fenomeni di amplificazione sono più marcati per il sottosuolo di categoria C.

Per elevati livelli di pericolosità sismica del sito, caratterizzati da valori del prodotto  $F_o \cdot a_g > 0.93g$ , le accelerazioni massime su sottosuolo di categoria D sono inferiori a quelle su sottosuolo di categoria A. Si verifica cioè una deamplificazione del moto in termini di accelerazione massima.

Per la componente verticale dell'azione sismica, in assenza di studi specifici, si assume  $S_S=1$ .

Il coefficiente  $C_C$  è definito nella Tabella 3.2.V delle NTC in funzione della categoria di sottosuolo e del valore di  $T_C$  riferito a sottosuolo di categoria A,  $T_C^*$ . Nella Figura C.3.2.4, la variazione di  $C_C$  è mostrata, per le cinque categorie di sottosuolo, in funzione di  $T_C^*$ .

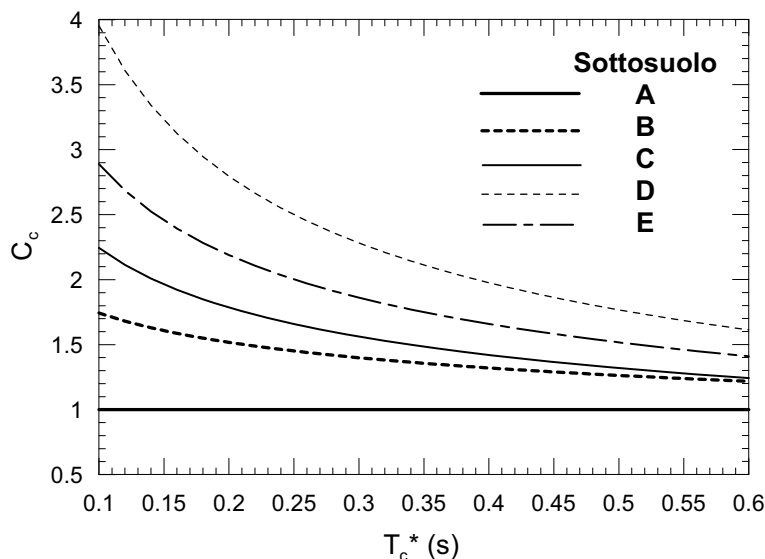


Figura C3.2.4. Andamento del coefficiente  $C_C$

A parità della categoria di sottosuolo, il coefficiente  $C_C$  decresce al crescere di  $T_C^*$  e, conseguentemente, l'effetto di amplificazione massima si sposta verso periodi più brevi e si riduce l'estensione del tratto orizzontale caratterizzato da ordinata spettrale massima. In genere, a parità di  $T_C^*$ , i valori di  $C_C$  si incrementano al decrescere della rigidità del sottosuolo, ovvero passando dal sottosuolo di categoria A al sottosuolo di categoria E. Il sottosuolo di categoria D presenta, nell'intervallo di valori di interesse, valori di  $T_C$  maggiori di quelli relativi alle altre categorie di sottosuolo.

### ***C 3.2.3.2.1 Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali***

Il fattore  $\eta$  tiene conto delle capacità dissipative delle costruzioni alterando lo spettro di risposta assunto a riferimento, per il quale  $\eta=1$ , definito come lo spettro elastico con smorzamento viscoso convenzionale  $\xi = 5\%$ . La relazione (3.2.6) può essere utilizzata per costruzioni che non subiscono significativi danneggiamenti e può essere utilizzata nel campo di smorzamenti convenzionali compresi tra i valori  $\xi = 5\%$  e  $\xi = 28\%$ . Al di fuori di questo campo, la scelta del valore del fattore  $\eta$  deve essere adeguatamente giustificata.

Nel caso di significativi danneggiamenti, generalmente associati ad azioni riferite agli Stati Limite Ultimi, il fattore  $\eta$  può essere calcolato in funzione del fattore di struttura  $q$  previsto per lo Stato Limite considerato secondo quanto definito al §3.2.3.5 delle NTC.

### ***C3.2.3.2.2 Spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale***

Si segnala un refuso presente nel testo delle NTC e precisamente nella prima delle espressioni 3.2.10, quella che definisce la forma spettrale per  $0 \leq T < T_B$ .

In tale formula occorre sostituire con  $F_o$  lo  $F_v$  presente a denominatore nella espressione tra parentesi quadre, ottenendo:

$$0 \leq T < T_B \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

### **C3.2.3.6 Impiego di accelerogrammi**

Le NTC discutono l'analisi dinamica non lineare delle strutture al punto § 7.3.4.2, riferendosi al § 3.2.3.6 per ciò che riguarda la scelta dei segnali accelerometrici. E' ivi consentito l'impiego di accelerogrammi artificiali, simulati e provenienti da registrazioni di eventi sismici reali (comunemente detti anche naturali). E' specificato come e gli accelerogrammi artificiali debbano rispettare vincoli di compatibilità media con lo spettro elastico di riferimento, mentre per quanto riguarda quelli simulati e naturali è prudentemente indicato che si qualifichi la scelta in base alle effettive caratteristiche della sorgente, della propagazione e/o dell'evento dominante. Tuttavia, non sono sempre disponibili informazioni dettagliate sui meccanismi di sorgente nonché sulla magnitudo e la distanza determinanti lo spettro di sito nell'intervallo di periodi di interesse per la struttura in esame. E' quindi possibile, in alternativa, utilizzare le condizioni di compatibilità spettrale media definite per i segnali artificiali anche per quelli naturali, avendo cura in ogni caso di

rispettare le condizioni geologiche di sito e di scegliere accelerogrammi il cui spettro è, per quanto possibile, generalmente simile a quello di riferimento. Se ciò richiede che gli accelerogrammi siano scalati linearmente in ampiezza è opportuno limitare il fattore di scala nel caso di segnali provenienti da eventi di piccola magnitudo.

### C3.3 AZIONI DEL VENTO

#### C3.3.2 VELOCITÀ DI RIFERIMENTO

In mancanza di indagini statistiche adeguate, la velocità di riferimento del vento  $v_b(T_R)$  riferita ad un generico periodo di ritorno  $T_R$  può essere valutata, nel campo compreso tra 10 e 500 anni, con l'espressione

$$v_b(T_R) = \alpha_R v_b \quad (C3.3.1)$$

dove:

$v_b$  è la velocità di riferimento del vento associata a un periodo di ritorno di 50 anni;

$\alpha_R$  è un coefficiente fornito dalla figura C3.3.1, alla quale corrisponde l'espressione:

$$\alpha_R = 0.75 \sqrt{1 - 0.2 \cdot \ln \left[ -\ln \left( 1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]} \quad (C3.3.2)$$

dove  $T_R$  è espresso in anni. Per valori più elevati di  $T_R$  si ricorrerà ad indagini specifiche o a documentazione di comprovata affidabilità.

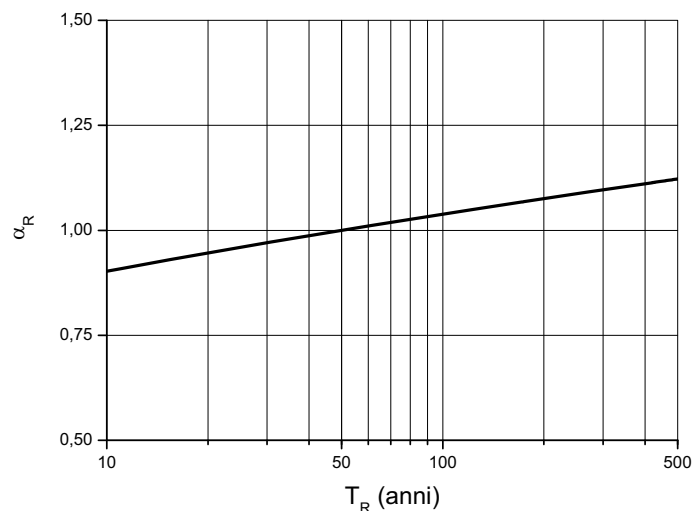


Figura C3.3.1 – Valori del coefficiente  $\alpha_R$  in funzione del periodo di ritorno  $T_R$

### C3.3.10 COEFFICIENTE DI FORMA (O AERODINAMICO)

In assenza di valutazioni più precise, suffragate da opportuna documentazione o prove sperimentali in galleria del vento, per il coefficiente di forma si assumono i valori riportati ai punti seguenti, con l'avvertenza che si intendono positive le pressioni dirette verso l'interno delle costruzioni.

#### C3.3.10.1 Edifici a pianta rettangolare con coperture piane, a falde, inclinate, curve

Per la valutazione della pressione esterna si assumerà (vedere figura C3.3.2 ed esprimere  $\alpha$  in gradi):

- per elementi sopravento (cioè direttamente investiti dal vento), con inclinazione sull'orizzontale  $\alpha \geq 60^\circ$ ,  $c_{pe} = +0,8$
- per elementi sopravento, con inclinazione sull'orizzontale  $20^\circ < \alpha < 60^\circ$ ,  $c_{pe} = +0,03\alpha - 1$
- per elementi sopravento, con inclinazione sull'orizzontale  $0^\circ \leq \alpha \leq 20^\circ$  e per elementi sottovento (intendendo come tali quelli non direttamente investiti dal vento o quelli investiti da vento radente)  $c_{pe} = -0,4$

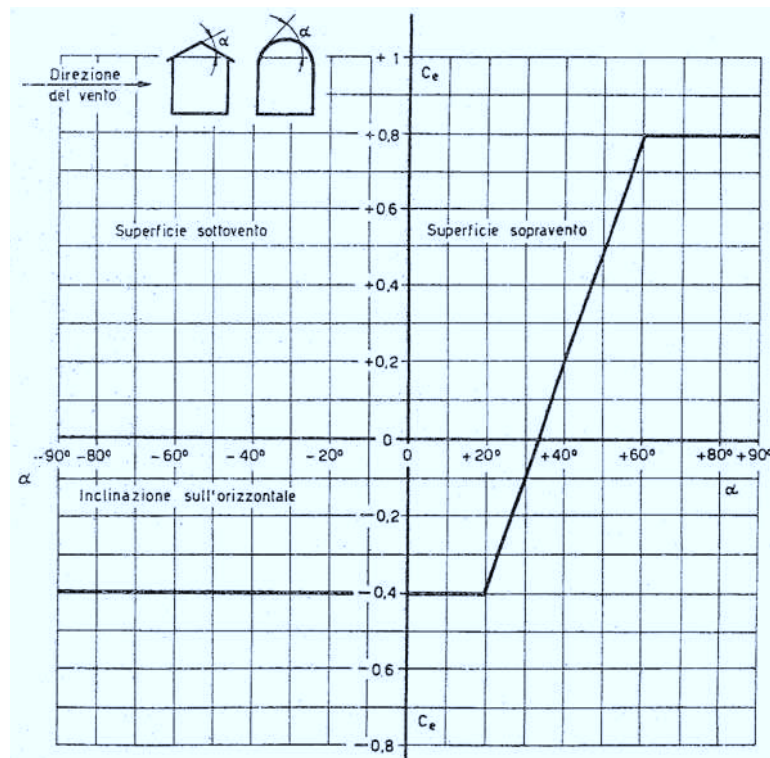


Figura C3.3.2 Valori assunti da  $c_{pe}$  al variare di  $\alpha$

Per la valutazione della pressione interna si assumerà (vedere figura C3.3.3 e scegliere il segno che dà luogo alla combinazione più sfavorevole):

- per costruzioni che hanno (o possono anche avere in condizioni eccezionali) una parete con aperture di superficie minore di 1/3 di quella totale:  $c_{pi} = \pm 0,2$
- per costruzioni che hanno (o possono anche avere in condizioni eccezionali) una parete con aperture di superficie non minore di 1/3 di quella totale:  $c_{pi} = + 0,8$  quando la parete aperta è sopravento,  $c_{pi} = - 0,5$  quando la parete aperta è sottovento o parallela al vento;
- per costruzioni che presentano su due pareti opposte, normali alla direzione del vento, aperture di superficie non minore di 1/3 di quella totale:  $c_{pe} + c_{pi} = \pm 1,2$  per gli elementi normali alla direzione del vento,  $c_{pi} = \pm 0,2$  per i rimanenti elementi.

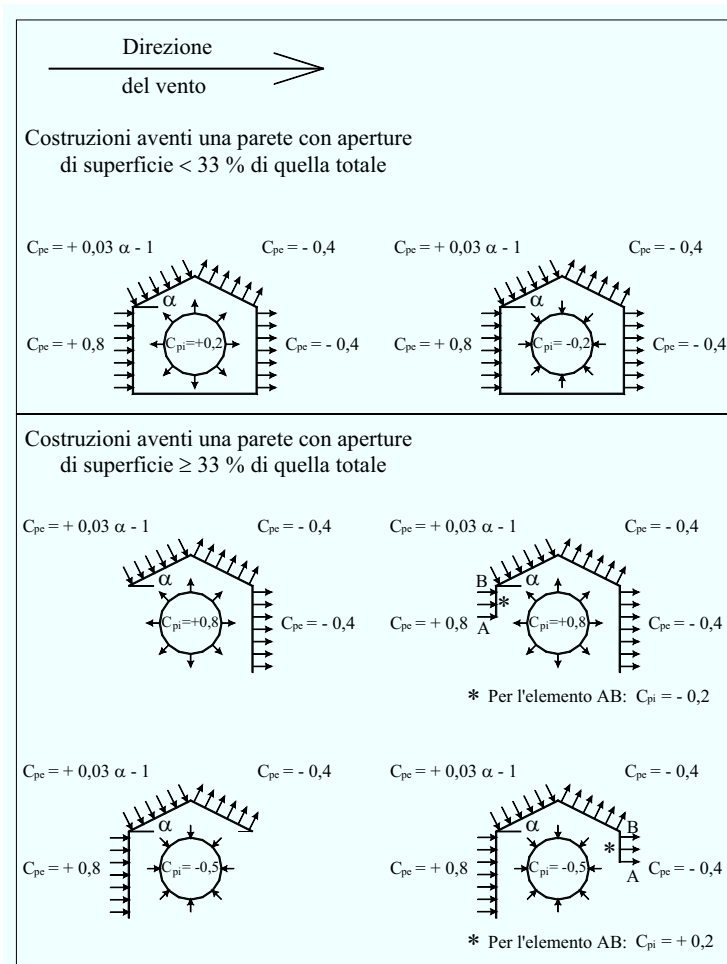


Figura C3.3.3 Coefficienti di forma per gli edifici.

### **C3.3.10.2 Coperture multiple**

Si intende per copertura multipla un insieme di elementi identici e contigui (ad esempio coperture a shed, a conoidi, ecc.).

#### ***C3.3.10.2.1 Vento diretto normalmente alle linee di colmo***

Per la determinazione delle azioni dovute al vento diretto normalmente alle linee di colmo si procede alle valutazioni seguenti.

##### ***Azioni esterne sui singoli elementi***

- per la prima copertura colpita dal vento valgono i coefficienti stabiliti nel § C3.3.10.1;
- per la seconda copertura il coefficiente relativo allo spiovente sopravvento viene ridotto del 25%;
- per tutte le coperture successive i coefficienti relativi ad ambedue gli spioventi vengono ridotti del 25%.

##### ***Azioni d'insieme***

- si applicano al primo e all'ultimo spiovente le pressioni valutate secondo i coefficienti indicati nel § C3.3.10.1;
- contemporaneamente si considera, applicata alla superficie proiettata in piano di tutte le parti del tetto, una azione superficiale orizzontale di tipo tangenziale il cui valore unitario è assunto convenzionalmente pari a  $0,10 \cdot q_{ref} \cdot c_e$

#### ***C3.3.10.2.2 Vento diretto parallelamente alle linee di colmo***

Per la determinazione delle azioni dovute al vento diretto parallelamente alle linee di colmo (e ai piani di falda) si considererà in ogni caso un'azione tangente, utilizzando i coefficienti di attrito indicati in Tabella C3.3.I al § C3.3.11.

### **C3.3.10.3 Tettoie e pensiline isolate**

Per tettoie o pensiline isolate ad uno o due spioventi, per le quali il rapporto tra la totale altezza sul suolo e la massima dimensione in pianta non è maggiore di uno, si assumeranno i valori del coefficiente  $c_p$  di seguito riportati, scegliendo sempre nelle formule il segno che dà luogo alla combinazione più sfavorevole.

#### ***C3.3.10.3.1 Elementi con spioventi aventi inclinazione sull'orizzontale $\alpha \neq 0^\circ$***

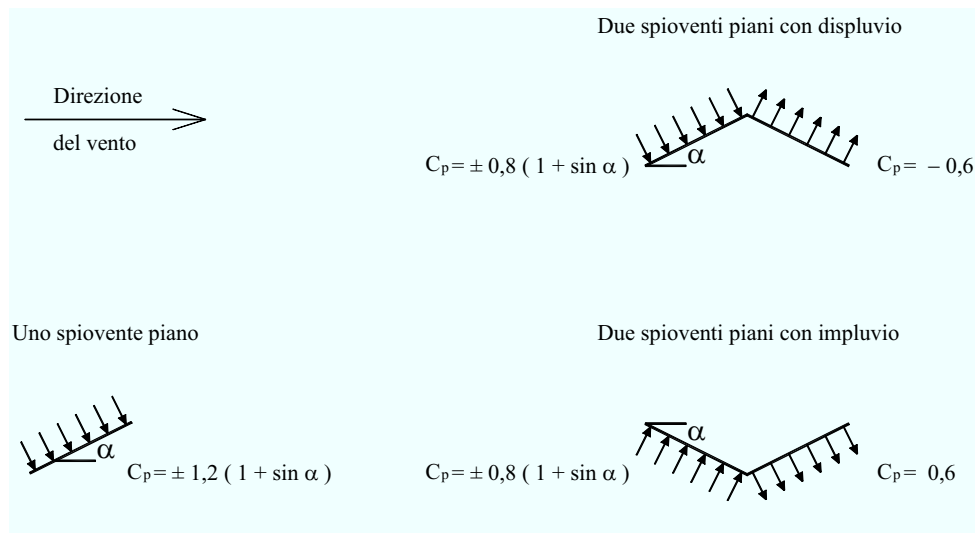
***Tettoie e pensiline a due spioventi piani (vedere figura C3.3.4)***

$$c_p = \pm 0,8 (1 + \sin\alpha) \quad \text{per spiovente sopravvento}$$

$$c_p = \mp 0,6 \quad \text{per spiovente sottovento}$$

**Tettoie e pensiline a un solo spiovente piano (vedere figura C3.3.4)**

$$c_p = \pm 1,2 (1 + \sin \alpha)$$



**Figura C3.3.4** Valori di  $c_p$  per diverse configurazioni strutturali di tettoie e pensiline

### **C3.3.10.3.2 Elementi con spioventi aventi inclinazione sull'orizzontale $\alpha = 0^\circ$**

Per tettoie e pensiline di qualsiasi tipologia, con spioventi aventi  $\alpha = 0^\circ$ , si pone  $c_p = \pm 1,2$

### **C3.3.10.4 Travi ad anima piena e reticolari**

Salvo più approfondite determinazioni, possono essere assunti per i coefficienti  $c_p$  i valori seguenti.

#### **C3.3.10.4.1 Travi isolate.**

Indicate con:

$S$  = la superficie delimitata dal contorno della trave;

$S_p$  = la superficie della parte piena della trave;

$$\varphi = \frac{S_p}{S}$$

la pressione totale si considera agente solo su  $S_p$  e si valuta utilizzando i seguenti valori del coefficiente  $c_p$ :

$$c_p = 2 - \frac{4}{3} \varphi \quad \text{per } 0 \leq \varphi < 0,3$$

$$c_p = 1,6 \quad \text{per } 0,3 \leq \varphi \leq 0,8$$

$$c_p = 2,4 - \varphi \quad \text{per } 0,8 < \varphi \leq 1$$

#### ***C3.3.10.4.2 Travi multiple.***

Nel caso di più travi disposte parallelamente a distanza  $d$  non maggiore del doppio dell'altezza  $h$ , il valore della pressione sull'elemento successivo sarà pari a quello sull'elemento precedente moltiplicato per un coefficiente di riduzione dato da:

$$\mu = 1 - 1,2\varphi \quad \text{per } \varphi \leq \frac{2}{3}$$

$$\mu = 0,2 \quad \text{per } \varphi > \frac{2}{3}$$

Per  $d/h \geq 5$  gli elementi vengono considerati come isolati.

Per  $2 < d/h < 5$  si procede all'interpolazione lineare.

#### **C3.3.10.5 Torri e pali a traliccio a sezione rettangolare o quadrata.**

Per torri e pali a traliccio a sezione rettangolare o quadrata e vento diretto normalmente ad una delle pareti, salvo più accurate valutazioni, i coefficienti di forma sono da valutare nel modo seguente:

$$c_p = \begin{cases} 2,4 & \text{per torri con elementi tubolari a sezione circolare} \\ 2,8 & \text{per torri con elementi aventi sezione di forma diversa dalla circolare} \end{cases}$$

L'azione di insieme esercitata dal vento spirante normalmente ad una delle pareti va valutata con riferimento alla superficie della parte piena di una sola faccia.

Per vento spirante secondo la bisettrice dell'angolo formato da due pareti, l'azione d'insieme è pari a 1,15 volte quella sopra definita.

Salvo documentazione specifica, i medesimi coefficienti si adottano cautelativamente anche per torri a sezione triangolare, per le quali non è da applicare il coefficiente 1,15 suddetto.



### C3.3.10.6 Corpi cilindrici

Per i corpi cilindrici a sezione circolare di diametro  $d$  e altezza  $h$  (ambedue espressi in metri) i coefficienti  $c_p$  sono i seguenti:

$$c_p = \left\{ \begin{array}{ll} 1,2 & \text{per } d\sqrt{q} \leq 2,2 \\ (1,783 - 0,263d\sqrt{q}) & \text{per } 2,2 < d\sqrt{q} < 4,2 \\ 0,7 & \text{per } 4,2 \leq d\sqrt{q} \end{array} \right\}$$

per  $q = q_b c_e$  ( $N/m^2$ ), con  $q_b$  e  $c_e$  definiti rispettivamente ai §§ 3.3.6 e 3.3.7 delle NTC.

L'azione di insieme esercitata dal vento va valutata con riferimento alla superficie proiettata sul piano ortogonale alla direzione del vento.

Le espressioni sopra indicate valgono anche per i corpi prismatici a sezione di poligono regolare di otto o più lati, essendo  $d$  il diametro del cerchio circoscritto.

### C3.3.10.7 Corpi sferici

Per una sfera di raggio  $R$  l'azione di insieme esercitata dal vento si valuta, con riferimento alla superficie proiettata sul piano ortogonale alla direzione del vento,  $S = \pi R^2$ , utilizzando  $c_p = 0,35$ .

### C3.3.10.8 Pressioni massime locali

a) Nei casi di cui ai §§ C3.3.10.1, C3.3.10.2, C3.3.10.3, nelle zone di discontinuità della forma esterna della costruzione ed, in particolare, nelle strutture secondarie disposte nella fascia perimetrale dell'edificio ed in corrispondenza dei displuvi, il valore assoluto del coefficiente di pressione può subire sensibili incrementi (vedere figura C3.3.5). Tali effetti, dovuti a vorticosità locale, in assenza di specifiche prove in galleria del vento, potranno essere valutati assumendo, per le zone comprese nelle fasce sopra descritte, il coefficiente  $c_p = -1,8$ .

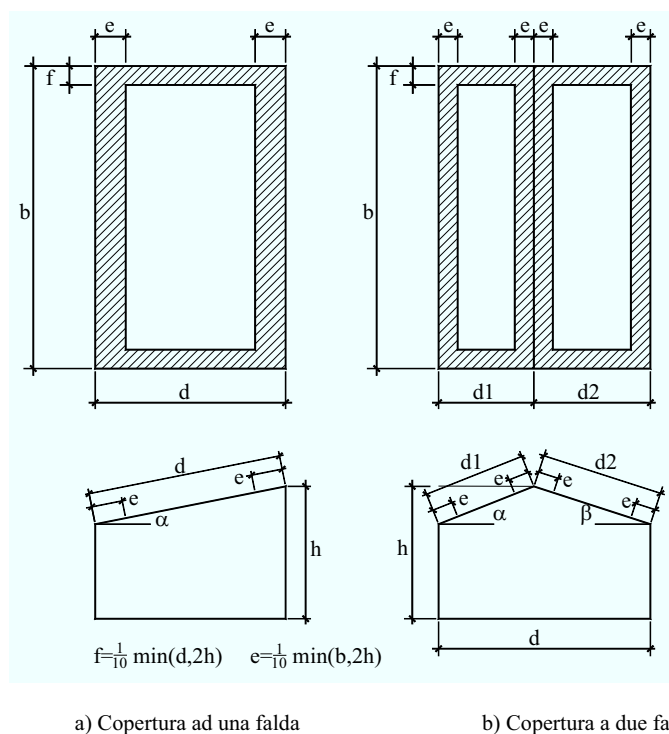
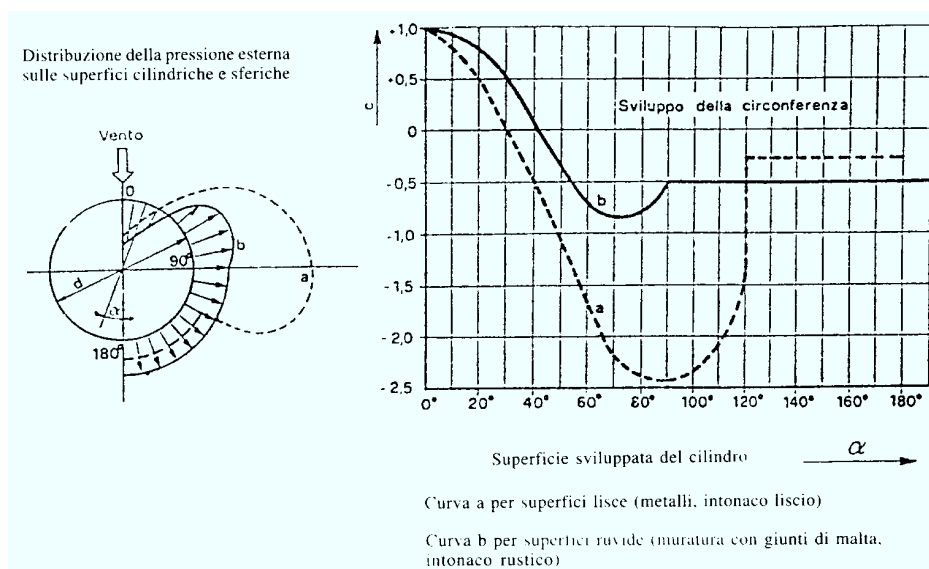


Figura C3.3.5 – Zone di massime pressioni locali sulle coperture

b) Nei casi di cui ai §§ C3.3.10.6 e C3.3.10.7 le pressioni massime locali vanno determinate utilizzando il coefficiente di forma  $c_p$ , la cui distribuzione è rappresentata in figura C3.3.6.



$\alpha$	Curva cui riferirsi		$\alpha$	Curva cui riferirsi	
	a	b		a	b
0°	+ 1,00	+ 1,00	70°	- 2,15	- 0,80
10°	+ 0,90	+ 0,95	80°	- 2,37	- 0,73
20°	+ 0,55	+ 0,80	90°	- 2,45	- 0,50
30°	+ 0,05	+ 0,50	100°	- 2,38	- 0,50
40°	- 0,50	0	110°	- 2,10	- 0,50
50°	- 1,10	- 0,45	115°	- 1,24	- 0,50
60°	- 1,70	- 0,72	120°-180°	- 0,25	- 0,50

**Figura C3.3.6** - Distribuzione del coefficiente  $c_p$  relativo alle pressioni locali, per corpi cilindrici e sferici

Le pressioni massime locali non vanno messe in conto per la determinazione delle azioni d'insieme.

### C3.3.11 COEFFICIENTE DI ATTRITO

In assenza di più precise valutazioni suffragate da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento, si assumeranno i valori riportati nella Tabella C3.3.I.

**Tabella C3.3.I** Valori del coefficiente d'attrito

Superficie	Coefficiente d'attrito $c_f$
Liscia (acciaio, cemento a faccia liscia..)	0,01
Scabra (cemento a faccia scabra, catrame..)	0,02
Molto scabra (ondulata, costolata, piegata..)	0,04

## C3.4 AZIONI DELLA NEVE

### C3.4.5 CARICO NEVE SULLE COPERTURE

Nel § 3.4.5 delle NTC sono indicati i coefficienti di forma per le coperture ad una e a due falde (§§ 3.4.5.1 e 3.4.5.2); qui di seguito sono riportati i coefficienti di forma per le seguenti tipologie di copertura, sia per il carico da neve depositata in assenza di vento che in presenza di vento:

- coperture a più falde;
- coperture cilindriche;
- coperture adiacenti e vicine a costruzioni più alte.

Vengono, poi, fornite indicazioni riguardo agli effetti locali, che si generano in presenza di:

- sporgenze;
- neve aggettante rispetto al bordo della copertura;
- barriere paraneve.

#### C3.4.5.1 Coefficiente di forma per le coperture

La figura C3.4.1 illustra i valori dei coefficienti di forma per le tipologie di copertura ad una, a due o a più falde, al variare dell'angolo  $\alpha$  di inclinazione della falda sull'orizzontale espresso in gradi sessagesimali. Gli stessi valori sono riportati nella tabella C3.4.I.

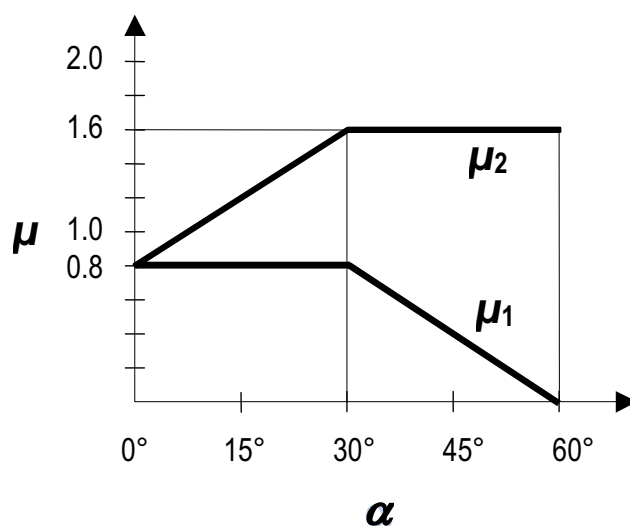


Figura C3.4.1: Coefficienti di forma per il carico neve

Tabella C3.4.I Coefficienti di forma per il carico neve

Angolo di inclinazione della falda $\alpha$	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
$\mu_1$	0,8	$0,8(60 - \alpha)/30$	0,0
$\mu_2$	$0,8 + 0,8 \alpha/30$	1,6	--

#### C3.4.5.4 Coperture a più falde

Per il caso di neve depositata in assenza di vento si deve considerare la condizione denominata *Caso(i)*, riportata nella figura C3.4.2.

Per il caso di neve depositata in presenza di vento si deve considerare la condizione denominata *Caso(ii)*, riportata nella figura C3.4.2.

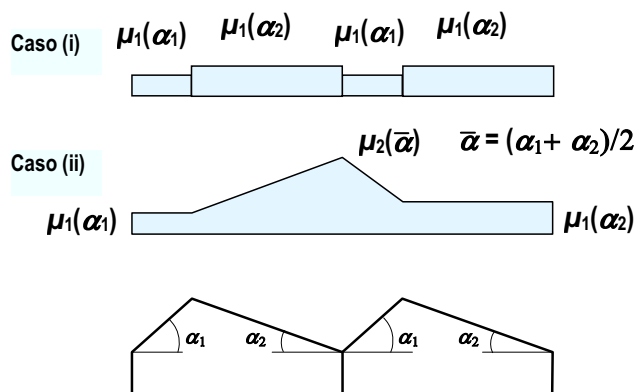


Figura C3.4.2 Coefficiente di forma per il carico neve – coperture a più falde

Qualora una o entrambe le falde convergenti in un compluvio abbiano una inclinazione superiore a  $60^\circ$ , si dovrà prestare particolare attenzione alla scelta dei coefficienti di forma da utilizzare. In particolare si dovrà tenere presente che l'intensità degli accumuli che si vengono a formare nelle zone di compluvio è funzione dell'azione di redistribuzione della neve operata dal vento e della altezza del compluvio.

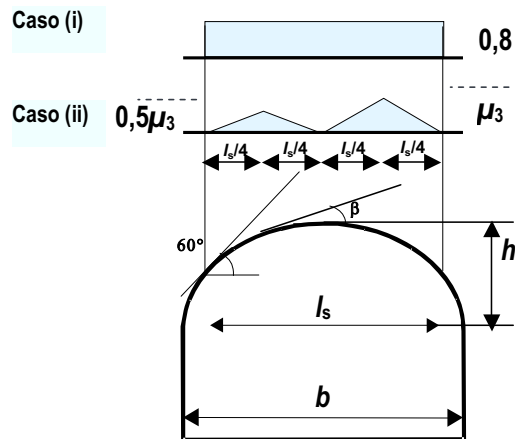
L'effetto degli accumuli in presenza di irregolarità del piano di copertura, quali ad esempio coperture con elementi prefabbricati, dovrà essere considerato solo per compluvi nei quali la larghezza delle campate (tratto sotteso dalle due falde adiacenti di inclinazione  $\alpha_1$  e  $\alpha_2$ ) sia superiore a 3,5 m e per angoli di inclinazione delle falde superiori o uguali a  $30^\circ$ . Per campate di dimensione e/o di inclinazione inferiore si può assumere, in via semplificativa, che la corrugazione della copertura sia ininfluenza per la formazione di accumuli nelle zone di compluvio.

#### C3.4.5.5 Coperture cilindriche

Si assume che la neve non sia impedita di scivolare.

Per il caso di carico da neve depositata in assenza di vento si deve considerare la condizione denominata Caso (i), riportata in figura C.3.4.3.

Per il caso di carico da neve depositata in presenza di vento si deve considerare la condizione denominata Caso (ii), riportata in figura C3.4.3.



**Figura C3.4.3** Coefficiente di forma per il carico neve – coperture cilindriche

I valori dei coefficienti di forma sono dati dalle espressioni seguenti:

$$\text{per } \beta > 60^\circ, \quad \mu_3 = 0$$

$$\text{per } \beta \leq 60^\circ, \quad \mu_3 = 0,2 + 10 h/b, \text{ con } \mu_3 \leq 2,0.$$

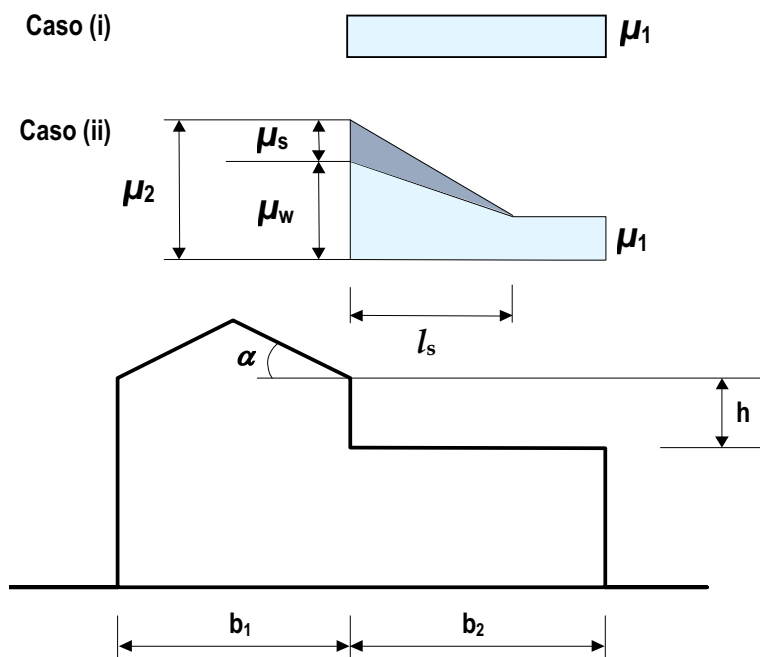
#### **C3.4.5.6. Coperture adiacenti o vicine a costruzioni più alte**

Per il caso di neve depositata in assenza di vento si dovrà considerare la condizione denominata Caso (i) nella figura C.3.4.4.

Per il caso di carico da neve depositata in presenza di vento, si dovranno considerare gli effetti dei possibili accumuli causati dai due fenomeni seguenti:

- scivolamento della neve dalla copertura posta a quota superiore;
- deposito della neve nella zona di “ombra aerodinamica”.

La condizione di carico conseguente ai fenomeni di cui sopra è denominata Caso (ii) nella figura C.3.4.4.



**Figura C3.4.4** Coefficiente di forma per il carico neve – coperture adiacenti a costruzioni più alte

I valori dei coefficienti di forma sono dati dalle espressioni seguenti:

$\mu_1 = 0,8$  (assumendo che la copertura inferiore sia piana)

$$\mu_2 = \mu_s + \mu_w$$

in cui :

$\mu_s$  è il coefficiente di forma per il carico neve dovuto allo scivolamento della neve dalla copertura superiore, che vale:

$$\text{per } \alpha \leq 15^\circ, \quad \mu_s = 0$$

per  $\alpha > 15^\circ$ ,  $\mu_s$  è calcolato in ragione del 50% del carico totale massimo insistente sulla falda della copertura superiore, valutato con riferimento al valore del coefficiente di forma appropriato per detta falda.

$\mu_w$  è il coefficiente di forma per il carico neve dovuto alla redistribuzione operata dal vento, che vale:

$$\mu_w = (b_1 + b_2)/2h \leq \gamma h/q_{sk}$$

in cui:

$\gamma$  è il peso dell'unità di volume della neve [kN/m<sup>3</sup>], che per i presenti calcoli può essere assunto pari a 2 kN/m<sup>3</sup>

Il valore del coefficiente  $\mu_w$  dovrà comunque essere compreso tra i limiti seguenti  $0,8 \leq \mu_w \leq 4,0$ .

La lunghezza della zona in cui si forma l'accumulo è data da  $l_s = 2h$ , e comunque  $5 \leq l_s \leq 15$  m.

Nel caso in cui  $b_2 < l_s$  il valore del coefficiente di forma al livello della fine della copertura posta a quota inferiore dovrà essere valutato per interpolazione lineare tra i valori di  $\mu_1$  e  $\mu_2$ .

#### **C3.4.5.7 Effetti locali**

Le indicazioni che seguono sono da intendersi riferite a fenomeni locali, che debbono essere presi in considerazione per la verifica delle membrature da questi direttamente interessate. Le condizioni di carico non dovranno pertanto fare oggetto di specifiche combinazioni di carico che interessino l'intera struttura.

##### ***C3.4.5.7.1 Accumuli in corrispondenza di sporgenze***

Se la deposizione della neve avviene in presenza di vento la presenza di sporgenze, quali ad esempio i parapetti di bordo presenti su coperture piane, causano la formazione di accumuli nelle zone di "ombra aerodinamica".

Per coperture pseudo-orizzontali si dovrà considerare la condizione di carico illustrata nella figura C3.4.5, nella quale si assumerà:

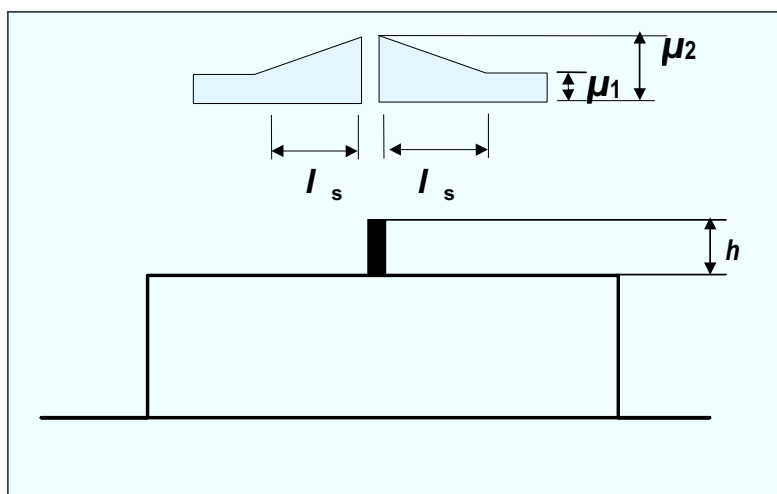
$$\mu_1 = 0,8 \text{ e } \mu_2 = \gamma h / q_{sk}, \text{ con la limitazione: } 0,8 \leq \mu_2 \leq 2,0$$

dove:

$\gamma$  è il peso dell'unità di volume della neve, che per il presente calcolo può essere assunto pari a 2 kN/m<sup>3</sup>

$l_s = 2h$ , con la limitazione:  $5 \leq l_s \leq 15$  m





**Figura C3.4.5** Coefficienti di forma per il carico neve in corrispondenza di sporgenze ed ostruzioni

#### ***C3.4.5.7.2 Neve aggettante dal bordo di una copertura***

In località poste a quota superiore a 800 m sul livello del mare, nella verifica delle parti di copertura a sbalzo sulle murature di facciata si dovrà considerare l'azione della neve sospesa oltre il bordo della copertura, sommato al carico agente su quella parte di tetto, secondo lo schema illustrato nella figura C3.4.6.

I carichi dovuti alla neve sospesa in aggetto saranno considerati agenti in corrispondenza del bordo della copertura e si possono calcolare mediante l'espressione:

$$q_{se} = k q_s^2 / \gamma$$

dove:

$q_{se}$  è il carico della neve per unità di lunghezza dovuto alla sospensione (vedasi la figura C3.4.6)

$q_s$  è il carico corrispondente alla distribuzione del manto più sfavorevole per la copertura in esame

$\gamma$  è il peso dell'unità di volume della neve, che per il presente calcolo può essere assunto pari a 3,0 kN/m<sup>3</sup>

$k$  è un coefficiente funzione della irregolarità della forma della neve, pari a  $k = 3/d$ , con  $k \leq d\gamma$ , essendo  $d$  la profondità del manto nevoso sulla copertura in m (vedasi la figura C.3.4.6)

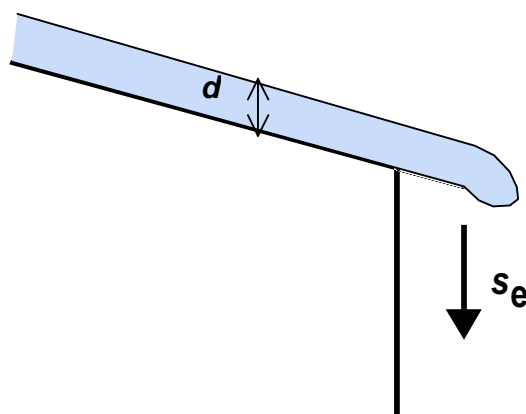


Figura C3.4.6 Neve aggettante dal bordo di una copertura

### C3.4.5.7.3 Carichi della neve su barriere paraneve ed altri ostacoli

In talune condizioni la neve può scivolare via da un tetto a falde o curvo. In questo caso si assume pari a zero il coefficiente di attrito tra la massa di neve e la superficie della copertura.

L'azione statica  $F_s$  impressa da una massa di neve che scivola su barriere paraneve o altri ostacoli, nella direzione dello scivolamento, per unità di lunghezza dell'edificio può essere assunta uguale a:

$$F_s = q_s b \sin \alpha$$

dove:

$q_s$  è il carico della neve sulla copertura, relativo alla distribuzione uniforme più sfavorevole tra quelle proprie della zona dalla quale la neve potrebbe scivolare

$b$  è la distanza in pianta (misurata in orizzontale) tra il paraneve o l'ostacolo ed il successivo paraneve o il colmo del tetto.

$\alpha$  angolo di inclinazione del tetto, misurato a partire dall'orizzontale.

### **C3.6 AZIONI ECCEZIONALI**

Le Azioni eccezionali, che solo in taluni casi vanno considerate nella progettazione, si ritiene debbano essere opportunamente conosciute al fine di garantire la robustezza strutturale richiesta dalla NTC.

Le azioni eccezionali sono quelle che si presentano in occasione di eventi quali incendi, esplosioni ed urti.

La concezione strutturale, i dettagli costruttivi ed i materiali usati dovranno essere tali da evitare che la struttura possa essere danneggiata in misura sproporzionata rispetto alla causa.

Nel caso in cui si eseguano specifiche verifiche nei confronti delle azioni eccezionali si considererà la combinazione eccezionale di azioni di cui al §2.5.3.

#### **C3.6.1.2 Richieste di prestazione**

Con riferimento al §3.6.1.2 delle NTC si precisa che le disposizioni del Ministero dell'Interno richiamate all'ultimo capoverso, sono contenute nei seguenti decreti:

- DM 16.02.07: Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione;
- DM 09.03.07: Prestazioni di resistenza al fuoco delle costruzioni nelle attività soggette al controllo del corpo nazionale dei vigili del fuoco.

Si fa presente che con quest'ultimo decreto è stata abrogata la Circolare n. 91 del 14.09.61.

Si precisa, ancora, che la resistenza al fuoco richiesta, misurata in minuti di incendio standard secondo la curva ISO 834 che approssima l'accrescimento delle temperature a partire dal momento di incendio generalizzato (flash over), è una quantificazione convenzionale non direttamente confrontabile con i tempi reali di evacuazione o di intervento.

Il progetto delle strutture sulla base di detta resistenza convenzionale porta comunque ad una capacità coerente con i richiesti livelli di prestazione.

#### **C3.6.1.4 Criteri di progettazione**

La progettazione delle strutture in condizione di incendio deve garantire una sufficiente robustezza nei confronti dell'incendio in modo tale che la struttura non possa essere danneggiata in misura sproporzionata rispetto alla causa e che sia garantito il raggiungimento delle prestazioni indicate al § 3.6.1.2 delle NTC.

---

La sicurezza del sistema strutturale in caso di incendio può essere determinata sulla base della resistenza al fuoco dei singoli elementi strutturali, di porzioni di struttura o dell'intero sistema costruttivo, valutando opportunamente lo schema statico di riferimento.

#### ***C3.6.1.5.3. Analisi del comportamento meccanico***

Il comportamento meccanico della struttura è analizzato tenendo conto della riduzione della resistenza meccanica dei componenti dovuta al danneggiamento dei materiali per effetto dell'aumento di temperatura, con le regole specificate ai punti 4.1.13, 4.2.11, 4.3.9, 4.4.14, 4.5.10. delle NTC.

Sono da considerarsi le combinazioni dovute alle azioni eccezionali definite al § 2.5.3 trascurando la concomitanza con altre azioni eccezionali e con le azioni sismiche.

Si deve tenere conto ove necessario degli effetti delle sollecitazioni iperstatiche dovute alle dilatazioni termiche contrastate ad eccezione di quando sia riconoscibile a priori che esse siano trascurabili o favorevoli.

#### ***C3.6.1.5.4 Verifica di sicurezza***

La verifica di resistenza al fuoco può essere eseguita nei domini delle resistenze, del tempo o delle temperature come specificato ai punti 4.1.13, 4.2.11, 4.3.9, 4.4.14, 4.5.10. delle NTC.

Qualora si eseguano verifiche con curve nominali di incendio la verifica di resistenza può essere effettuata senza tener conto della fase di raffreddamento che invece deve essere presa in considerazione quando si faccia riferimento a curve di incendio naturale.

## **C4. COSTRUZIONI CIVILI E INDUSTRIALI**

Nel Cap. 4 le NTC definiscono, per i diversi materiali considerati, le caratteristiche loro richieste, i relativi metodi di analisi, le verifiche, sia locali che globali, che occorre effettuare per accertare il rispetto dei diversi stati limite fissati dalla norma, le indicazioni sui particolari costruttivi e sulle modalità esecutive, le specifiche relative alla resistenza al fuoco ed ai carichi eccezionali.

Si considerano non agenti le azioni sismiche; le prescrizioni aggiuntive legate alla loro presenza sono riportate nel Cap. 7.

In dettaglio:

- nel § 4.1 sono trattate le costruzioni di c.a. e c.a.p., gettate in opera o prefabbricate, e vengono fornite le indicazioni specifiche per i calcestruzzi a bassa percentuale di armatura o non armati e per i calcestruzzi di aggregato leggero;
- nel § 4.2 sono trattate le costruzioni di acciaio, le unioni saldate e bullonate, le verifiche per situazioni usuali, transitorie, eccezionali ed i criteri di durabilità;
- nel § 4.3 sono trattate le costruzioni miste acciaio-calcestruzzo, esaminando separatamente le travi con soletta collaborante, le colonne composte, le solette composte con lamiera grecata e definendo le verifiche per situazioni usuali, transitorie, eccezionali;
- nel § 4.4 sono trattate, per la prima volta nella normativa tecnica italiana, le costruzioni di legno;
- nel § 4.5 sono trattate le costruzioni di muratura;
- nel § 4.6 sono trattate le costruzioni di altri materiali.

### **C4.1 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO**

Partendo dal materiale calcestruzzo, nel considerare tutte le classi di resistenza contemplate nell'Eurocodice 2, sono state inserite le classi C28/35 C32/40, di sicura importanza in Italia, prevedendo l'uso di calcestruzzi fino alla classe C90/105.

Per le Classi di resistenza comprese fra C70/85 e C90/105 deve essere richiesta l'autorizzazione ministeriale mediante le procedure già stabilite per altri materiali "innovativi".

Il coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo  $\gamma_c$  è stato fissato pari a 1,5, in accordo con l'Eurocodice 2; il coefficiente  $\alpha_{cc}$  è stato, invece, fissato pari a 0,85, non avendo ritenuto opportuno l'adeguamento al valore proposto dall'Eurocodice 2.

In relazione ai materiali ed ai coefficienti di sicurezza si è stabilito di non penalizzare le tecnologie innovative, accettando ad esempio l'utilizzazione dei calcestruzzi ad alta resistenza, ma mantenendo prudenza sui coefficienti di sicurezza.

Vengono definiti i legami costitutivi parabola-rettangolo, elasto-plastico e stress block per il calcestruzzo e vengono forniti i valori limiti per le deformazioni, che coincidono con quelli tradizionali per i cls di classe fino a C50/60, mentre sono opportunamente ridotti per i calcestruzzi ad elevata resistenza.

Viene fornito il coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio da armatura  $\gamma_s$  posto, per tutti i tipi, pari a 1,15.

Vengono definiti i legami costitutivi per l'acciaio; è previsto l'utilizzo tanto di un legame elastico indefinitamente plastico quanto di un legame elastico incrudente. Nel primo caso non vi è più la limitazione al 10 % , con drastica semplificazione nei calcoli senza peraltro introdurre significative variazioni di sicurezza. Nel secondo caso si può utilizzare il rapporto  $f_t/f_y$  , oggi controllato su base statistica e dunque sufficientemente garantito.

#### **C4.1.1 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA E METODI DI ANALISI**

##### **C4.1.1.1 Analisi elastica lineare**

Con riferimento all'analisi elastica lineare con redistribuzione dei momenti prevista al §4.1.1.1 delle NTC, nel seguito si forniscono alcune precisazioni integrative.

Cautelativamente, le NTC proibiscono la redistribuzione dei momenti nei pilastri e nei nodi, consentendola solo nelle travi continue (sia appartenenti che non appartenenti a telai) e nelle solette, a condizione che le sollecitazioni di flessione siano prevalenti ed i rapporti tra le luci di campate contigue siano compresi nell'intervallo 0,5-2,0.

Nel seguito, per semplicità, si farà riferimento alle sole travi, restando inteso che le relative considerazioni sono immediatamente estendibili alle solette.

La redistribuzione dei momenti flettenti garantisce l'equilibrio sia globale che locale della struttura ma prefigura possibili plasticizzazioni nelle zone di estremità delle travi; occorre dunque accompagnare la redistribuzione con una verifica di duttilità. Tale verifica, peraltro, può essere omessa se si rispettano le limitazioni sulla entità delle redistribuzioni fornite dalle NTC, meglio precisate nel seguito.

In effetti, la redistribuzione dei momenti flettenti può effettuarsi senza esplicite verifiche in merito alla duttilità delle membrature, purché il rapporto  $\delta$  tra il momento dopo la redistribuzione  $\bar{M}_{i,j} = M_{i,j} + \Delta\bar{M}_{i,j}$  ed il momento prima della redistribuzione  $M_{i,j}$  soddisfi le relazioni

$$\delta \geq 0,44 + 1,25 \cdot \left( 0,6 + \frac{0,0014}{\varepsilon_{cu}} \right) \cdot \frac{x}{d} \geq 0,70 \quad \text{per } f_{ck} \leq 50 \cdot \text{MPa} \quad (\text{C4.1.1 e 4.1.1 NTC})$$

$$\delta \geq 0,54 + 1,25 \cdot \left( 0,6 + \frac{0,0014}{\varepsilon_{cu}} \right) \cdot \frac{x}{d} \geq 0,70 \quad \text{per } f_{ck} > 50 \cdot \text{MPa} \quad (\text{C4.1.2 e 4.1.2 NTC})$$

dove  $d$  è l'altezza utile della sezione,  $x$  è l'altezza della zona compressa e  $\varepsilon_{cu}$  è la deformazione ultima del calcestruzzo, data al §4.1.2.1.2.2 delle NTC. Il limite  $\delta \geq 0,70$  ha lo scopo di evitare che un eccesso di redistribuzione possa indurre plasticizzazione allo Stato Limite di Esercizio nelle sezioni in cui si riduce il momento resistente, contenendo così le richieste di duttilità nelle situazioni sismiche.

Di conseguenza, ad ogni nodo, l'aliquota dei momenti da redistribuire,  $\Delta M$ , non può eccedere il 30% del minore tra i due momenti d'estremità concorrenti al nodo, nel caso di momenti di verso opposto. Nel caso di momenti equiversi, il rapporto  $\delta$  va riferito inevitabilmente al momento che viene ridotto in valore assoluto.

La redistribuzione dei momenti permette una progettazione strutturale più economica ed efficiente, riducendo in valore assoluto i momenti massimi di calcolo, solitamente localizzati nelle zone di momento negativo, e compensando questa diminuzione con l'aumento dei momenti nelle zone meno sollecitate.

Ciò consente di:

- progettare travi aventi resistenza massima a flessione minore di quella richiesta dall'analisi elastica, grazie ad una più uniforme distribuzione delle resistenze lungo il loro sviluppo;
- utilizzare meglio la resistenza minima a flessione delle sezioni, dovuta al rispetto delle limitazioni costruttive imposte dalle NTC, quando essa ecceda significativamente le sollecitazioni derivanti dall'analisi elastica.

Il requisito essenziale per effettuare la redistribuzione è che il diagramma dei momenti risulti staticamente ammissibile una volta effettuata la redistribuzione.

Il diagramma è staticamente ammissibile se è equilibrato e se soddisfa in ogni sezione la condizione

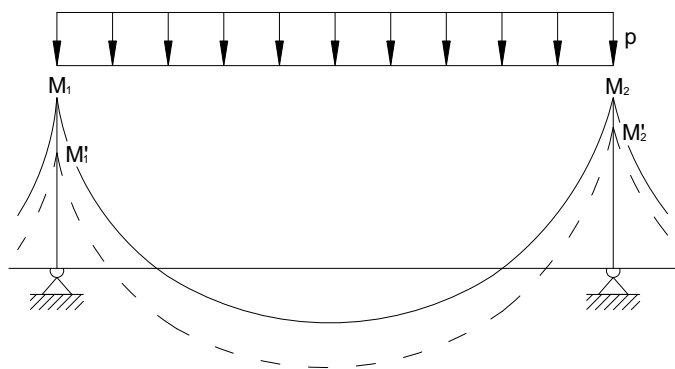
$$\bar{M}_{Ed} \leq M_{Rd} \quad (\text{C4.1.3})$$

dove  $\bar{M}_{Ed}$  è il valore di progetto del momento dopo la redistribuzione e  $M_{Rd}$  è il momento resistente di progetto.

#### **C4.1.1.1.1** *Ridistribuzione nelle travi continue*

Nel caso di una trave continua (Figura C4.1.1), i momenti  $M_1$  e  $M_2$  delle sezioni più sollecitate (in corrispondenza degli appoggi) possono venire ridotti ai valori  $M'_1$  e  $M'_2$ , nel rispetto dei limiti  $M'_1 \geq \delta M_1$  e  $M'_2 \geq \delta M_2$ .

Il diagramma del momento flettente sortito dall'analisi elastica lineare della trave continua in esame, rappresentato dalla curva a tratto continuo della Figura C4.1.1, va traslato di conseguenza nel rispetto dell'equilibrio con il carico  $p$  applicato, come indicato dalla curva a tratteggio di Figura C4.1.1.



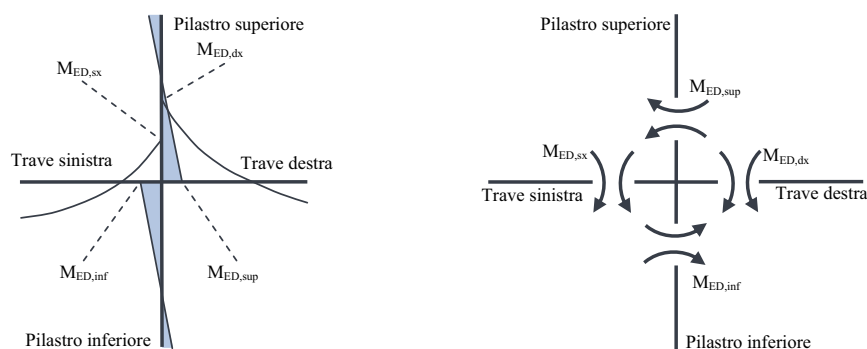
**Figura C4.1.1** *Ridistribuzione dei momenti per travi continue*

#### **C4.1.1.1.2** *Ridistribuzione nelle travi continue dei telai*

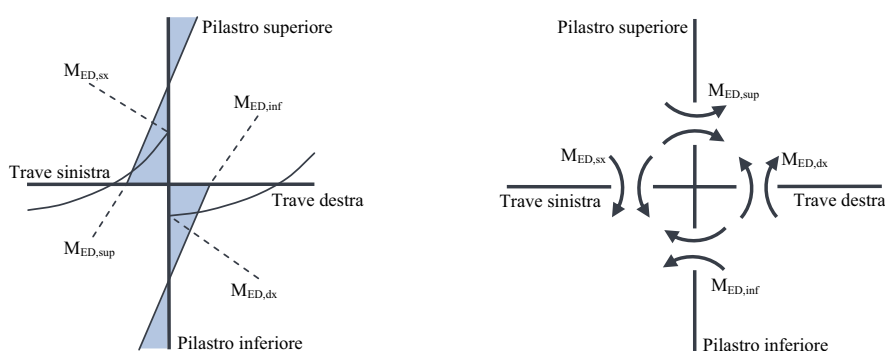
Nei telai i momenti trasmessi dai pilastri ai nodi, non essendo ammessa per tali elementi la redistribuzione, sono quelli desunti dall'analisi elastica. Poiché tali momenti debbono essere in equilibrio con quelli trasmessi allo stesso nodo dalle travi, la redistribuzione si effettua applicando all'estremità delle travi convergenti nel nodo momenti flettenti di segno opposto ed uguale intensità, lasciando immutato il regime di sollecitazione nei pilastri.

Operativamente, si possono evidenziare due possibili situazioni a seconda che i momenti trasmessi al nodo dalle travi in esso convergenti (momenti d'estremità) abbiano verso discorde (Figura C4.1.2) o concorde (Figura C4.1.3).



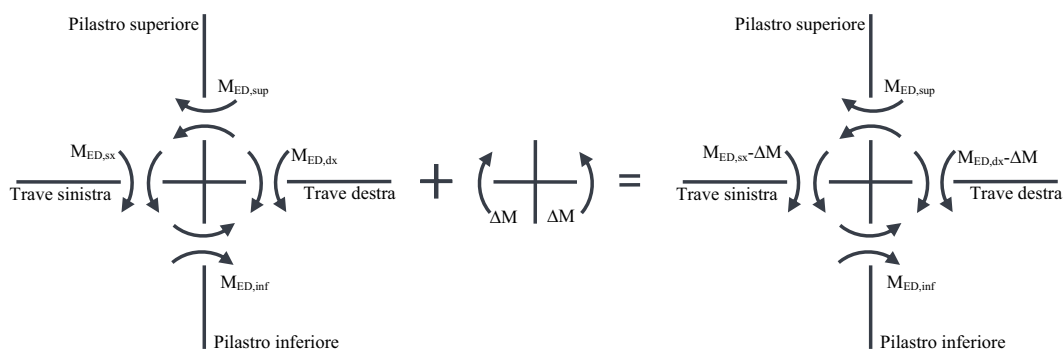


**Figura C4.1.2** Diagramma delle sollecitazioni e schema dei momenti trasmessi al nodo con momenti d'estremità discordi

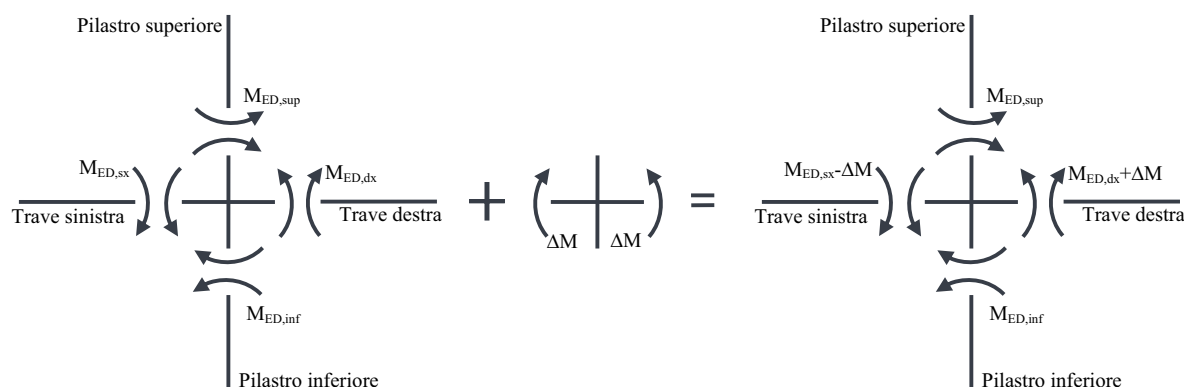


**Figura C4.1.3** Diagramma delle sollecitazioni e schema dei momenti trasmessi al nodo con momenti d'estremità concordi

Il soddisfacimento dell'equilibrio impone che, nel caso in cui in cui momenti d'estremità delle travi abbiano verso discorde, essi siano entrambi ridotti di  $\Delta M$  (Figura C4.1.4) e che, in caso contrario, il momento d'estremità della trave di sinistra sia ridotto di  $\Delta M$  e quello della trave destra sia aumentato della stessa quantità  $\Delta M$  (Figura C4.1.5).

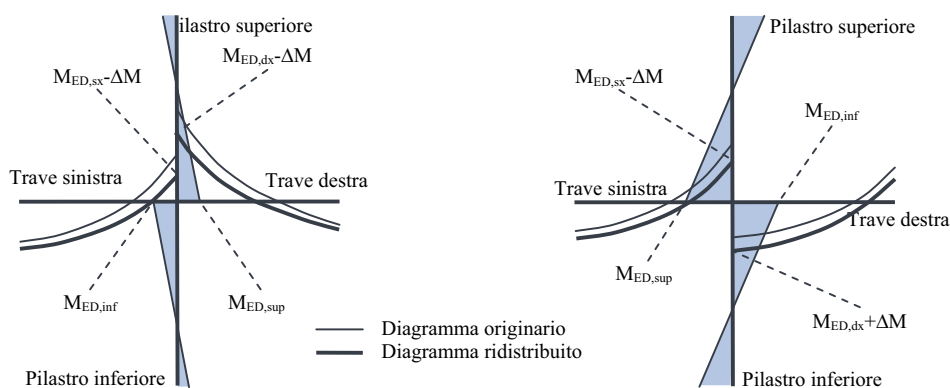


**Figura C4.1.4** Momenti d'estremità di verso opposto: redistribuzione del momento nelle travi



**Figura C4.1.5** *Momenti d'estremità di verso concorde: redistribuzione del momento nelle travi*

I diagrammi dei momenti ottenuti a seguito della redistribuzione, per le due diverse situazioni in precedenza prefigurate, sono rappresentati in Figura C4.1.6.



**Figura C4.1.6** *Diagrammi dei momenti a seguito della redistribuzione dei momenti nelle travi*

Come già detto, affinché la redistribuzione sia consentita, il diagramma dei momenti flettenti su ciascuna trave ottenuto per effetto della redistribuzione deve essere staticamente ammissibile.

## C4.1.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

### C4.1.2.1 Verifiche agli stati limite ultimi

#### C4.1.2.1.1.4 Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo

Con riferimento all'ultimo capoverso del § 4.1.2.1.1.4, ai fini del calcolo della resistenza di aderenza può farsi riferimento alle norme UNI EN 1992-1-1.

### **C4.1.2.1.2 Resistenza a sforzo normale e flessione (elementi monodimensionali)**

#### *C4.1.2.1.2.4 Analisi della sezione*

Con riferimento alla verifica di resistenza dei pilastri in c.a. soggetti a sola compressione assiale, la prescrizione circa l'eccentricità minima dell'azione assiale da tenere in conto può essere implicitamente soddisfatta valutando  $N_{Rd}$  con la formula

$$N_{Rd} = 0,8 A_c f_{cd} + A_{s,tot} f_{yd} \quad (C4.1.4)$$

con  $A_c$  area del calcestruzzo e  $A_{s,tot}$  area totale d'armatura.

#### **C4.1.2.1.5 Resistenza di elementi tozzi, nelle zone diffuse e nei nodi**

Con riferimento ai modelli fatti di tiranti e puntoni descritti al §4.1.2.1.5 delle NTC, nel seguito si riporta un esempio di applicazione di detto metodo di verifica con riferimento al caso della mensola tozza di Figura C4.1.7.

In questo caso il meccanismo resistente è costituito da un tirante orizzontale superiore, corrispondente all'armatura tesa, e da un puntone di calcestruzzo inclinato di  $\psi$ , che riporta il carico  $P_{Ed}$  entro il bordo del pilastro. Con le dimensioni geometriche indicate nella Figura C4.1.7, attraverso l'equilibrio del nodo caricato si ottiene la portanza della mensola in termini di resistenza dell'armatura:

$$P_R = P_{Rs} = (A_s f_{yd} - H_{Ed}) \frac{1}{\lambda} \quad (C4.1.5)$$

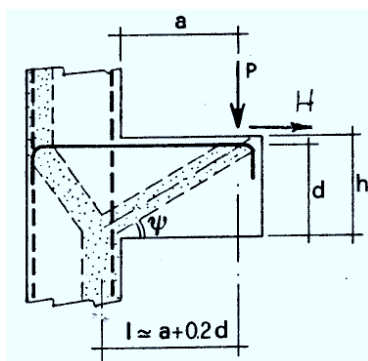
con  $\lambda = \text{ctg}\psi \cong l/(0,9d)$ . Per la verifica dovrà risultare

$$P_R \geq P_{Ed} \quad (C4.1.6)$$

Dovrà inoltre risultare una resistenza  $P_{Rc}$  del puntone di calcestruzzo non minore di quella correlata all'armatura con

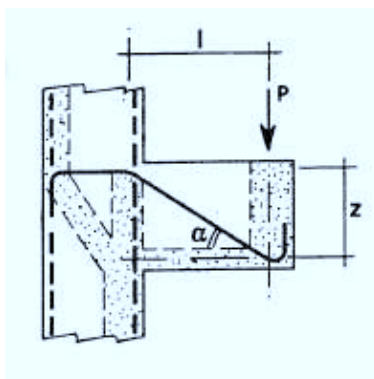
$$P_{Rc} = 0,4 b d f_{cd} \frac{c}{1 + \lambda^2} \geq P_{Rs} \quad (C4.1.7)$$

con  $c=1$  per sbalzi di piastre non provvisti di staffatura e  $c=1,5$  per sbalzi di travi provvisti di staffatura.



**Figura C4.1.7** Esempi di modello a puntoni e tiranti con tirante orizzontale per mensole tozze

A quello sopra presentato può aggiungersi un secondo meccanismo funzionante in parallelo, costituito da un tirante inclinato ed un puntone inferiore come rappresentato in Figura C4.1.8.



**Figura C4.1.8** Esempi di modello a puntoni e tiranti con tirante obliquo per mensole tozze

Attraverso l'equilibrio del nodo sul quale viene trasmessa la quota parte di carico si ottiene il corrispondente contributo di portanza in termini di resistenza dell'armatura

$$\Delta P_R = A'_s f_{sd} \sin \alpha \quad (C4.1.8)$$

che deve risultare non maggiore della resistenza del puntone compresso:

$$\Delta P_{Rc} = 0,2 b d f_{cd} \tan \alpha \geq \Delta P_{Rs} \quad (C4.1.9)$$

La capacità portante globale della mensola provvista dei due ordini d'armatura può calcolarsi, a partire dal contributo di ciascun meccanismo resistente, come

$$P_R = P_{Rs} + 0,8 \Delta P_R \quad (C4.1.10)$$

considerando un contributo aggiuntivo dell'armatura inclinata ridotto del 20%.

Per contenere l'entità della fessurazione, occorre in ogni caso disporre un'adeguata staffatura.

### **C4.1.2.2 Verifica agli stati limite di esercizio**

#### ***C4.1.2.2.2 Verifica di deformabilità***

Il calcolo della deformazione flessionale di solai e travi si effettua in genere mediante integrazione delle curvature tenendo conto della viscosità del calcestruzzo e, se del caso, degli effetti del ritiro.

Per il calcolo delle deformazioni flessionali si considera lo stato non fessurato (sezione interamente reagente) per tutte le parti della struttura per le quali, nelle condizioni di carico considerate, le tensioni di trazione nel calcestruzzo non superano la sua resistenza media  $f_{ctm}$  a trazione. Per le altre parti si fa riferimento allo stato fessurato, potendosi considerare l'effetto irrigidente del calcestruzzo teso fra le fessure.

Al riguardo detto  $p_f$  il valore assunto dal parametro di deformazione nella membratura interamente fessurata e  $p$  il valore assunto da detto parametro nella membratura interamente reagente, il valore di calcolo  $p^*$  del parametro è dato da

$$p^* = \zeta \cdot p_f + (1 - \zeta) \cdot p \quad (C4.1.11)$$

in cui

$$\zeta = 1 - c\beta^2 \quad (C4.1.12)$$

Nella (C4.1.12) il fattore  $\beta$  è il rapporto tra il momento di fessurazione  $M_f$  e il momento flettente effettivo,  $\beta = M_f / M$ , o il rapporto tra la forza normale di fessurazione  $N_f$  e la forza normale effettiva,  $\beta = N_f / N$ , a seconda che la membratura sia soggetta a flessione o a trazione, e il coefficiente  $c$  assume il valore 1, nel caso di applicazione di un singolo carico di breve durata, o il valore 0,50 nel caso di carichi permanenti o per cicli di carico ripetuti.

Per quanto riguarda la salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera, le frecce a lungo termine di travi e solai, calcolate sotto la condizione quasi permanente dei carichi, non dovrebbero superare il limite di 1/250 della luce.

Per quanto riguarda l'integrità delle pareti divisorie e di tamponamento portate, le frecce di travi e solai, calcolate sotto la condizione quasi permanente dei carichi, non dovrebbero superare il limite di 1/500 della luce. In tale verifica la freccia totale calcolata può essere depurata dalla parte presente prima dell'esecuzione delle pareti. Detto valore si riferisce al caso di pareti divisorie in muratura. Per altri tipi di pareti si dovranno valutare specificatamente i limiti di inflessione ammissibili.

Per travi e solai con luci non superiori a 10 m è possibile omettere la verifica delle inflessioni come sopra riportata, ritenendola implicitamente soddisfatta, se il rapporto di snellezza  $\lambda=l/h$  tra luce e altezza rispetta la limitazione

$$\lambda \leq K \left[ 11 + \frac{0,0015 \cdot f_{ck}}{\rho + \rho'} \right] \cdot \left[ \frac{500 A_{s,eff.}}{f_{yk} A_{s,calc.}} \right] \quad (C4.1.13)$$

dove  $f_{ck}$  è la resistenza caratteristica a compressione del cls in MPa,  $\rho$  e  $\rho'$  sono i rapporti d'armatura tesa e compressa, rispettivamente,  $A_{s,eff}$  ed  $A_{s,calc}$  sono, rispettivamente, l'armatura tesa effettivamente presente nella sezione più sollecitata e l'armatura di calcolo nella stessa sezione,  $f_{yk}$  è la tensione di snervamento caratteristica dell'armatura (in MPa) e  $K$  è un coefficiente correttivo, che dipende dallo schema strutturale.

I valori da attribuire a  $K$  sono riportati in Tabella C4.1.I, insieme con i valori limite di  $\lambda$  calcolati assumendo  $f_{ck} = 30$  MPa e  $\left[ \frac{500 A_{s,eff.}}{f_{yk} A_{s,calc.}} \right] = 1$ , nel caso di calcestruzzo molto sollecitato ( $\rho=1,5\%$ ) o poco sollecitato ( $\rho=0,5\%$ ).

Per sezioni a T aventi larghezza dell'ala maggiore di tre volte lo spessore dell'anima, i valori dati dalla (C4.1.13) devono essere ridotti del 20%.

Per travi e piastre nervate caricate da tramezzi che possano subire danni a causa di inflessioni eccessive, i valori dati dalla (C4.1.13) devono essere moltiplicati per il rapporto  $7/l$  essendo  $l$  la luce di calcolo in m.

Per piastre non nervate la cui luce maggiore  $l$  ecceda 8,5 m, caricate da tramezzi che possano subire danni a causa di inflessioni eccessive, i valori dati dalla (C4.1.13) devono essere moltiplicati per il rapporto  $8,5/l$ , con  $l$  in m.

**Tabella C4.1.I** Valori di  $K$  e snellezze limite per elementi inflessi in c.a. in assenza di compressione assiale

Sistema strutturale	K	Calcestruzzo molto sollecitato $\rho=1,5\%$	Calcestruzzo poco sollecitato $\rho=0,5\%$
Travi semplicemente appoggiate, piastre incernierate mono o bidirezionali	1,0	14	20
Campate terminali di travi continue o piastre continue monodirezionali o bidirezionali continue sul lato maggiore	1,3	18	26
Campate intermedie di travi continue o piastre continue mono o bidirezionali	1,5	20	30
Piastre non nervate sostenute da pilastri (snellezza relativa alla luce maggiore)	1,2	17	24

Mensole	0,4	6	8
<p>Note: Le snellezze limite sono state valutate ponendo, nella formula C4.1.13, <math>f_{ck}=30</math> MPa e <math>\left[ \frac{500A_{s,eff.}}{f_{yk}A_{s,calc.}} \right] = 1</math>.</p> <p>Per piastre bidirezionali si fa riferimento alla luce minore; per piastre non nervate si considera la luce maggiore.</p> <p>I limiti per piastre non nervate sostenute da pilastri corrispondono ad una freccia in mezzera maggiore di 1/250 della luce: l'esperienza ha dimostrato che, comunque, tali limiti sono soddisfacenti.</p>			

Nel caso di elementi in c.a.p. si può applicare la tabella C4.1.1 moltiplicando il valore di K per 1,2.

#### C4.1.2.2.4 *Verifica di fessurazione*

##### C4.1.2.2.4.6 *Verifica allo stato limite di fessurazione*

#### Calcolo dell'ampiezza delle fessure

Il valore di calcolo dell'apertura delle fessure,  $w_d$ , può essere ottenuto con l'espressione:

$$w_d = 1,7 w_m = 1,7 \varepsilon_{sm} \Delta_{sm} \quad (C4.1.14)$$

dove:

$\varepsilon_{sm}$  è la deformazione unitaria media delle barre d'armatura;

$\Delta_{sm}$  è la distanza media tra le fessure.

La deformazione media delle barre e la distanza media tra le fessure possono essere valutate utilizzando la procedura del D.M. 9 gennaio 1996.

In alternativa il valore di calcolo dell'apertura delle fessure,  $w_d$ , può essere ottenuto applicando la procedura seguente, tramite l'espressione:

$$w_d = \varepsilon_{sm} \Delta_{smax} \quad (C4.1.15)$$

dove:

$\Delta_{smax}$  è la distanza massima tra le fessure.

La deformazione unitaria media delle barre  $\varepsilon_{sm}$  può essere calcolata con l'espressione:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} (1 + \alpha_e \rho_{eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (C4.1.16)$$

in cui:

$\sigma_s$  è la tensione nell'armatura tesa valutata considerando la sezione fessurata;

$\alpha_e$  è il rapporto  $E_s/E_{cm}$ ;

$\rho_{eff}$  è pari a  $A_s/A_{c,eff}$

$A_{c,eff}$  è l'area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura, di altezza  $h_{c,ef}$ , dove  $h_{c,ef}$  è il valore minore tra  $2,5(h - d)$ ,  $(h - x)/3$  e  $h/2$  (vedere figura C4.1.9). Nel caso di elementi in trazione, in cui esistono due aree efficaci, l'una all'estradosso e l'altra all'intradosso, entrambe le aree vanno considerate separatamente;

$k_t$  è un fattore dipendente dalla durata del carico e vale:

$k_t = 0,6$  per carichi di breve durata,

$k_t = 0,4$  per carichi di lunga durata.

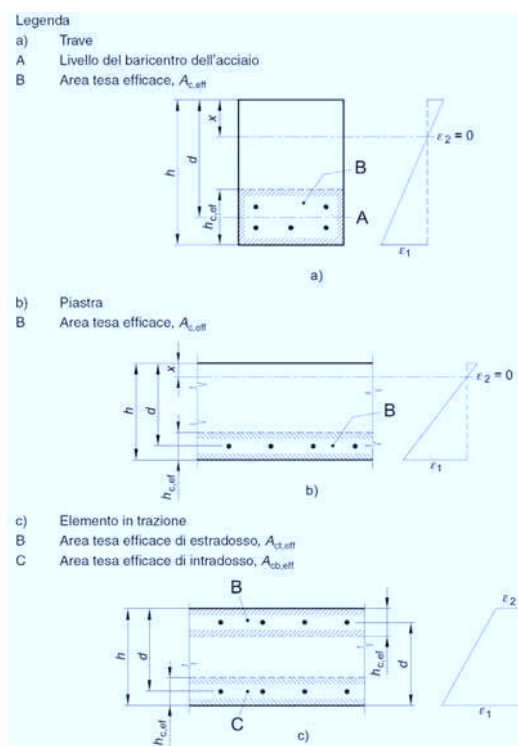


Fig. C4.1.9 Area tesa efficace. Casi tipici.



Nei casi in cui l'armatura sia disposta con una spaziatura non superiore a  $5(c + \phi/2)$  (vedere figura C4.1.10), la distanza massima tra le fessure,  $\Delta_{smax}$ , può essere valutata con l'espressione:

$$\Delta_{smax} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi}{\rho_{eff}} \quad (C4.1.17)$$

in cui:

$\phi$  è il diametro delle barre. Se nella sezione considerata sono impiegate barre di diametro diverso, si raccomanda di adottare un opportuno diametro equivalente,  $\phi_{eq}$ .  
Se  $n_1$  è il numero di barre di diametro  $\phi_1$  ed  $n_2$  è il numero di barre di diametro  $\phi_2$ , si raccomanda di utilizzare l'espressione seguente:

$$\phi_{eq} = \frac{n_1 \phi_1^2 + n_2 \phi_2^2}{n_1 \phi_1 + n_2 \phi_2} \quad (C4.1.18)$$

$c$  è il ricoprimento dell'armatura;

$k_1$  = 0,8 per barre ad aderenza migliorata,

= 1,6 per barre lisce;

$k_2$  = 0,5 nel caso di flessione,

= 1,0 nel caso di trazione semplice.

In caso di trazione eccentrica, o per singole parti di sezione, si raccomanda di utilizzare valori intermedi di  $k_2$ , che possono essere calcolati con la relazione:

$$k_2 = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2) / 2\varepsilon_1 \quad (C4.1.19)$$

in cui  $\varepsilon_1$  ed  $\varepsilon_2$  sono rispettivamente la più grande e la più piccola deformazione di trazione alle estremità della sezione considerata, calcolate considerando la sezione fessurata.

$k_3$  = 3,4;

$k_4$  = 0,425.

Nelle zone in cui l'armatura è disposta con una spaziatura superiore a  $5(c + \phi/2)$  (vedere figura C4.1.10), per la parte di estensione  $5(c + \phi/2)$  nell'intorno delle barre la distanza massima tra le fessure,  $\Delta_{smax}$ , può essere valutata ancora con l'espressione:

$$\Delta_{smax} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi}{\rho_{eff}} \quad (C4.1.20)$$

Nella parte rimanente la distanza massima tra le fessure,  $\Delta_{smax}$ , può, invece, essere valutata mediante l'espressione:

$$\Delta_{smax} = 1,3 (h - x) \quad (C4.1.21)$$

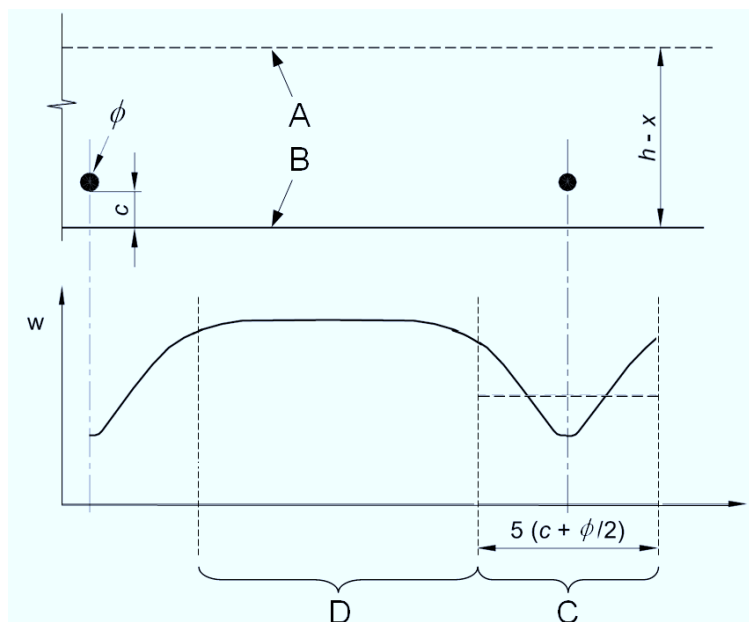
in cui:

$h$  ed  $x$  sono definite in fig. C4.1.9;

$(h - x)$  è la distanza tra l'asse neutro ed il lembo teso della membratura.

## Legenda

- A Asse neutro  
 B Superficie del calcestruzzo teso  
 C Zona in cui si applica la formula (C.4.1.20)  
 D Zona in cui si applica la formula (C.4.1.21)



**Figura C4.1.10** Ampiezza delle fessure,  $w$ , in funzione della posizione rispetto alle barre di armatura.

### Verifica della fessurazione senza calcolo diretto

La verifica dell'ampiezza di fessurazione per via indiretta, così come riportata nell'ultimo capoverso del punto 4.1.2.2.4.6 delle NTC, può riferirsi ai limiti di tensione nell'acciaio d'armatura definiti nelle Tabelle C4.1.II e C4.1.III. La tensione  $\sigma_s$  è quella nell'acciaio d'armatura prossimo al lembo teso della sezione calcolata nella sezione parzializzata per la combinazione di carico pertinente (v. Tabella C4.1.IV NTC). Per le armature di pretensione aderenti la tensione  $\sigma_s$  si riferisce all'escursione oltre la decompressione del calcestruzzo. Per le sezioni precomprese a cavi post-tesi si fa riferimento all'armatura ordinaria aggiuntiva.

**Tabella C4.1.II** *Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione*

Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [MPa]	Diametro massimo $\phi$ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

**Tabella C4.1.III** *Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione*

Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [MPa]	Spaziatura massima $s$ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

**C4.1.2.2.5** *Verifica delle tensioni di esercizio*

La verifica delle tensioni in esercizio si può effettuare nelle usuali ipotesi di comportamento lineare dei materiali, trascurando la resistenza a trazione del calcestruzzo teso.

Nei calcoli per azioni di breve durata può assumersi il valore del modulo di elasticità del calcestruzzo  $E_c$  dato dalla (11.2.5) delle NTC, ed un modulo di elasticità dell'acciaio  $E_s$  pari a  $210.000 \text{ N/mm}^2$ . Tale valore può essere opportunamente ridotto nel caso di fili, trecce e trefoli da cemento armato precompresso.

Nel caso di azioni di lunga durata, gli effetti della viscosità del calcestruzzo si possono tenere in conto riducendo opportunamente il modulo di elasticità  $E_c$  mediante l'introduzione del coefficiente di viscosità  $\phi$  definito nel §11.2.10.7 delle NTC.

Nei casi in cui si ritenga possibile effettuare un'unica verifica indipendente dal tempo, si può assumere un coefficiente di omogeneizzazione  $n$  fra i moduli di elasticità di acciaio e calcestruzzo pari a 15.

## C4.1.6 DETTAGLI COSTRUTTIVI

### C4.1.6.1 Elementi monodimensionali: Travi e pilastri

#### C4.1.6.1.1 Armatura delle travi

Con riferimento al 2° capoverso del § 4.1.6.1.1 delle NTC, si precisa che detta prescrizione si riferisce alle travi senza armatura al taglio. Per le travi con armatura al taglio, sugli appoggi di estremità all'intradosso deve essere disposta un'armatura efficacemente ancorata, calcolata per uno sforzo di trazione coerente con il valore dell'inclinazione del puntone diagonale ( $\cot \theta$ ) assunto nella verifica a taglio e con la resistenza  $V_{Rd}$ .

#### C4.1.6.1.3 Copriferro e interferro

Con riferimento al §4.1.6.1.3 delle NTC, al fine della protezione delle armature dalla corrosione il valore minimo dello strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve rispettare quanto indicato in Tabella C4.1.IV, nella quale sono distinte le tre condizioni ambientali di Tabella 4.1.IV delle NTC. I valori sono espressi in mm e sono distinti in funzione dell'armatura, barre da c.a. o cavi aderenti da c.a.p. (fili, trecce e trefoli), e del tipo di elemento, a piastra (solette, pareti,...) o monodimensionale (travi, pilastri,...).

A tali valori di tabella vanno aggiunte le tolleranze di posa, pari a 10 mm o minore, secondo indicazioni di norme di comprovata validità.

I valori della Tabella C4.1.IV si riferiscono a costruzioni con vita nominale di 50 anni (Tipo 2 secondo la Tabella 2.4.I delle NTC). Per costruzioni con vita nominale di 100 anni (Tipo 3 secondo la citata Tabella 2.4.I) i valori della Tabella C4.1.IV vanno aumentati di 10 mm. Per classi di resistenza inferiori a  $C_{min}$  i valori della tabella sono da aumentare di 5 mm. Per produzioni di elementi sottoposte a controllo di qualità che preveda anche la verifica dei copriferri, i valori della tabella possono essere ridotti di 5 mm.

Per acciai inossidabili o in caso di adozione di altre misure protettive contro la corrosione e verso i vani interni chiusi di solai alleggeriti (alveolari, predalles, ecc.), i copriferri potranno essere ridotti in base a documentazioni di comprovata validità.

**Tabella C4.1.IV** Copriferri minimi in mm

	$C_{min}$	$C_o$	ambiente	barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
				$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$

C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C28/35	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

#### ***C4.1.6.1.4 Ancoraggio delle barre e loro giunzioni***

Nella valutazione della lunghezza di sovrapposizione si deve tenere conto dello sforzo in entrambe le barre e considerare la percentuale delle barre sovrapposte nella sezione.

#### **C4.1.9 NORME ULTERIORI PER I SOLAI**

Ai solai, oltre al compito di garantire la resistenza ai carichi verticali, è richiesta anche rigidità nel proprio piano al fine di distribuire correttamente le azioni orizzontali tra le strutture verticali.

Il progettista deve verificare che le caratteristiche dei materiali, delle sezioni resistenti nonché i rapporti dimensionali tra le varie parti siano coerenti con tali aspettative.

A tale scopo deve verificare che:

- 1) le deformazioni risultino compatibili con le condizioni di esercizio del solaio e degli elementi costruttivi ed impiantistici ad esso collegati;
- 2) vi sia, in base alle resistenze meccaniche dei materiali, un rapporto adeguato tra la sezione delle armature di acciaio, la larghezza delle nervature in conglomerato cementizio, il loro interasse e lo spessore della soletta di completamento in modo che sia assicurata la *rigidità nel piano* e che sia evitato il pericolo di effetti secondari indesiderati.

#### **C4.1.9.1 Solai misti di c.a. e c.a.p. e blocchi forati in laterizio**

Per i solai misti in cemento armato normale e precompresso e blocchi forati in laterizio si possono distinguere le seguenti categorie di blocchi:

- a) blocchi non collaboranti aventi prevalente funzione di alleggerimento; in unione con il calcestruzzo di completamento le pareti laterali dei blocchi e la parete orizzontale superiore possono, se è garantita una perfetta aderenza con il calcestruzzo, partecipare alla resistenza alle forze di taglio e all'aumento della rigidità flessionale rispettivamente;

- b) blocchi collaboranti aventi funzione statica in collaborazione con il conglomerato. Essi partecipano alla definizione della sezione resistente ai fini delle verifiche agli stati limite di esercizio e ultimi nonché delle deformazioni.

Al fine di perseguire le esigenze esposte nei punti 1 e 2 del §C.4.1.9, per i solai misti in c.a. e blocchi di laterizio si ritiene necessario che siano verificate le seguenti condizioni.

#### **C4.1.9.1.1 Regole generali e caratteristiche minime dei blocchi**

I blocchi di laterizio sia *collaboranti* che *non collaboranti* devono avere le seguenti caratteristiche minime:

- il profilo delle pareti delimitanti le nervature di conglomerato da gettarsi in opera non deve presentare risvolti che ostacolino il deflusso del calcestruzzo e restringano la sezione delle nervature stesse sotto i limiti minimi stabiliti. Nel caso si richieda ai blocchi il concorso alla resistenza agli sforzi tangenziali si devono impiegare elementi monoblocco disposti in modo che nelle file adiacenti, comprendenti una nervatura di conglomerato, i giunti risultino sfalsati tra loro. Si devono adottare forme semplici, caratterizzate da setti rettilinei allineati, per lo più continui, particolarmente nella direzione orizzontale, con rapporto spessore/lunghezza il più possibile uniforme. Speciale cura deve essere rivolta al controllo della integrità dei blocchi con particolare riferimento alla eventuale presenza di fessurazioni.

- le pareti esterne sia orizzontali che verticali devono avere uno spessore minimo di mm 8. Le pareti interne sia orizzontali che verticali devono avere uno spessore minimo di mm 7. Tutte le intersezioni dovranno essere raccordate con raggio di curvatura, al netto delle tolleranze, maggiore di mm 3. Il rapporto tra l'area complessiva dei fori e l'area lorda delimitata dal perimetro della sezione dei blocchi non deve risultare maggiore di  $0,6 + 0,625 \cdot h$  (dove  $h$  è l'altezza del blocco in metri,  $h \leq 0,32$  m).

#### **C4.1.9.1.2 Limiti dimensionali**

Le varie parti del solaio devono rispettare i seguenti limiti dimensionali:

- a) la larghezza delle nervature deve essere non minore di 1/8 del loro interasse e comunque non inferiore a 80 mm. Nel caso di produzione di serie in stabilimento di pannelli solaio completi, il limite può scendere a 50 mm;
- b) l'interasse delle nervature deve essere non maggiore di 15 volte lo spessore della soletta;
- c) la dimensione massima del blocco di laterizio non deve essere maggiore di 520 mm.

#### **C4.1.9.1.3 Caratteristiche fisico-meccaniche**

I blocchi di entrambe le categorie devono garantire una resistenza a punzonamento o punzonamento-flessione (quest'ultimo caso se sono del tipo interposto) per carico concentrato non minore di 1,50 kN. Il carico deve essere applicato su un'impronta quadrata di 50 mm di lato nel punto della superficie orizzontale superiore a cui corrisponde minore resistenza del blocco.

Per i blocchi collaboranti, la resistenza caratteristica a compressione, riferita alla sezione netta delle pareti e delle costolature, deve risultare non minore di 30 N/mm<sup>2</sup>, nella direzione dei fori, e di 15 N/mm<sup>2</sup> nella direzione trasversale ai fori, nel piano del solaio. La *resistenza caratteristica a trazione per flessione*, determinata su campioni ricavati dai blocchi mediante opportuno taglio di listelli di dimensioni minime mm 30 x 120 x spessore, deve essere non minore di 10 N/mm<sup>2</sup>.

Per i blocchi non collaboranti, la resistenza caratteristica a compressione, riferita alla sezione netta delle pareti e delle costolature, deve risultare non minore di 15 N/mm<sup>2</sup>, nella direzione dei fori, e di 7 N/mm<sup>2</sup> nella direzione trasversale ai fori, nel piano del solaio. La *resistenza caratteristica a trazione per flessione*, determinata su campioni ricavati dai blocchi mediante opportuno taglio di listelli di dimensioni minime mm. 30 x 120 x spessore, deve essere non minore di 7 N/mm<sup>2</sup>.

Il modulo elastico del laterizio non deve essere superiore a 25 kN/mm<sup>2</sup>.

Il coefficiente di dilatazione termica lineare del laterizio deve essere  $\alpha \geq 6 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

Il valore della dilatazione per umidità misurata secondo quanto stabilito nel Cap.11 delle NTC, deve essere minore di  $4 \cdot 10^{-4}$ .

Nei solai in cui l'armatura è collocata entro scanalature, qualunque superficie metallica deve essere contornata in ogni direzione da un adeguato spessore di malta cementizia.

Al fine di garantire un'efficace inserimento dell'armatura nelle scanalature, detta armatura non dovrà avere diametro superiore a 12 mm.

#### **C4.1.12 CALCESTRUZZO DI AGGREGATI LEGGERI**

Il presente capitolo si applica ai calcestruzzi di aggregati leggeri di natura minerale, artificiale o naturale, con esclusione dei calcestruzzi aerati.

I calcestruzzi di aggregati leggeri debbono essere specificati in ragione della classe di resistenza e di massa per unità di volume.

Le classi di resistenza ammesse per impieghi strutturali sono dalla LC16/18 fino alla LC55/60, secondo la classificazione di cui alla UNI EN 206-1:2006, riportata nella Tabella C4.1.V.

**Tabella C4.1.V** *Classi di resistenza a compressione per il calcestruzzo leggero strutturale*

Classe di resistenza a compressione	Resistenza caratteristica cilindrica minima $f_{ck}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Resistenza caratteristica cubica minima $R_{ck}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
LC 16/18	16	18
LC 20/22	20	22
LC 25/28	25	28
LC 30/33	30	33
LC 35/38	35	38
LC 40/44	40	44
LC 45/50	45	50
LC 50/55	50	55
LC 55/60	55	60

Le classi di massa per unità di volume ammesse per impieghi strutturali sono riportate nella Tabella C4.1.VI. Nella stessa tabella, per ciascuna classe, sono indicati i valori nominali della massa per unità di volume del calcestruzzo da adottare nel calcolo del peso proprio delle membrature.

Oltre ai normali controlli di accettazione in termini di resistenza, per i calcestruzzi di aggregati leggeri si dovranno eseguire controlli di accettazione con riguardo alla massa per unità di volume, da condurre secondo quanto specificato nelle norme UNI EN 206-1 e UNI EN 12390-7.

La resistenza alla frantumazione dell'aggregato leggero influenza la resistenza a compressione del calcestruzzo leggero e, pertanto, deve essere determinata in conformità all'Appendice A delle UNI EN 13055 e dichiarata dal produttore.

#### **C4.1.12.1 Norme di calcolo**

Per il progetto di strutture di aggregati leggeri si applicano le norme di cui ai §4.1.1 a §4.1.11 delle NTC, con le seguenti integrazioni e modifiche.



**Tabella C4.1.VI** *Classi di massa per unità di volume del calcestruzzo di aggregati leggeri ammesse per l'impiego strutturale*

Classe di massa per unità di volume	D1,5	D1,6	D1,7	D1,8	D1,9	D2,0
Intervallo di massa per unità di volume [kg/m <sup>3</sup> ]	1400 < ρ ≤ 1500	1500 < ρ ≤ 1600	1600 < ρ ≤ 1700	1700 < ρ ≤ 1800	1800 < ρ ≤ 1900	1900 < ρ ≤ 2000
Massa per unità di volume calcestruzzo non armato [kg/m <sup>3</sup> ]	1550	1650	1750	1850	1950	2050
Massa per unità di volume calcestruzzo armato [kg/m <sup>3</sup> ]	1650	1750	1850	1950	2050	2150

**C4.1.12.1.1** *Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo***C4.1.12.1.1.1** *Resistenza a trazione*

Il valore medio della resistenza a trazione semplice (assiale), in mancanza di sperimentazione diretta, può essere assunto pari a:

$$f_{lctm} = 0,30 f_{lck}^{2/3} \eta_1 \quad \text{per calcestruzzo di classe } \leq \text{LC } 50/55 \quad (\text{C4.1.22})$$

$$f_{lctm} = 2,12 \ln[1+(f_{lcm}/10)] \eta_1 \quad \text{per calcestruzzo di classe } \leq \text{LC } 50/55 \quad (\text{C4.1.23})$$

dove:

- $\eta_1 = 0,40 + 0,60 \rho / 2200$ ;
- $\rho$  = valore limite superiore della massa per unità di volume del calcestruzzo, per la classe di massa per unità di volume di appartenenza in kg/m<sup>3</sup>;
- $f_{lcm}$  = valore della resistenza media cilindrica a compressione in N/mm<sup>2</sup>.

I valori caratteristici della resistenza a trazione semplice, corrispondenti ai frattili 0,05 e 0,95, possono assumersi pari a:

$$\text{- frattile 5\% :} \quad f_{lctk,0,05} = 0,7 f_{lctm} \quad (\text{C4.1.24.a})$$

$$\text{- frattile 95\% :} \quad f_{lctk,0,95} = 1,3 f_{lctm} \quad (\text{C4.1.24.b})$$

La resistenza a trazione di calcolo è pari a:

$$f_{ctd} = 0,85 f_{ctk}/\gamma_C \quad (C4.1.25)$$

#### C4.1.12.1.1.2 Modulo di elasticità

In assenza di sperimentazione diretta, una stima del modulo elastico secante a compressione a 28 giorni può essere ottenuta dall'espressione:

$$E_{lcm} = 22000 \left[ \frac{f_{lcm}}{10} \right]^{0,3} \eta_E \quad [\text{MPa}] \quad (C4.1.26)$$

essendo:

- $f_{lcm}$  = valore della resistenza media cilindrica a compressione in  $\text{N/mm}^2$ ;
- $\eta_E = \left( \frac{\rho}{2200} \right)^2$
- $\rho$  = valore limite superiore della massa per unità di volume del calcestruzzo, per la classe di massa per unità di volume di appartenenza in  $\text{kg/m}^3$ .

#### C4.1.12.1.2 Verifiche agli stati limite ultimi

##### C4.1.12.1.2.1 Resistenza a sforzo normale e flessione (elementi monodimensionali)

Valgono le ipotesi di base di cui al §4.1.2.1.2 delle NTC.

Per il diagramma tensione-deformazione del calcestruzzo è possibile adottare il modello parabola-rettangolo (a) o triangolo-rettangolo (b), entrambi raffigurati nella Figura C4.1.11.

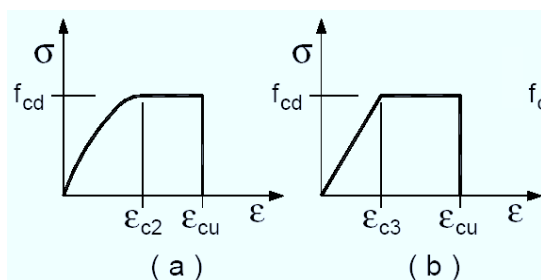


Figura C4.1.11 Modelli  $\sigma$ - $\epsilon$  per il calcestruzzo di aggregati leggeri

I limiti deformativi  $\epsilon_{c2}$ ,  $\epsilon_{c3}$  ed  $\epsilon_{cu}$  possono essere assunti

- per calcestruzzi di classe di resistenza inferiore o uguale a LC 50/55 pari a:

$$\epsilon_{c2} = 0,20 \%$$

$$\varepsilon_{c3} = 0,175 \%$$

$$- \varepsilon_{cu} = \eta_1 0,35 \%, \text{ essendo } \eta_1 = 0,40 + 0,60 \rho / 2200$$

- per calcestruzzi di classe di resistenza pari a LC 55/60 pari a:

$$\varepsilon_{c2} = 0,22 \%$$

$$\varepsilon_{c3} = 0,18 \%$$

$$\varepsilon_{cu} = \eta_1 0,31 \%$$

#### *C4.1.12.1.2.2 Resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti*

##### C4.1.12.1.2.2.1 Elementi senza armature trasversali resistenti al taglio

Valgono le limitazioni di utilizzo di elementi privi di armature resistenti a taglio, stabilite al §4.1.2.1.3.1 delle NTC per i calcestruzzi ordinari.

La resistenza a taglio (espressa in N) di un elemento fessurato da momento flettente si può valutare attraverso la formula seguente:

$$V_{Ird,c} = \left[ 0,15 \eta_1 k (100 \rho_1 f_{lck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \sigma_{cp} \right] b_w d \geq (v_{l,min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d \quad (C4.1.27)$$

nella quale:

$$\eta_1 = 0,40 + 0,60 \rho / 2200$$

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{l,min} = 0,030 k^{3/2} f_{lck}^{1/2}$$

essendo

d l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w d)$  il rapporto geometrico di armatura longitudinale ( $\leq 0,02$ );

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$  la tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0,2 f_{cd}$ );

$b_w$  la larghezza minima della sezione (in mm).

Nel caso di elementi in cemento armato precompresso disposti in semplice appoggio, nelle zone non fessurate da momento flettente (con tensioni di trazione non superiori a  $f_{ctd}$ ) la resistenza può valutarsi, in via semplificativa, con la formula (4.1.15) delle NTC, sostituendo a  $f_{ctd}$  il corrispondente valore  $f_{ctd}$  per il calcestruzzo di aggregati leggeri.

In ogni caso il taglio di calcolo  $V_{Ed}$  non dovrà superare la limitazione seguente, nella quale la caratteristica resistente è valutata con riferimento alla condizione fessurata del calcestruzzo:

$$V_{Ed} \leq 0,5 \eta_1 b_w d v_1 f_{lcd} \quad (C4.1.28)$$

Nella (C4.1.28)  $v_1$  è il fattore di riduzione della resistenza del calcestruzzo fessurato per sollecitazioni taglianti dato da

$$v_1 = 0,5 \eta_1 (1 - f_{lck}/250) \quad (C4.1.29)$$

dove la resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo leggero  $f_{lck}$  è espressa in MPa.

#### C4.1.12.1.2.2.2 Elementi con armature trasversali resistenti al taglio

Si applicano le regole di calcolo di cui al §4.1.2.1.3.2 delle NTC, sostituendo nella formula (C4.1.27)  $f_{cd}$  con il valore  $f_{lcd} = 0,40 f_{lck}$ .

#### *C4.1.12.1.2.3 Resistenza nei confronti di sollecitazioni torcenti*

Si applicano le regole di calcolo di cui al §4.1.2.1.4 delle NTC, sostituendo nella formula (4.1.27)  $f_{cd}$  con il valore  $f_{lcd} = 0,40 f_{lck}$ .

#### ***C4.1.12.1.3 Verifiche agli stati limite di esercizio***

Le verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio si eseguono conformemente alle indicazioni valide per le strutture in calcestruzzo ordinario, adeguate in relazione alle specificità dei calcestruzzo di aggregati leggeri.

#### *C4.1.12.1.3.1 Verifiche di deformabilità*

Le verifiche di deformabilità possono essere omesse quando le snellezze delle membrature, divise per il coefficiente  $\eta_E$  definito al §C4.1.12.3.1.2, soddisfano le limitazioni indicate al §C4.1.2.2.2.

#### ***C4.1.12.1.4 Dettagli costruttivi***

##### *C4.1.12.1.4.1 Diametro massimo delle barre e dei trefoli*

Le armature ordinarie ammesse sono barre ad aderenza migliorata o reti elettrosaldate. Il diametro delle barre non può superare 32 mm.

Per barre raggruppate, il diametro equivalente del raggruppamento<sup>4</sup> non deve eccedere i 45 mm.

---

<sup>4</sup> Il diametro equivalente di un raggruppamento di n barre uguali tra loro può assumersi pari a  $\phi_n = \phi\sqrt{n}$ .

Per strutture precomprese a cavi pretesi si dovranno impiegare trefoli con diametro inferiore o uguale a  $\frac{1}{2}$ ".

#### *C4.1.12.1.4.2 Raggio di curvatura delle barre*

Il diametro dei mandrini per la piegatura delle barre deve essere incrementato del 50% rispetto al valore ammesso per il calcestruzzo ordinario. In particolare, i valori minimi dei diametri dei mandrini da utilizzare in relazione al diametro delle barre è dato da:

$$\text{per } \phi \leq 16 \text{ mm} \quad D \geq 6 \phi$$

$$\text{per } \phi > 16 \text{ mm} \quad D \geq 11 \phi.$$

#### *C4.1.12.1.4.3 Ancoraggio delle barre e sovrapposizioni*

Il calcolo della tensione ultima di aderenza di barre inserite in getti di calcestruzzo leggero strutturale può essere valutato con riferimento alla formulazione valida per il calcestruzzo ordinario, sostituendo al valore di  $f_{ctd}$ , che vi compare, il valore  $f_{lctd} = f_{lctk} / \gamma_C$ .

## **C4.2 COSTRUZIONI DI ACCIAIO**

E' stata introdotta una classificazione delle sezioni in termini di resistenza e capacità di rotazione, conforme all'Eurocodice 3, cosicché l'individuazione dei metodi di analisi strutturale e dei criteri di verifica applicabili risulta fortemente semplificata.

Particolarmente innovativa è la possibilità di impiegare, per l'analisi globale delle strutture, oltre al classico metodo elastico, anche il metodo plastico, il metodo elastico con redistribuzione o il metodo elastoplastico, purché siano soddisfatte certe condizioni.

Le unioni chiodate, bullonate, ad attrito con bulloni AR, saldate a piena penetrazione e saldate a cordoni d'angolo o a parziale penetrazione sono trattate diffusamente; novità sostanziale è la possibilità di verificare le saldature a cordoni d'angolo o a parziale penetrazione sia mediante il classico approccio nazionale che considera la sezione di gola del cordone ribaltata sui lati del cordone stesso, sia mediante l'approccio dell'Eurocodice 3, che considera la sezione di gola nell'effettiva posizione.

Le suddette regole generali di progettazione ed esecuzione per le Costruzioni in acciaio sono poi opportunamente integrate, nel §7.5 delle NTC, per l'impiego in zona sismica.

#### **C4.2.1 MATERIALI**

Per quanto attiene le costruzioni di acciaio si segnala che la gamma degli acciai da carpenteria laminati a caldo e formati a freddo normalmente impiegabili è stata estesa dall'acciaio S235 fino all'acciaio S460.

#### **C4.2.2 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA**

Alcune problematiche specifiche, quali l'instabilità, la fatica e la fragilità alle basse temperature sono trattate nelle NTC in termini generali, approfondendo soltanto gli aspetti applicativi maggiormente ricorrenti e rimandando, per questioni di dettaglio o molto specialistiche, a normative di comprovata validità.

#### **C4.2.3 ANALISI STRUTTURALE**

Nell'analisi strutturale si devono considerare, se rilevanti, tutti gli effetti che possono influenzare la resistenza e/o la rigidezza della struttura e il suo comportamento, quali, ad esempio, imperfezioni, effetti del secondo ordine, fenomeni d'instabilità locale, effetti di trascinamento da taglio.

##### **C4.2.3.1 Classificazione delle sezioni**

La classificazione delle sezioni ricorrenti è riportata nel §4.2.3.1 delle NTC (Tabella 4.2.I).

Scopo della classificazione delle sezioni in acciaio è quello di quantificare l'influenza dei fenomeni di instabilità locale sulla resistenza e sulla capacità deformativa delle sezioni in acciaio.

Le tabelle 4.2.I-III delle NTC forniscono indicazioni per definire se una sezione appartiene alle classi 1, 2 o 3; il metodo di classificazione proposto dipende dal rapporto tra la larghezza e lo spessore delle parti della sezione soggette a compressione, per cui nel procedimento di classificazione devono essere considerate tutte quelle parti completamente o parzialmente compresse.

La sezione è in genere classificata secondo la classe più sfavorevole delle sue parti compresse.

In alternativa, è possibile procedere ad una classificazione separata delle flange e dell'anima della sezione, limitando localmente, all'interno della sezione, le capacità plastiche delle singole parti. Le sezioni che non soddisfano i requisiti imposti per la classe 3 sono di classe 4.

Oltre che mediante il procedimento semplificato proposto nelle tabelle 4.2.I-III delle NTC, è possibile classificare una sezione strutturale anche tramite la determinazione della sua capacità rotazionale e quindi delle sue proprietà plastiche compressive, facendo riferimento a metodologie di calcolo di riconosciuta validità.

Ad eccezione delle verifiche di stabilità, che devono essere condotte con stretto riferimento alla classificazione della Tabella 4.2.I delle NTC, una parte di sezione di classe 4 può essere trattata come una parte di sezione di classe 3 se è caratterizzata da un rapporto larghezza/spessore entro il limite previsto per la classe 3, incrementato di  $\bar{k}$ ,

$$\bar{k} = \sqrt{\frac{f_{yk}}{\gamma_{M0} \cdot \sigma_{c,Ed}}} \quad (C4.2.1)$$

essendo  $\sigma_{c,Ed}$  la massima tensione di compressione indotta nella parte considerata dalle azioni di progetto.

Il calcolo delle sezioni di classe 4 può essere effettuato in riferimento alle metodologie di calcolo descritte nei successivi §§C4.2.5 e C4.2.6.

#### **C4.2.3.3 Metodi di analisi globale**

I metodi di analisi globale sono indicati al §4.2.3.3 delle NTC.

I metodi di analisi globale elastico (E) o elastoplastico (EP) possono essere utilizzati per sezioni di classe qualsiasi, come indicato nella Tabella C4.2.IV delle NTC.

Il metodo di analisi globale plastico (P) può essere impiegato se sono soddisfatte alcune condizioni, in particolare se si possono escludere fenomeni di instabilità e se le sezioni in cui sono localizzate le cerniere plastiche, in cui, cioè, il momento flettente è uguale a

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad (C4.2.2)$$

hanno sufficiente capacità di rotazione. Nella (C4.2.2)  $W_{pl}$  è il modulo plastico della sezione,  $f_{yk}$  è la tensione di snervamento caratteristica e  $\gamma_{M0}=1,05$  (v. Tabella 4.2.V delle NTC).

Le porzioni di trave in corrispondenza ed in prossimità delle cerniere plastiche devono essere assicurate nei confronti dei fenomeni di instabilità flessio-torsionale e dell'equilibrio in generale, disponendo, se necessario, appositi ritegni torsionali e controllando la classificazione della sezione trasversale del profilo lungo tale porzione. In tal modo è possibile garantire la capacità rotazionale in tutte le sezioni in cui si possano formare delle cerniere plastiche sotto i carichi di progetto.

Se la cerniera è localizzata in una membratura, la sezione della membratura deve essere simmetrica rispetto al piano di sollecitazione; se la cerniera è localizzata in una giunzione, la giunzione deve avere una capacità di rotazione, valutata secondo metodologie di riconosciuta validità, maggiore di quella richiesta. Nel caso in cui la cerniera plastica si sviluppi all'interno della membratura, la

giunzione deve essere comunque dotata di un livello di sovraresistenza tale da evitare che la cerniera plastica possa interessare la giunzione.

In assenza di più accurate determinazioni,

- in membrature a sezione costante, la capacità di rotazione richiesta si intende assicurata se la sezione in cui si forma la cerniera plastica è di classe 1 secondo il §4.2.3.1 delle NTC; inoltre, qualora nella sezione il rapporto tra il taglio di progetto e la resistenza plastica a taglio della sezione risulti maggiore di 0,1, si devono disporre irrigidimenti trasversali d'anima a distanza non superiore a 0,5 h dalla cerniera, essendo h l'altezza della trave;
- in membrature a sezione variabile, la capacità di rotazione richiesta si intende assicurata se la sezione in cui si forma la cerniera plastica è di classe 1 per un tratto pari ad  $a^*$ ,

$$a^* = \max(2d; L_{0,8M_p}) \quad (C4.2.3)$$

da ciascun lato della cerniera, essendo d l'altezza netta dell'anima in corrispondenza della cerniera e  $L_{0,8M_p}$  la distanza tra la cerniera in cui il momento flettente assume il valore plastico di calcolo,  $M_{pl,Rd}$ , e la sezione in cui il momento flettente vale  $0,8 M_{pl,Rd}$ , e se, inoltre, risulta che lo spessore dell'anima si mantiene costante nell'intervallo  $[-2d, 2d]$  centrato sulla cerniera plastica, e che, contemporaneamente, al di fuori delle zone sopra menzionate, la piattabanda compressa è di classe 1 o 2 e l'anima non è di classe 4.

Le zone tese indebolite dai fori, poste a distanza dalla cerniera plastica minore di  $a^*$ , debbono comunque soddisfare il principio di gerarchia delle resistenze indicato al §4.2.4.1.2 delle NTC

$$\frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \leq \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} \quad (C4.2.4)$$

dove A è l'area lorda,  $A_{net}$  è l'area netta,  $f_{tk}$  è la resistenza a rottura caratteristica e  $\gamma_{M2}=1,25$ .

È ammesso il ricorso al metodo di analisi elastico con redistribuzione purché l'entità dei momenti da redistribuire sia non superiore a  $0,15 \cdot M_{pl,Rd}$ , il diagramma dei momenti sia staticamente ammissibile, le sezioni delle membrature in cui si attua la redistribuzione siano di classe 1 o 2 e siano esclusi fenomeni di instabilità.

#### **C4.2.3.4 Effetti delle deformazioni**

Nel §4.2.3.4 delle NTC si stabilisce che l'analisi globale della struttura può essere eseguita con la teoria del primo ordine quando il moltiplicatore dei carichi  $\alpha_{cr}$  che induce l'instabilità della struttura è maggiore o uguale a 10, se si esegue un'analisi elastica, o a 15, se si esegue un'analisi plastica.



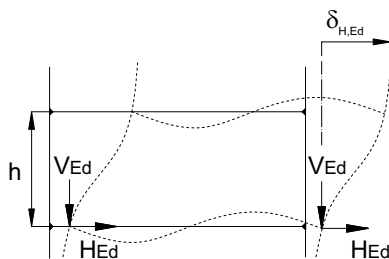
Il coefficiente  $\alpha_{cr}$  è il minimo fattore del quale devono essere incrementati i carichi applicati alla struttura per causare il primo fenomeno di instabilità elastica globale, ovvero che coinvolge l'intera struttura. Tali valori possono essere ottenuti da apposite analisi elastiche (o di "buckling") condotte in genere utilizzando programmi di calcolo strutturale od apposite procedure numeriche.

Una forte limitazione al calcolo del moltiplicatore dei carichi  $\alpha_{cr}$  con l'analisi plastica deriva dalla significativa influenza che le proprietà non-lineari dei materiali allo stato limite ultimo hanno sul comportamento di alcune tipologie strutturali (ad esempio telai in cui si formino delle cerniere plastiche con redistribuzione del momento flettente, oppure strutture con un comportamento fortemente non-lineare quali telai con nodi semi-rigidi o strutture con stralli o tiranti). In tali casi l'analisi plastica deve seguire approcci risolutivi molto più accurati che nel caso elastico; inoltre il valore limite di 15 può considerarsi valido solo per tipologie strutturali largamente utilizzate nella pratica e di semplice organizzazione dello schema strutturale. Per strutture più complesse devono essere reperiti valori limite idonei in normative di comprovata validità.

Nel caso di telai multipiano e nel caso di portali con falde poco inclinate, il moltiplicatore critico  $\alpha_{cr}$  può essere stimato mediante l'espressione

$$\alpha_{cr} = \frac{h \cdot H_{Ed}}{\delta \cdot V_{Ed}} \quad (C4.2.5)$$

in cui  $H_{Ed}$  è il valore di progetto del taglio alla base dei pilastri della stilata considerata (taglio di piano),  $V_{Ed}$  è il valore di progetto della forza normale alla base dei pilastri della stilata considerata,  $h$  è l'altezza d'interpiano e  $\delta$  lo spostamento d'interpiano. Nel calcolo di  $H_{Ed}$  e di  $\delta$  si devono considerare, oltre alle forze orizzontali esplicite, anche quelle fittizie dovute alle imperfezioni, calcolate come indicato al §C4.2.3.5.



**Figura C4.2.1** Configurazione deformata di strutture a telaio sotto azioni orizzontali e verticali

L'applicazione della (C4.2.5) richiede che la forza normale di progetto  $N_{Ed}$  nelle travi sia poco significativa. In assenza di valutazioni più precise, questa condizione si intende soddisfatta se la snellezza adimensionale  $\bar{\lambda}$  della trave, considerata incernierata alle estremità, soddisfa la condizione

$$\bar{\lambda} \leq 0,3 \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{Ed}}} \quad (C4.2.6)$$

dove  $A$  è l'area della trave.

#### C4.2.3.5 Effetti delle imperfezioni

Nell'analisi strutturale le autotensioni, le tensioni residue ed i difetti geometrici, quali errori di verticalità, errori di rettilineità, disallineamenti, eccentricità accidentali dei giunti, possono essere considerati introducendo imperfezioni geometriche equivalenti globali o locali.

Le imperfezioni globali equivalenti intervengono nell'analisi globale di strutture, in particolare telai e sistemi di controvento, mentre le imperfezioni locali si considerano per il calcolo di singoli elementi. Generalmente, la distribuzione delle imperfezioni può essere adottata coerente con quella corrispondente alla deformata critica relativa al modo instabile considerato.

Per telai sensibili alle azioni orizzontali, indicata con  $h$  l'altezza totale del telaio, l'imperfezione globale, in termini di errore di verticalità (Figura C4.2.2), può essere assunta pari a

$$\phi = \alpha_h \alpha_m \phi_0 \quad (C4.2.7)$$

dove  $\phi_0$  è il difetto di verticalità,  $\phi_0 = h/200$ , e  $\alpha_h$  e  $\alpha_m$  sono due coefficienti riduttivi dati da

$$\frac{2}{3} \leq \alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} \leq 1,0 \text{ e da } \alpha_m = \sqrt{\frac{1}{2} \left( 1 + \frac{1}{m} \right)} \quad (C4.2.8)$$

essendo  $m$  il numero dei pilastri di una stilata soggetti ad uno sforzo assiale di progetto  $N_{Ed}$  non minore del 50% della forza normale media di progetto agente sui pilastri della stilata stessa.

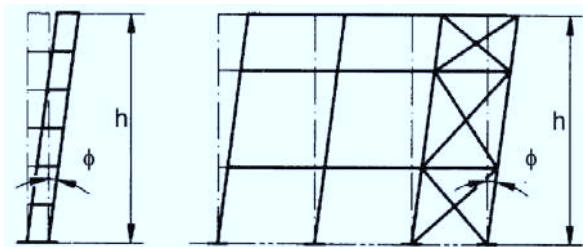


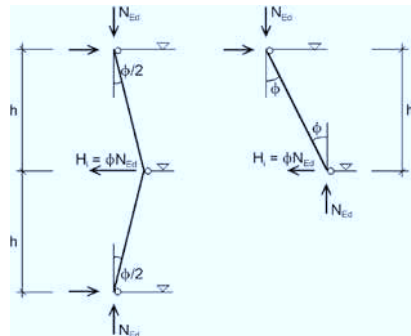
Figura C4.2.2 Imperfezioni globali equivalenti

Per il calcolo degli effetti delle imperfezioni sugli orizzontamenti si può far riferimento agli schemi di figura C4.2.3, in cui  $h$  è l'altezza d'interpiano e  $\phi$  il valore dell'imperfezione, calcolato con la (C4.2.7).

Nell'analisi dei telai i difetti di verticalità possono essere trascurati quando

$$H_{Ed} \geq 0,15 \cdot V_{Ed} \quad (C4.2.9)$$

con  $H_{Ed}$  e  $V_{Ed}$  definiti al §C4.2.3.4.



**Figura C4.2.3** Effetti delle imperfezioni sugli orizzontamenti

Nel calcolo gli effetti delle imperfezioni locali possono essere generalmente trascurati. Nelle analisi globali di telai sensibili agli effetti del secondo ordine, tuttavia, può essere necessario considerare anche i difetti di rettilineità delle aste compresse che abbiano un vincolo rotazionale ad almeno un estremo e la cui snellezza adimensionale  $\bar{\lambda}$ , calcolata considerando l'asta incernierata ad entrambi gli estremi, sia

$$\bar{\lambda} \geq 0,5 \cdot \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{Ed}}} \quad (C4.2.10)$$

Le imperfezioni locali dei singoli elementi possono essere rappresentate considerando i valori degli scostamenti massimi dalla configurazione iniziale  $e_0/L$ , dove  $L$  è la lunghezza dell'elemento, dati in Tabella C4.2.I in funzione della curva d'instabilità (v. Tabella 4.2.VI delle NTC) e del tipo di analisi globale effettuata.

Le imperfezioni globali possono essere sostituite con forze concentrate  $F_h$ , applicate a ciascun orizzontamento e in copertura, date da

$$F_h = \phi \cdot N_{Ed} \quad (C4.2.11)$$

Le imperfezioni locali possono essere sostituite con forze distribuite  $q_h$  equivalenti, applicate a ciascuna colonna, date da

$$q_h = \frac{8 \cdot e_{0,d} N_{Ed}}{L^2} \quad (C4.2.12)$$

come indicato in figura C4.2.4.

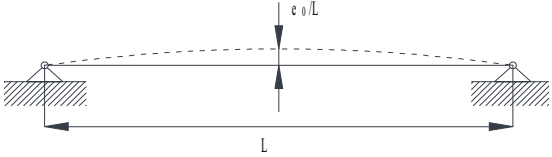
Nell'analisi di un sistema di controvento, le imperfezioni del sistema controventato possono essere tenute in conto considerando uno scostamento di quest'ultimo dalla configurazione iniziale di valor massimo  $e_0$  uguale a

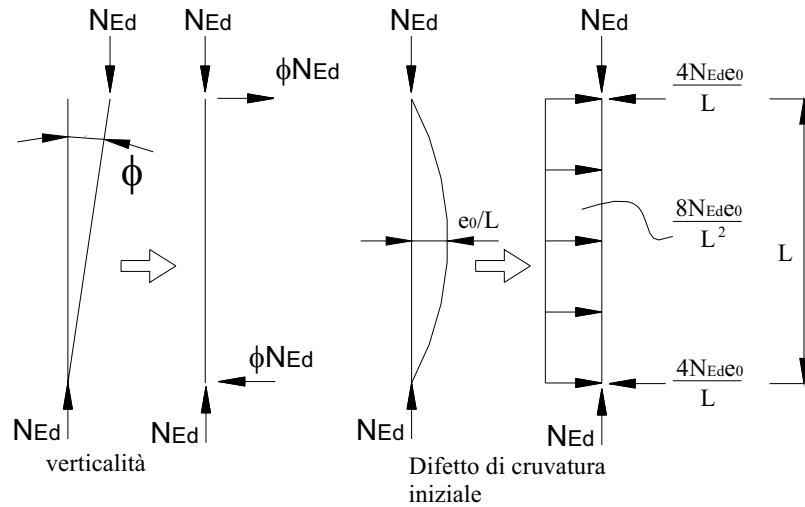
$$e_0 = \alpha_m \cdot \frac{L}{500} \quad (C4.2.13)$$

dove  $L$  è la luce del sistema di controvento e  $\alpha_m$  dipende dal numero  $m$  di elementi controventati,

$$\alpha_m = \sqrt{\frac{1}{2} \left( 1 + \frac{1}{m} \right)} \quad (C4.2.14)$$

**Tabella C4.2.I** Valori massimi delle imperfezioni locali

	Curva d'instabilità (v. Tabella 4.2.VI NTC)	$e_0/L$ (analisi globale elastica)	$e_0/L$ (analisi globale plastica)
		$a_0$	1/350
	$a$	1/300	1/250
	$b$	1/250	1/200
	$c$	1/200	1/150
	$d$	1/150	1/100



**Figura C4.2.4** Sistemi di forze equivalenti alle imperfezioni

Gli effetti delle imperfezioni sul sistema di controvento possono essere tenute in conto anche mediante un carico distribuito equivalente

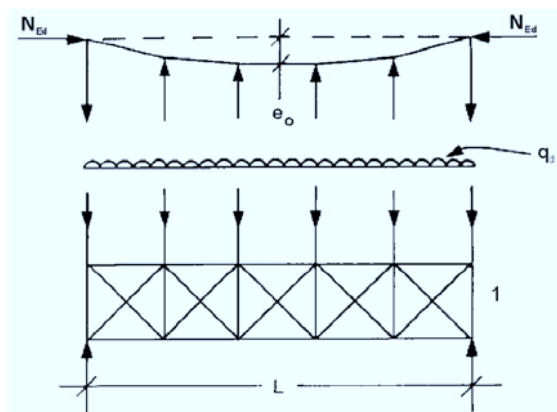
$$q_d = \frac{8(e_0 + \delta_q) N_{Ed}}{L^2} \quad (C4.2.15)$$

dove  $\delta_q$  è la freccia massima del sistema di controvento dovuta a  $q_d$  e ai carichi esterni, da considerarsi nulla se si effettua un'analisi del second'ordine, e  $N_{Ed}$  è la forza normale di compressione nel sistema o quella trasmessa dagli elementi controventati (Figura C4.2.5).

Se il sistema di controventamento è preposto alla stabilizzazione laterale di un elemento inflesso di altezza  $h$ , la forza  $N_{Ed}$ , riportata nella (C4.2.15) e rappresentativa degli effetti prodotti dall'instabilità della piattabanda compressa dell'elemento inflesso sul controventamento, è data da

$$N_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{h} \quad (C4.2.16)$$

dove  $M_{Ed}$  è il massimo momento flettente nell'elemento inflesso. Se l'elemento da stabilizzare è soggetto anche a compressione assiale, una quota di tale sollecitazione deve essere considerata per determinare  $N_{Ed}$ .



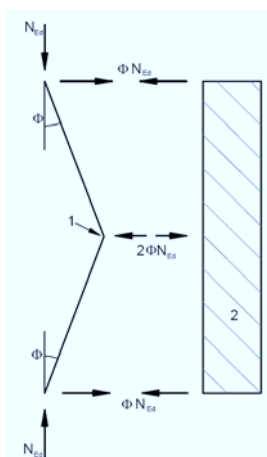
**Figura C4.2.5** Forze equivalenti in sistemi di controvento

Le forze che piattabande o elementi compressi giuntati esercitano sul sistema di controvento, in corrispondenza del giunto, possono essere assunte uguali a

$$F_d = \alpha_m \cdot \phi_0 = \frac{\alpha_m \cdot N_{Ed}}{100} \quad (C4.2.17)$$

essendo  $N_{Ed}$  la forza di compressione nella piattabanda o nell'elemento (Figura C4.2.6).

Le imperfezioni locali non debbono essere considerate nelle verifiche di stabilità, poiché le formule di verifica nella presente sezione e adottate al §4.2 delle NTC le considerano implicitamente. Se, invece, la verifica della membratura è eseguita mediante un'analisi del secondo ordine, si dovrà considerare un'imperfezione locale dell'asta, che potrà essere assunta uguale a  $e_0$  per l'instabilità a compressione e a  $0,5 \cdot e_0$  per l'instabilità flessotorsionale, essendo  $e_0$  dato in Tabella C4.2.I.



**Figura C4.2.6** Forze equivalenti nelle giunzioni di elementi o piattabande compresse

#### C4.2.3.6 Analisi di stabilità di strutture intelaiate

Quando  $\alpha_{cr}$  è minore dei limiti ricordati al §C4.2.3.4, l'analisi strutturale deve tener conto delle deformazioni.

Gli effetti del secondo ordine e le imperfezioni possono essere considerati nel calcolo con modalità diverse a seconda del tipo di struttura considerata e del tipo di analisi che può essere adottata.

Il metodo più generale prevede di eseguire un'analisi globale non lineare completa, in cui si verificano contemporaneamente sia la stabilità globale della struttura, sia la stabilità locale dei singoli elementi. Una possibile semplificazione di questo metodo consiste nell'eseguire un'analisi non lineare globale della struttura per verificarne la stabilità globale e determinare le sollecitazioni negli elementi, da verificare individualmente.

Nel caso in cui il modo instabile orizzontale sia predominante e risulti  $\alpha_{cr} \geq 3,0$ , l'analisi può essere semplificata. In questo caso, infatti, si può eseguire un'analisi globale lineare, considerando, per le verifiche degli elementi, le sollecitazioni dovute agli spostamenti orizzontali adeguatamente amplificate mediante un coefficiente  $\beta > 1,0$ . Per i telai multipiano, caratterizzati da distribuzioni di carichi verticali e orizzontali simili ad ogni piano e con distribuzione delle rigidezze orizzontali coerente con i tagli di piano, e per i portali il coefficiente di amplificazione delle sollecitazioni dovute alle azioni orizzontali può essere calcolato come

$$\beta = \frac{\alpha_{cr}}{\alpha_{cr} - 1} \quad (C4.2.18)$$

dove il moltiplicatore critico  $\alpha_{cr} \geq 3,0$  può essere calcolato mediante la (C4.2.5).

#### C4.2.3.7 Lunghezza stabile della zona di cerniera di plastica

La verifica nei confronti dell'instabilità torsionale del tratto di membratura compreso tra il ritegno laterale che vincola la cerniera plastica e il ritegno torsionale successivo può essere condotta, in assenza di valutazioni più accurate, controllando che la lunghezza del tratto in esame sia minore della lunghezza stabile  $L_s$ .

Nel caso di travi a sezione costante aventi sezioni a I o a H, soggette a forza assiale poco significativa (v. §C4.2.3.4) e a momento flettente variabile linearmente, caratterizzate da un rapporto tra altezza  $h$  e spessore della piattabanda  $t_f$ ,

$$\frac{h}{t_f} \leq 40 \cdot \varepsilon \quad (C4.2.19)$$

in cui

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235 \text{ MPa}}{f_{yk}}}$$

la lunghezza stabile può essere valutata, in via semplificata, come

$$\begin{aligned} L_s &= 35 \cdot \varepsilon \cdot i_z && \text{per } 0,625 \leq \psi \leq 1,0 \\ L_s &= (60 - 40 \cdot \psi) \cdot \varepsilon \cdot i_z && \text{per } -1 \leq \psi < 0,625 \end{aligned} \quad (\text{C4.2.20})$$

essendo  $i_z$  il raggio d'inerzia della piattabanda relativo all'asse dell'anima e  $\psi$  il rapporto tra i momenti flettenti alle estremità del segmento considerato,  $M_{Ed,min}$  e  $M_{pl,Rd}$ ,

$$\psi = \frac{M_{Ed,min}}{M_{pl,Rd}}$$

## C4.2.4 VERIFICHE

### C4.2.4.1.3 Stabilità delle membrature

#### C4.2.4.1.3.1 Stabilità di aste compresse composte

Aste compresse composte a sezione costante realizzate da due elementi (correnti) collegati tra loro con calastrelli o tralici possono essere verificate con il metodo qui proposto, a condizione che i campi individuati dai calastrelli o dalle aste di parete del traliccio siano uguali e non meno di tre.

I correnti dell'asta composta possono essere a parete piena (Figura C4.2.7) oppure calastrellati o tralicciati a loro volta. Nel caso di correnti a pareti piena le traliciature delle facce opposte devono corrispondersi ed essere sovrapponibili per traslazione, in caso contrario debbono essere considerati anche gli effetti torsionali sui correnti.

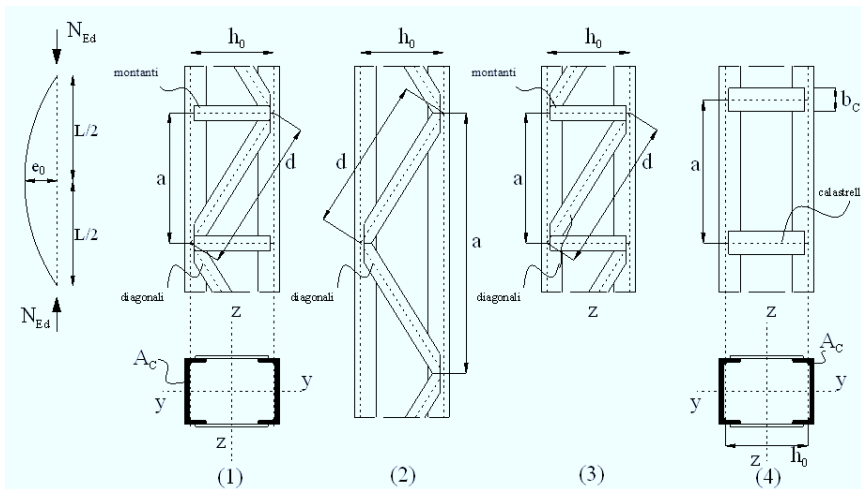


Figura C4.2.7 - Aste composte costituite da due correnti uguali



Nel seguito si fa riferimento ad aste di lunghezza  $L$ , incernierate agli estremi nel piano della calastrellatura o della tralicciatura, equiparando la deformabilità della calastrellatura o della tralicciatura alla deformabilità a taglio di un'asta a parete piena equivalente. Per condizioni di vincolo diverse la trattazione può essere convenientemente adattata.

Le imperfezioni di montaggio possono essere schematizzate considerando un difetto di rettilineità

$$e_0 = \frac{L}{500} \quad (C4.2.21)$$

Oltre alle verifiche di stabilità dell'asta composta si devono eseguire anche le verifiche di stabilità e resistenza dei correnti e delle aste di parete, come specificato nel seguito.

Per configurazioni più complesse, non trattate nel presente documento, si può far riferimento a procedimenti di comprovata validità.

#### C4.2.4.1.3.1.1 Calcolo della forza normale di progetto agente in un corrente

Per un elemento costituito da due correnti a parete piena, la forza normale di progetto nei correnti può essere ricavata da

$$N_{C,Ed} = 0,5 \cdot N_{Ed} + \frac{M_{Ed} \cdot h_0 \cdot A_C}{2 \cdot J_{eff}} \quad (C4.2.22)$$

dove

$N_{Ed}$  è la forza normale di progetto dell'asta composta;

$h_0$  è la distanza tra i baricentri dei correnti;

$A_C$  è l'area della sezione di ciascun corrente;

$J_{eff}$  è il momento di inerzia efficace della sezione dell'elemento composto;

$M_{Ed}$  è il momento di progetto dato da

$$M_{Ed} = \frac{N_{Ed} \cdot e_0 + M_{Ed}^I}{1 - N_{Ed} / N_{cr} - N_{Ed} / S_V} \quad (C4.2.23)$$

in cui

$N_{cr} = \frac{\pi^2 E J_{eff}}{L^2}$  è il carico critico euleriano dell'asta composta;

$M_{Ed}^I$  è il valore del massimo momento flettente agente in mezzeria dell'asta composta;

$S_V$  è la rigidezza a taglio equivalente della tralicciatura o della calastrellatura.

#### C4.2.4.1.3.1.2 Calcolo della forza di taglio agente negli elementi di collegamento

La verifica dei calastrelli e degli elementi di parete dei tralici nei campi estremi può essere eseguita considerando la forza di taglio nell'asta composta

$$V_{Ed} = \pi \frac{M_{Ed}}{L} \quad (C4.2.24)$$

Per i calastrelli si devono considerare anche il momento flettente e lo sforzo di taglio dovuto al funzionamento a telaio dell'elemento.

#### C4.2.4.1.3.1.3 Verifiche di aste composte tralicciate

Devono essere verificati nei riguardi dei fenomeni di instabilità sia i diagonali sia i correnti. La verifica si esegue controllando che

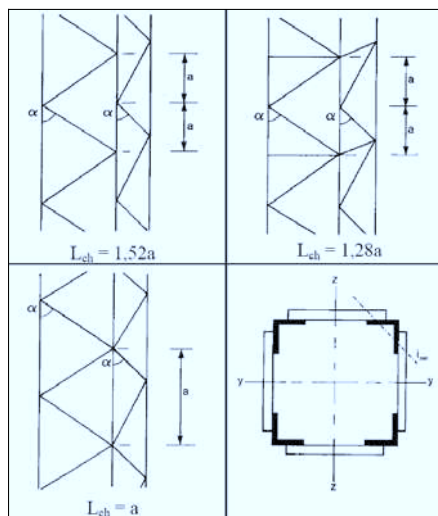
$$\frac{N_{c,Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (C4.2.25)$$

Nel caso dei correnti,  $N_{c,Ed}$  è la forza normale di progetto calcolata con la (C4.2.22), mentre  $N_{b,Rd}$  è il carico critico, determinato in riferimento alla lunghezza di libera inflessione  $L_{ch}$  del corrente. Per correnti ad anima piena si può assumere  $L_{ch}=a$  (v. Figura C4.2.7), per correnti tralicciati  $L_{ch}$  dipende dallo schema adottato ed è indicato in Figura C4.2.8.

La rigidezza equivalente dell'asta composta tralicciata può essere assunta uguale a

$$J_{eff} = 0,5 \cdot h_0^2 \cdot A_C \quad (C4.2.26)$$

mentre la rigidezza equivalente a taglio della tralicciatura,  $S_V$ , può essere ricavata, in funzione dello schema di tralicciatura adottato, dalla Tabella C4.2.II.



**Figura C4.2.8** Lunghezza di libera inflessione dei correnti di aste tralicciate

**Tabella C4.2.II** Rigidezza a taglio equivalenti di aste tralicciate o calastrellate

Schema dell'asta composta (v. Figura C4.2.6)	(1)	(2)	(3)	(4)
$S_V$ – rigidezza a taglio	$\frac{n \cdot EA_d \cdot a \cdot h_0^2}{d^3}$	$\frac{n \cdot EA_d \cdot a \cdot h_0^2}{2 \cdot d^3}$	$\frac{n \cdot EA_d \cdot a \cdot h_0^2}{d^3 \cdot \left[ 1 + \frac{A_d \cdot h_0^3}{A_V \cdot d^3} \right]}$	$\frac{24EJ_C}{a^2 \cdot \left[ 1 + \frac{2 \cdot J_C \cdot h_0}{n \cdot J_V \cdot a} \right]} \leq \frac{2\pi^2 E J_C}{a^2}$
<p><math>A_d</math>: area dei diagonal, <math>A_V</math>: area dei calastrelli, <math>J_V</math>: momento di inerzia del calastrello, <math>A_C</math>: area di un corrente, <math>n</math>: numero di piani di tralicciatura o calastrellatura</p>				

**C4.2.4.1.3.1.4 Verifiche di aste composte calastrellate**

Nelle aste composte calastrellate le verifiche dei correnti e dei calastrelli possono essere condotte in riferimento alla distribuzione di forze e sollecitazioni indicata in Figura C4.2.9.

Cautelativamente, nei correnti, lo sforzo di taglio massimo di progetto  $V_{Ed}$  può essere combinato con la forza normale massima di progetto  $N_{Ed}$ .

La rigidezza a taglio equivalente  $S_V$  della parete calastrellata è indicata in Tabella C4.2.II (schema (4)).

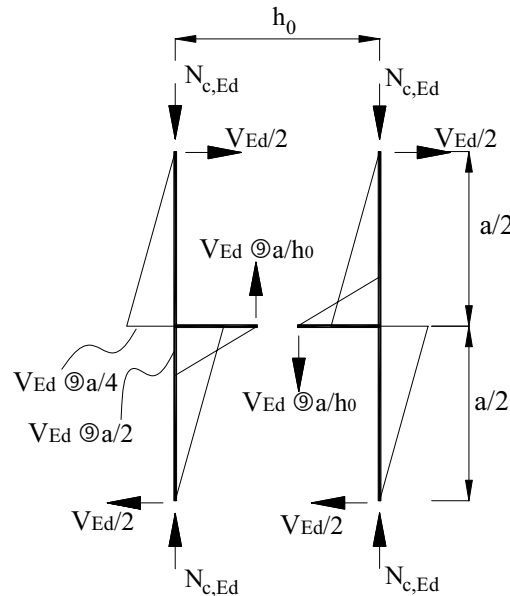
Il momento di inerzia effettivo della sezione composta può essere ricavato da

$$J_{eff} = 0,5 \cdot h_0^2 \cdot A_C + 2 \cdot \mu \cdot J_C \tag{C4.2.27}$$

dove  $J_C$  è il momento di inerzia della sezione del corrente e  $\mu$  è un coefficiente di efficienza, uguale a 0 se la snellezza dell'asta composta  $\lambda$  è maggiore o uguale a 150, uguale a 1 se la snellezza è minore o uguale a 75 e uguale a  $(2-\lambda/75)$  se la snellezza è compresa tra 75 e 150.

La snellezza  $\lambda$  dell'asta è definita come :

$$\lambda = \frac{L}{i_0} = L \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot A_C}{0,5 \cdot h_0^2 \cdot A_C + 2 \cdot I_C}} \quad (\text{C4.2.28})$$



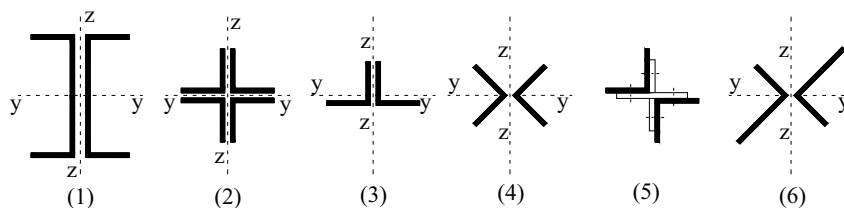
**Figura C4.2.9** Schema di calcolo semplificato per un'asta calastrellata

#### C4.2.4.1.3.1.5 Sezioni composte da elementi ravvicinati collegati con calastrelli o imbottiture

La verifica di aste composte costituite da due o quattro profilati, vedi Figura C4.2.10, posti ad un intervallo pari alle spessore delle piastre di attacco ai nodi e comunque ad una distanza non superiore a 3 volte il loro spessore e collegati con calastrelli o imbottiture, può essere condotta come per un'asta semplice, trascurando la deformabilità a taglio del collegamento, se gli interessi dei collegamenti soddisfano le limitazioni della tabella C4.2.III. Nel caso di angolari a lati disuguali, tipo (6) di Figura C4.2.10, l'instabilità dell'asta con inflessione intorno all'asse  $y$  di Figura C4.2.10 può essere verificata considerando un raggio d'inerzia

$$i_y = \frac{i_0}{1,15} \quad (\text{C4.2.29})$$

dove  $i_0$  è il raggio d'inerzia minimo dell'asta composta.



**Figura C4.2.10 - Tipologie di aste composte costituite da elementi ravvicinati**

**Tabella C4.2.III** *Disposizione delle imbottiture di connessione tra i profili.*

Tipo di asta composta (Figura C4.2.10)	Spaziatura massima tra i collegamenti <sup>(*)</sup>
Tipo (1), (2), (3) o (4) collegati con imbottiture bullonate o saldate	15 $i_{\min}$
Tipi (5) o (6) collegati con coppie di calastrelli	70 $i_{\min}$
(*) La distanza è misurata tra i centri di due collegamenti successivi e $i_{\min}$ è il raggio di inerzia minimo del singolo profilo costituente l'asta.	

Nei casi in cui le aste non soddisfino le condizioni della Tabella C4.2.III è possibile determinare un'appropriata snellezza equivalente dell'asta ricorrendo a normative di comprovata validità.

#### C4.2.4.1.3.2 Stabilità delle membrature inflesse

Il coefficiente di snellezza adimensionale  $\bar{\lambda}_{LT}$ , di cui al §4.2.4.1.3.2 delle NTC, che consente di eseguire la verifica ad instabilità flessio-torsionale dipende dal valore del momento critico elastico di instabilità torsionale,  $M_{cr}$ , del profilo inflesso in esame. Tale valore può calcolarsi, per profili di qualunque geometria, utilizzando metodi numerici, quali ad esempio metodi agli elementi finiti oppure programmi di calcolo strutturale che consentano di eseguire analisi di "buckling".

In alternativa, per profili standard (sezioni doppiamente simmetriche ad I o H) il momento critico può calcolarsi con la seguente formula

$$M_{cr} = \psi \cdot \frac{\pi}{L_{cr}} \cdot \sqrt{EJ_y \cdot GJ_T} \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{\pi}{L_{cr}}\right)^2 \cdot \frac{EJ_{\omega}}{GJ_T}} \quad (C4.2.30)$$

dove  $L_{cr}$  è la lunghezza di libera inflessione laterale, misurata tra due ritegni torsionali successivi,  $EJ_y$  è la rigidezza flessionale laterale del profilo (misurata in genere rispetto all'asse debole),  $GJ_T$  è la rigidezza torsionale del profilo mentre  $EJ_{\omega}$  è la rigidezza torsionale secondaria del profilo. Il coefficiente  $\psi$  tiene conto della distribuzione del momento flettente lungo la trave ed è dato dall'espressione

$$\psi = 1.75 - 1.05 \cdot \frac{M_B}{M_A} + 0.3 \cdot \left( \frac{M_B}{M_A} \right)^2 \quad (C4.2.31)$$

in cui  $M_A$  ed  $M_B$  sono i momenti flettenti agenti alle estremità della trave, con  $|M_B| < |M_A|$ .

#### C4.2.4.1.3.3 Membrature inflesse e compresse

Oltre alle verifiche di resistenza, per elementi pressoinflessi devono essere eseguite, quando rilevanti, anche verifiche di instabilità a pressoflessione.

In assenza di più accurate valutazioni, si possono impiegare, in alternativa, i metodi A e B riportati nel seguito, o anche altre metodi ricavati da normative di comprovata validità.

##### C4.2.4.1.3.3.1 Metodo A

Nel caso di aste prismatiche soggette a compressione  $N_{Ed}$  e a momenti flettenti  $M_{y,Ed}$  e  $M_{z,Ed}$  agenti nei due piani principali di inerzia, in presenza di vincoli che impediscono gli spostamenti torsionali, si dovrà controllare che risulti:

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{\min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{y,eq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_y \cdot \left( 1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}} \right)} + \frac{M_{z,eq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_z \cdot \left( 1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}} \right)} \leq 1 \quad (C4.2.32)$$

dove:

$\chi_{\min}$  è il minimo fattore  $\chi$  relativo all'inflessione intorno agli assi principali di inerzia;

$W_y$  e  $W_z$  sono i moduli resistenti elastici per le sezioni di classe 3 e i moduli resistenti plastici per le sezioni di classe 1 e 2,

$N_{cr,y}$  e  $N_{cr,z}$  sono i carichi critici euleriani relativi all'inflessione intorno agli assi principali di inerzia;

$M_{y,eq,Ed}$  e  $M_{z,eq,Ed}$  sono i valori equivalenti dei momenti flettenti da considerare nella verifica.

Se il momento flettente varia lungo l'asta si assume, per ogni asse principale di inerzia,

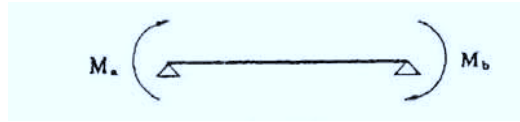
$$M_{eq,Ed} = 1,3 \cdot M_{m,Ed} \quad (C4.2.33)$$

essendo  $M_{m,Ed}$  il valor medio del momento flettente, con la limitazione

$$0,75 \cdot M_{\max,Ed} \leq M_{eq,Ed} \leq M_{\max,Ed} \quad (C4.2.34)$$

Nel caso di asta vincolata agli estremi, soggetta a momento flettente variabile linearmente tra i valori di estremità  $M_a$  e  $M_b$ ,  $|M_a| \geq |M_b|$ , (Figura C4.2.11), si può assumere per  $M_{eq,Ed}$  il seguente valore

$$M_{eq,Ed} = 0,6 \cdot M_a - 0,4 \cdot M_b \geq 0,4 \cdot M_a \quad (C4.2.35)$$



**Figura C4.2.11** Trave soggetta a momenti d'estremità

In presenza di fenomeni di instabilità flessio-torsionali bisogna verificare che sia:

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{y,eq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot f_{yk} \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} + \frac{M_{z,eq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_z \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)} \leq 1 \quad (C4.2.36)$$

dove  $\chi_{LT}$  è il fattore di riduzione per l'instabilità flessio-torsionale, definito al §4.2.4.1.3.2 delle NTC e z è l'asse debole.

#### C4.2.4.1.3.3.2 Metodo B

In assenza di più accurate valutazioni, nel caso di membrature a sezione costante con sezioni doppiamente simmetriche aperte o chiuse, soggette a sforzo assiale e momento flettente, la verifica di stabilità a pressoflessione, per sezioni di classe 1, 2 o 3, può essere eseguita controllando che siano soddisfatte le seguenti disuguaglianze

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yk}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{W_z \cdot f_{yk}} \leq 1 \quad (C4.2.37)$$

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yk}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yk}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{W_z \cdot f_{yk}} \leq 1$$

dove  $N_{Ed}$ ,  $M_{y,Ed}$  ed  $M_{z,Ed}$  sono, rispettivamente, lo sforzo assiale ed i massimi momenti flettenti agenti sull'elemento nei piani di normale y e z, A è l'area e  $W_y$  e  $W_z$  i moduli resistenti elastici per le sezioni di classe 3 e i moduli resistenti plastici per le sezioni di classe 1 e 2, e  $k_{yy}$ ,  $k_{yz}$ ,  $k_{zy}$  e  $k_{zz}$  sono opportuni coefficienti di interazione dati nel seguito.

Per sezioni di classe 4 le (C4.2.26) si modificano nelle

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A_{eff} \cdot f_{yk}} + k_{yy} \cdot \frac{(M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}) \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot W_{eff,y} \cdot f_{yk}} + k_{yz} \cdot \frac{(M_{z,Ed} + \Delta M_{y,Ed}) \cdot \gamma_{M1}}{W_{eff,z} \cdot f_{yk}} \leq 1 \quad (C4.2.38)$$

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_z \cdot A_{eff} \cdot f_{yk}} + k_{zy} \cdot \frac{(M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}) \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot W_{eff,y} \cdot f_{yk}} + k_{zz} \cdot \frac{(M_{z,Ed} + \Delta M_{y,Ed}) \cdot \gamma_{M1}}{W_{eff,z} \cdot f_{yk}} \leq 1$$

dove  $A_{eff}$  è l'area efficace della sezione,  $W_y$  e  $W_z$  i moduli resistenti efficaci e  $\Delta M_{y,Ed}$  e  $\Delta M_{z,Ed}$  i momenti della forza normale  $N_{Ed}$  rispetto al baricentro della sezione efficace,

$$\Delta M_{y,Ed} = e_{N,z} \cdot N_{Ed} \quad \text{e} \quad \Delta M_{z,Ed} = e_{N,y} \cdot N_{Ed} \quad (C4.2.39)$$

dove  $e_{N,y}$  e  $e_{N,z}$  sono le distanze del baricentro della sezione efficace dal baricentro della sezione lorda, lungo gli assi  $y$  e  $z$  rispettivamente.

Nelle (C4.2.38) e (C4.2.39)  $\chi_y$ ,  $\chi_z$  sono i coefficienti di riduzione per l'instabilità a compressione e  $\chi_{LT}$  è il coefficiente di riduzione per l'instabilità flessotorsionale, dati nel §4.2.4.1.3.1 delle NTC.

I coefficienti di interazione  $k_{yy}$ ,  $k_{yz}$ ,  $k_{zy}$  e  $k_{zz}$  sono dati nella Tabella C4.2.IV, per le membrature a sezione chiusa e per quelle a sezione aperta vincolate a torsione, e nella Tabella C4.2.V per le membrature a sezione aperta non vincolate a torsione. I valori riportati in dette tabelle dipendono dai coefficienti  $\alpha_{my}$ ,  $\alpha_{mz}$  per l'instabilità a compressione con inflessione intorno agli assi  $y$  e  $z$ , rispettivamente, e dal coefficiente  $\alpha_{mLT}$ , per l'instabilità flessotorsionale, che sono dati, in funzione del tipo di carico e dell'effettiva distribuzione dei momenti flettenti lungo l'elemento strutturale, in Tabella C4.2.VI.

**Tabella C4.2.IV** - Coefficienti di interazione per la verifica di stabilità a pressoflessione di elementi con modesta deformabilità torsionale

k	Tipi di sezione	Sezioni di classe 3 e 4 (proprietà delle sezioni calcolate in campo elastico)	Sezioni di classe 1 e 2 (proprietà delle sezioni calcolate in campo plastico)
$k_{yy}$	I, H, Sezioni cave	$\alpha_{my} \cdot \left( 1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_y \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{my} \cdot \left( 1 + 0,6 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$	$\alpha_{my} \cdot \left( 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{my} \cdot \left( 1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$
$k_{yz}$	I, H, Sezioni cave	$k_{zz}$	$0,6 \cdot k_{zz}$
$k_{zy}$	I, H, Sezioni cave	$0,8 \cdot k_{yy}$	$0,6 \cdot k_{yy}$
$k_{zz}$	I, H	$\alpha_{mz} \cdot \left( 1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_y \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{mz} \cdot \left( 1 + 0,6 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$	$\alpha_{mz} \cdot \left( 1 + (2\bar{\lambda}_y - 0,6) \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{mz} \cdot \left( 1 + 1,4 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$
	Sezioni cave		$\alpha_{mz} \cdot \left( 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{mz} \cdot \left( 1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$
Per pressoflessione retta, $M_{y,Ed} \neq 0$ , . $k_{zy} = 0$ ( $M_{z,Ed} = 0$ ).			



**Tabella C4.2.V - Coefficienti d'interazione per la verifica di stabilità a pressoflessione di elementi deformabili torsionalmente**


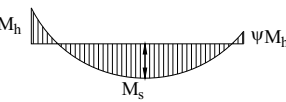
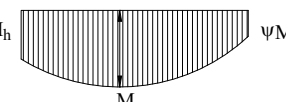
k	Sezioni di classe 3 e 4 (proprietà delle sezioni calcolate in campo elastico)	Sezioni di classe 1 e 2 (proprietà delle sezioni calcolate in campo plastico)
$k_{yy}$	$\alpha_{my} \cdot \left( 1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_y \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{my} \cdot \left( 1 + 0,6 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$	$\alpha_{my} \cdot \left( 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{my} \cdot \left( 1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$
$k_{yz}$	$k_{zz}$	$0,6 \cdot k_{zz}$
$k_{zy}$	$\left( 1 - \frac{0,05 \cdot \bar{\lambda}_z}{(\alpha_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \geq \left( 1 - \frac{0,05}{(\alpha_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$	$\left( 1 - \frac{0,1 \cdot \bar{\lambda}_z}{(\alpha_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \geq \left( 1 - \frac{0,1}{(\alpha_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$ per $\bar{\lambda}_z \geq 0,4$ $k_{zy} = 0,6 + \bar{\lambda}_z \leq \left( 1 - \frac{0,1 \cdot \bar{\lambda}_z}{(\alpha_{mLT} - 0,25)} \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$ per $\bar{\lambda}_z < 0,4$
$k_{zz}$	$\alpha_{mz} \cdot \left( 1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{mz} \cdot \left( 1 + 0,6 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$	$\alpha_{mz} \cdot \left( 1 + (2\bar{\lambda}_z - 0,6) \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{mz} \cdot \left( 1 + 1,4 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$

Per la valutazione dei coefficienti  $\alpha_{my}$  si farà riferimento ai vincoli allo spostamento lungo z e per la valutazione dei coefficienti  $\alpha_{my}$  e  $\alpha_{mLT}$  si farà riferimento ai vincoli allo spostamento lungo y.

Per elementi con modo instabile per traslazione dei piani, per i coefficienti  $\alpha_{my}$  e  $\alpha_{mz}$  si deve assumere  $\alpha_{my}=0,9$  o  $\alpha_{mz}=0,9$ , rispettivamente.

Per il calcolo dei coefficienti d'interazione si possono adottare metodi alternativi, adeguatamente comprovati.

**Tabella C4.2.VI Coefficienti correttivi del momento flettente per la verifica di stabilità a presso-flessione deviata.**

Diagramma del momento	Intervallo		Coefficienti $\alpha_{my}$ , $\alpha_{mz}$ , $\alpha_{mLT}$	
			Carico uniforme	Carico concentrato
 $M_h$	$-1 \leq \psi \leq 1$		$0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$	
 $M_h$ $\alpha_s = M_s/M_h$	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$
	$-1 \leq \alpha_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$-0,8\alpha_s \geq 0,4$
$-1 \leq \psi \leq 0$		$0,1(1 - \psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2(-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	
 $M_h$ $\alpha_h = M_h/M_s$	$0 \leq \alpha_h \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
		$0 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
	$-1 \leq \alpha_h < 0$	$-1 \leq \psi \leq 0$	$0,95 + 0,05\alpha_h (1 + 2\psi)$	$0,90 + 0,10\alpha_h (1 + 2\psi)$

**C4.2.4.1.3.3.3 Metodo generale per la verifica ad instabilità laterale e flesso-torsionale**

Se elementi strutturali o parti di struttura non sono conformi ai requisiti imposti per l'applicazione dei metodi di verifica semplificati esposti nel §4.2.4.1.3 delle NTC e nei §§C4.2.4.1.3.1÷

C4.2.4.1.3.3, è necessario eseguire delle analisi più accurate per determinare i valori della resistenza nei confronti dei fenomeni di instabilità dell'equilibrio dovute a sollecitazioni di compressione, flessione o combinate. In particolare, è necessario conoscere i moltiplicatori dei carichi applicati all'elemento strutturale che ingenerano fenomeni di instabilità dell'equilibrio, calcolando, per l'elemento strutturale o la struttura o parte di essa:

$\alpha_{ult,k}$  – moltiplicatore dei carichi di progetto che induce in una sezione del sistema sollecitazioni pari alla sua resistenza caratteristica;

$\alpha_{cr,op}$  – il minore dei moltiplicatori dei carichi di progetto che produce nell'elemento strutturale o in uno degli elementi del sistema fenomeni di instabilità laterale o torsionale.

Da tali moltiplicatori è possibile ricavare la snellezza adimensionale

$$\bar{\lambda}_{op} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr,op}}} \quad (C4.2.40)$$

dalla quale si ottiene il fattore di riduzione della resistenza del sistema

$$\chi_{op} = \min \left\{ \chi(\bar{\lambda}_{op}); \chi_{LT}(\bar{\lambda}_{op}) \right\} \quad (C4.2.41)$$

Tali moltiplicatori dei carichi di progetto, sono ricavati all'interno del §4.2.4.1.3 delle NTC con formule semplificate valide solo per particolari casi di sollecitazione e per le geometrie delle sezioni più comuni e doppiamente simmetriche. Il calcolo, invece, di tali coefficienti tramite modelli numerici più complessi consente la loro definizione per geometrie e condizioni di carico qualunque, purché convalidato tramite attendibili riscontri sperimentali. Ovviamente tale metodo di analisi è fortemente raccomandato nel caso di strutture speciali e/o caratterizzate da conformazioni strutturali particolarmente complesse, per le quali sia giustificato il riscontro sperimentale.

La verifica complessiva nei confronti dell'instabilità al di fuori del piano per l'elemento strutturale generico (non prismatico, con condizioni al contorno particolari, ecc.) o per la struttura è imposta con la formula seguente

$$\frac{\chi_{op} \cdot \alpha_{ult,k}}{\gamma_{M1}} \geq 1,0 \quad (C4.2.42)$$

#### C4.2.4.1.3.4 *Stabilità dei pannelli*

I pannelli d'anima degli elementi strutturali, laminati oppure realizzati in soluzione composta saldata, devono essere verificati nei confronti dei fenomeni di instabilità dell'equilibrio allo stato limite ultimo.

In presenza di fenomeni di instabilità che potrebbero portare a rotture per fenomeni di fatica la verifica deve essere condotta in fase d'esercizio (verifica a *respiro delle anime*): al riguardo si veda § 7.4 del documento EN1993-2 e § 4.6 del documento EN1993-1-5. Inoltre, nel caso di profili in parete sottile e/o sagomati a freddo di classe 4 è necessario fare riferimento ai documenti tecnici specializzati, che trattino le loro problematiche di resistenza e stabilità in maniera più esaustiva. Al riguardo si veda anche il documento EN1993-1-3.

Per la verifica dei pannelli d'anima è necessario riferirsi in genere a normative e documentazione tecnica di comprovata validità. Nei casi maggiormente ricorrenti è possibile verificare la stabilità dei pannelli d'anima utilizzando le procedure esposte nei paragrafi seguenti.

#### C4.2.4.1.3.4.1 Stabilità dei pannelli soggetti a taglio

I pannelli d'anima rettangolari delle travi a pareti piena devono essere verificati nei riguardi dell'instabilità per taglio quando il rapporto altezza spessore  $h_w/t$  supera il valore

$$\frac{h_w}{t} \geq \frac{72}{\eta} \cdot \varepsilon \quad (C4.2.43)$$

nel caso di pannelli non irrigiditi e

$$\frac{h_w}{t} \geq \frac{31}{\eta} \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau} \quad (C4.2.44)$$

per pannelli irrigiditi, dove  $h_w$  è l'altezza del pannello,  $t$  il suo spessore,  $\eta$  è uguale a 1,20,  $k_\tau$  è il minimo coefficiente di instabilità per taglio del pannello e

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_y [\text{MPa}]} \quad (C4.2.45)$$

In questo caso devono essere previsti irrigidimenti trasversali in corrispondenza dei vincoli.

La resistenza all'instabilità per taglio di un pannello d'anima privo di irrigidimenti intermedi è espressa da

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} \quad (C4.2.46)$$

dove  $f_{yw}$  è la tensione di snervamento del pannello,  $\chi_w$  è un coefficiente che tiene conto dell'instabilità elastica dell'elemento ed è dato nella Tabella C4.2.VII in funzione del coefficiente di snellezza  $\lambda_w$  e della rigidezza dell'irrigiditore sull'appoggio,  $V_{bw,Rd}$  è il contributo resistente dell'anima

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} \quad (C4.2.47)$$

e  $V_{bf,Rd}$  è il contributo resistente delle piattabande.

Il contributo resistente delle piattabande può essere espresso da

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{a \left( 0,25 + \frac{1,6 \cdot b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{t \cdot h_w^2 \cdot f_{yw}} \right) \gamma_{M1}} \cdot \left[ 1 - \left( \frac{M_{Ed}}{M_{f,red}} \right) \right] \quad (C4.2.48)$$

in cui  $b_f$  è la larghezza efficace dell'anima, non maggiore di  $15 \cdot \varepsilon \cdot t_f$  da ciascun lato dell'irrigiditore,  $t_f$  lo spessore della piattabanda di resistenza assiale minima e  $M_{f,red}$  è il momento resistente di progetto ridotto della sezione costituita dalle aree efficaci,  $A_{fi}$  e  $A_{fs}$  rispettivamente, delle sole piattabande inferiore e superiore, che tiene conto dell'eventuale presenza dello sforzo normale di progetto  $N_{Ed}$ ,

$$M_{f,red} = \frac{M_{fk}}{\gamma_{M0}} \cdot \left( 1 - \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M0}}{(A_{fi} + A_{fs}) \cdot f_{yf}} \right) \quad (C4.2.49)$$

Il coefficiente  $\chi_w$  (vedi Tabella C4.2.VII) dipende dalla rigidità del montante d'appoggio: un montante d'appoggio costituito da due coppie di piatti simmetrici rispetto al piano dell'anima, poste a distanza longitudinale  $e > 0,1 \cdot h_w$ , e tali che l'area di ciascuna coppia di piatti sia almeno uguale a  $4 \cdot h_w \cdot t^2 / e$  può essere considerato rigido, negli altri casi il montante d'appoggio deve essere considerato non rigido.

**Tabella C4.2.VII** Coefficienti  $\chi_w$  per il calcolo della resistenza all'instabilità a taglio del pannello

Coefficiente di snellezza	Coefficiente $\chi_w$ per montanti d'appoggio rigidi	Coefficiente $\chi_w$ per gli altri casi
$\lambda_w < 0,83/\eta$	$\eta$	$\eta$
$(0,83/\eta) \leq \lambda_w < 1,08$	$0,83/\lambda_w$	$0,83/\lambda_w$
$\lambda_w \geq 1,08$	$1,37 / (0,7 + \bar{\lambda}_w)$	$0,83/\lambda_w$

Il parametro di snellezza  $\lambda_w$  è dato dalla formula

$$\lambda_w = 0,76 \sqrt{\frac{f_{yw}}{\tau_{cr}}} \quad (C4.2.50)$$

dove  $\tau_{cr} = k_\tau \cdot \sigma_E$  è la tensione tangenziale critica e  $\sigma_E$  è la tensione critica euleriana, che per un piatto di altezza  $h_w$  e spessore  $t$  è data da

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot t^2}{12(1-\nu^2) \cdot h_w} = 190000 \left( \frac{t}{h_w} \right)^2 \text{ [MPa]}$$

In assenza di irrigiditori longitudinali, il parametro  $k_\tau$ , coefficiente per l'instabilità a taglio, è dato da

$$\begin{aligned} k_\tau &= 5,34 + 4,00 \left( \frac{h_w}{a} \right)^2 && \text{se } a/h_w \geq 1 \\ k_\tau &= 4,00 + 5,34 \left( \frac{h_w}{a} \right)^2 && \text{se } a/h_w < 1 \end{aligned} \quad (\text{C4.2.51})$$

dove  $a$  è la lunghezza del pannello compreso tra due irrigiditori trasversali rigidi consecutivi. In assenza di irrigidimenti la lunghezza  $a$  del pannello si considera coincidente con quella della trave.

Un irrigiditore trasversale può essere considerato rigido quando il suo momento d'inerzia  $I_{st}$  soddisfa le relazioni seguenti

$$\begin{aligned} I_{st} &\geq 1,5 \cdot h_w^3 \cdot t^3 / a^2 && \text{se } a/h_w < \sqrt{2} \\ I_{st} &\geq 0,75 \cdot h_w \cdot t^3 && \text{se } a/h_w \geq \sqrt{2} \end{aligned} \quad (\text{C4.2.52})$$

Gli irrigiditori trasversali rigidi devono essere verificati per una forza assiale

$$N_{st,d} = V_{Ed} - \frac{f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \lambda_w^2 \cdot \gamma_{M1}} \quad (\text{C4.2.53})$$

essendo  $V_{Ed}$  è il taglio di calcolo a distanza  $0,5 \cdot h_w$  dal bordo del pannello più sollecitato.

Nel caso di pannelli dotati di irrigiditori longitudinali:

se gli irrigiditori longitudinali sono più di due o se il rapporto d'allungamento  $\alpha = a/h_w \geq 3$  il coefficiente  $k_\tau$  è dato da

$$\begin{aligned} k_\tau &= 5,34 + 4,00 \left( \frac{h_w}{a} \right)^2 + k_{tl} && \text{quando } \alpha = a/h_w \geq 1 \\ k_\tau &= 4,00 + 5,34 \left( \frac{h_w}{a} \right)^2 + k_{tl} && \text{quando } \alpha = a/h_w < 1 \end{aligned} \quad (\text{C4.2.54})$$

in cui

$$k_{tl} = \max \left[ \left( \frac{3}{\alpha} \right)^2 \sqrt[4]{\left( \frac{I_{sl}}{t^3 \cdot h_w} \right)^3}; \frac{2,1}{t} \sqrt[3]{\frac{I_{sl}}{h_w}} \right] \quad (\text{C4.2.55})$$

essendo  $I_{sl}$  la somma dei momenti d'inerzia degli irrigiditori longitudinali rispetto ai singoli assi baricentrici paralleli al piano dell'anima, considerando una larghezza collaborante pari a  $15 \cdot \varepsilon \cdot t$  da ciascun lato dell'irrigiditore (Figura C4.2.12);

se, invece, gli irrigiditori sono uno o due e  $\alpha = a/h_w < 3$ , il coefficiente  $k_\tau$  è

$$k_\tau = 4,1 + \frac{1}{\alpha^2} \left( 6,3 + 0,18 \frac{I_{sl}}{t^3 h_w} \right) + 2,2 \sqrt[3]{\frac{I_{sl}}{t^3 h_w}} \quad (C4.2.56)$$

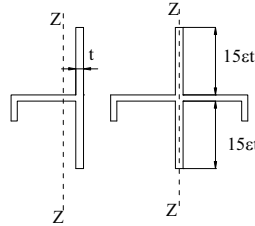


Figura C4.2.12 – Irrigidimenti longitudinali dei pannelli d'anima

#### C4.2.4.1.3.4.2 Stabilità dei pannelli soggetti a compressione

La verifica di stabilità dei pannelli compressi non irrigiditi si conduce considerando la sezione efficace del pannello.

L'area della sezione efficace è definita come  $A_{c,eff} = \rho \cdot A_c$ , dove  $\rho$  è il coefficiente di riduzione che tiene conto dell'instabilità della lastra e  $A_c$  è l'area lorda della sezione del pannello.

Nel caso dei pannelli irrigiditi su entrambi i lati longitudinali il coefficiente  $\rho$  è dato da

$$\rho = 1,0 \quad \text{se } \lambda_p \leq 0,673$$

$$\rho = \frac{\lambda_p - 0,055(3 + \psi)}{\lambda_p^2} \geq \frac{1}{\lambda_p} \quad \text{se } \lambda_p > 0,673 \quad (C4.2.57)$$

dove  $\psi = \sigma_2 / \sigma_1$  è il rapporto tra le tensioni ai bordi del pannello, essendo  $\sigma_1$  la tensione di compressione massima in valore assoluto.

Nel caso di pannelli irrigiditi su un solo lato longitudinale  $\rho$  è dato da

$$\rho = 1,0 \quad \text{se } \lambda_p \leq 0,748$$

$$\rho = \frac{\lambda_p - 0,188}{\lambda_p^2} \leq 1,0 \quad \text{se } \lambda_p > 0,748 \quad (C4.2.58)$$

Nelle espressioni (C4.2.57) e (C4.2.58), la snellezza relativa del pannello  $\lambda_p$  è

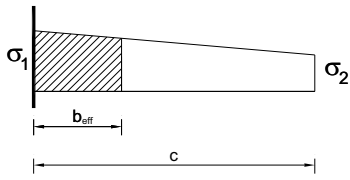
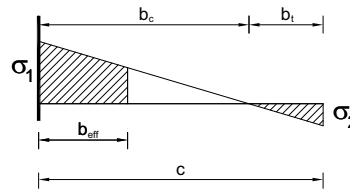
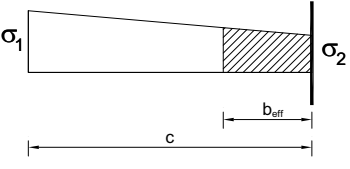
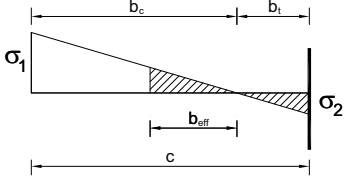
$$\lambda_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{\bar{b}}{28,4 \cdot t \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}} \quad (C4.2.59)$$

dove il coefficiente per l'instabilità per compressione  $k_\sigma$ , dipendente da  $\psi$  e dalle condizioni di vincolo, è dato nella Tabella C4.2.VIII per i pannelli con entrambi i bordi longitudinali irrigiditi e nella Tabella C4.2.IX per i pannelli con un solo bordo longitudinale irrigidito, e  $\bar{b}$  è la larghezza del pannello.  $\bar{b}$  è uguale a  $h_w$  per i pannelli d'anima, è uguale alla larghezza  $b$  della piattabanda per le piattabande interne, è uguale a  $b-3t_f$  per le piattabande delle sezioni rettangolari cave di spessore  $t_f$  ed è uguale alla lunghezza  $c$  dello sbalzo per le piattabande o le ali irrigidite da un solo lato.

**Tabella C4.2.VIII** *Larghezza efficace di pannelli compressi con entrambi i bordi longitudinali irrigiditi*

Distribuzione delle tensioni				Larghezza efficace del pannello		
				$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = 1$ $b_{eff} = \rho \cdot \bar{b}$ $b_{e1} = 0,5 \cdot b_{eff} \quad b_{e2} = 0,5 \cdot b_{eff}$		
				$1 > \psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} \geq 0$ $b_{eff} = \rho \cdot \bar{b}$ $b_{e1} = \frac{2}{5 - \psi} \cdot b_{eff} \quad b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$		
				$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} < 0$ $b_{eff} = \rho \cdot \frac{\bar{b}}{1 - \psi}$ $b_{e1} = 0,4 \cdot b_{eff} \quad b_{e2} = 0,6 \cdot b_{eff}$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1,00	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi > -3$
fattore $k_\sigma$	4,00	$8,2 / (1,05 + \psi)$	7,81	$7,81 - 6,29\psi + 9,78\psi^2$	23,9	$5,98(1 - \psi)^2$

**Tabella C4.2.IX** *Larghezza efficace di pannelli compressi con un solo bordo longitudinale irrigidito*

Distribuzione delle tensioni			Larghezza efficace del pannello		
			$1 > \psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} \geq 0$ $b_{eff} = \rho \cdot c$		
			$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} < 0$ $b_{eff} = \rho \cdot b_c = \rho \cdot \frac{c}{1 - \psi}$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1,00	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1
fattore $k_\sigma$	0,43	$0,578 / (0,34 + \psi)$	1,70	$1,7 - 5\psi + 17,1\psi^2$	23,8
Distribuzione delle tensioni			Larghezza efficace del pannello		
			$1 > \psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} \geq 0$ $b_{eff} = \rho \cdot c$		
			$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} < 0$ $b_{eff} = \rho \cdot b_c = \rho \cdot \frac{c}{1 - \psi}$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	$1 \geq \psi \geq -3$				
fattore $k_\sigma$	$0,57 - 0,21\psi + 0,07\psi^2$				

La definizione dei coefficienti  $k_\sigma$  e  $\psi$  si basa sul valore delle tensioni estreme  $\sigma_1$  e  $\sigma_2$ , per cui, essendo il valore di tali tensioni dipendente dalla sezione efficace considerata, il calcolo di  $\psi$  e la determinazione della geometria della sezione efficace necessitano di una procedura iterativa, in cui si considera una geometria inizialmente coincidente con la sezione lorda del pannello.

La sezione efficace del pannello è definita da area,  $A_{eff}$ , modulo resistente,  $W_{eff}$ , e momento di inerzia,  $J_{eff}$ , che tengono conto anche degli effetti da trascinamento da taglio. Poiché la



caratteristiche della sollecitazione sono calcolate, in genere, rispetto alle linee d'asse baricentriche dei profili, in fase di verifica il baricentro della sezione efficace potrebbe risultare non più coincidente con il baricentro della sezione lorda, determinando un'eccentricità addizionale  $e_N$ , che deve essere considerata nel calcolo, aggiungendo al momento flettente di calcolo  $M_{Ed}$  il momento flettente addizionale  $N_{Ed} \cdot e_N$  prodotto dalla sollecitazione assiale di calcolo  $N_{Ed}$ .

In tal modo la verifica nei riguardi della stabilità è condotta utilizzando la formula

$$\frac{N_{Ed}}{\gamma_{M0} \cdot f_y \cdot A_{eff}} + \frac{M_{Ed} + (N_{Ed} \cdot e_N)}{\gamma_{M0} \cdot f_y \cdot W_{eff}} \leq 1,0 \quad (C4.2.60)$$

Nel caso in cui l'elemento sia soggetto a compressione e a flessione biassiale, l'equazione di verifica dei pannelli è

$$\frac{N_{Ed}}{\gamma_{M0} \cdot f_y \cdot A_{eff}} + \frac{M_{y,Ed} + (N_{Ed} \cdot e_{y,N})}{\gamma_{M0} \cdot f_y \cdot W_{y,eff}} + \frac{M_{z,Ed} + (N_{Ed} \cdot e_{z,N})}{\gamma_{M0} \cdot f_y \cdot W_{z,eff}} \leq 1,0 \quad (C4.2.61)$$

dove  $M_{y,Ed}$  ed  $M_{z,Ed}$  sono i momenti flettenti di calcolo rispetto agli assi y e z della sezione, mentre  $e_{y,N}$  ed  $e_{z,N}$  sono le eccentricità degli assi neutri e  $W_{y,eff}$ ,  $W_{z,eff}$  e  $A_{eff}$  sono i moduli resistenti e l'area della sezione efficace, rispettivamente.

In alternativa a quanto detto sopra e in via semplificata, l'area efficace  $A_{eff}$  si può determinare considerando la sezione soggetta a compressione semplice e il modulo resistente efficace  $W_{eff}$  si può determinare considerando la sezione soggetta a flessione pura.

Nel calcolo si deve tener conto anche degli effetti dovuti al trascinarsi da taglio, considerando una larghezza collaborante determinata in accordo con il §C4.2.4.1.3.4.3.

#### C4.2.4.1.3.4.3 Larghezza collaborante

Gli effetti di trascinarsi da taglio possono essere trascurati se risulta  $b_0 < 0,02 \cdot L_e$ , dove  $b_0 = 0,5 \cdot b$  per le piattabande interne, essendo b l'interasse delle anime, e  $b_0 = c$  per le parti a sbalzo, essendo c la luce dello sbalzo, mentre  $L_e$ , luce equivalente, è la distanza tra due punti di nullo consecutivi del diagramma dei momenti.

Quando il trascinarsi da taglio avviene in campo elastico la larghezza collaborante può essere valutata come

$$b_{eff} = \beta \cdot b_0 \quad (C4.2.62)$$

essendo  $\beta$  il fattore riduttivo dato nella Tabella C4.2.X in funzione di  $\kappa = \alpha_0 \cdot b_0 / L_e$ .

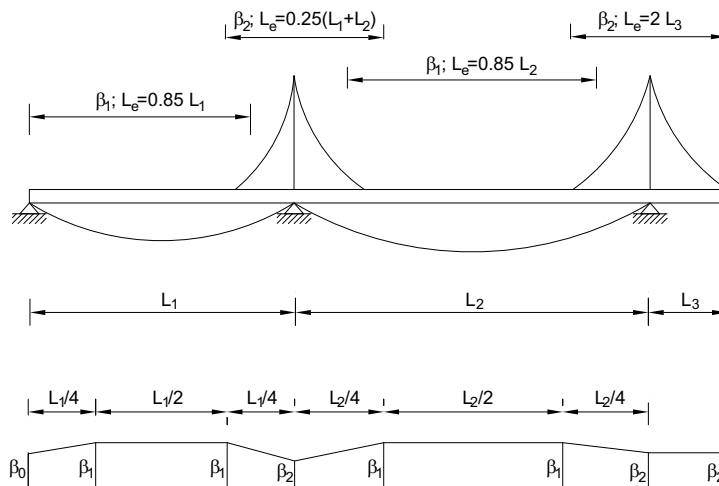
**Tabella C4.2.X** Fattori riduttivi  $\beta$  per la larghezza collaborante

$\kappa = \frac{\alpha_0 \cdot b_0}{L_e}$	Sezioni da verificare	Valori di $\beta$
$\kappa \leq 0,02$		$\beta = 1,0$
$0,02 < \kappa \leq 0,70$	Zone a momento positivo	$\beta = \beta_1 = \frac{1}{1 + 6,4 \cdot \kappa^2}$
	Zone a momento negativo	$\beta = \beta_2 = \frac{1}{1 + 6,0 \left( \kappa - \frac{1}{2500 \cdot \kappa} \right) + 1,6 \cdot \kappa^2}$
$\kappa > 0,70$	Zone a momento positivo	$\beta = \beta_1 = \frac{1}{5,9 \cdot \kappa}$
	Zone a momento negativo	$\beta = \beta_1 = \frac{1}{8,6 \cdot \kappa}$
$\kappa$ qualsiasi	Appoggi di estremità	$\beta = \left( 0,55 + \frac{0,025}{\kappa} \right) \beta_1 \leq \beta_1$
$\kappa$ qualsiasi	Sbalzi	$\beta = \beta_2$ sugli appoggi, $\beta_0 = 1,0$ all'estremità

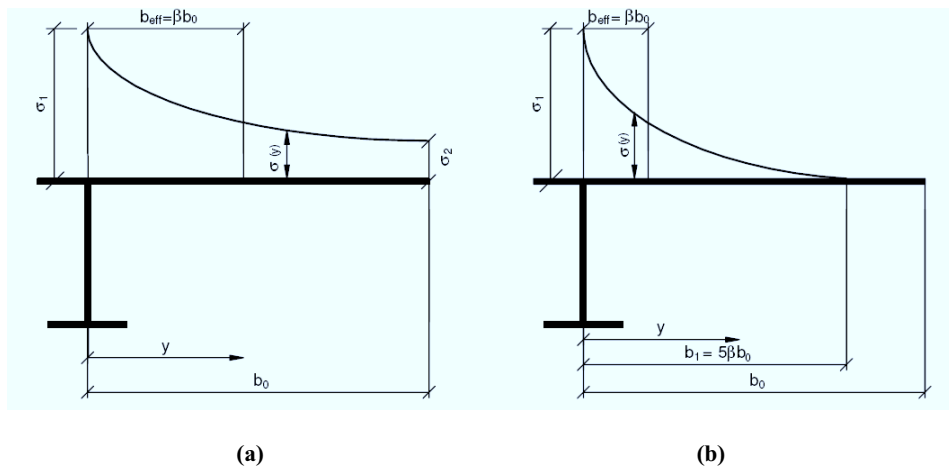
Detta  $A_{sl}$  l'area di tutti gli irrigiditori longitudinali compresi nella larghezza  $b_0$ , il coefficiente  $\alpha_0$  è

$$\alpha_0 = \sqrt{1 + \frac{A_{sl}}{b_0 t}} \tag{C4.2.63}$$

Nel caso di travi continue in cui le luci di due campate adiacenti non differiscono di più del 50% e gli eventuali sbalzi hanno luce non superiore al 50% della campata adiacente, le luci equivalenti  $L_e$  ed i coefficienti  $\beta$  possono essere calcolati come indicato in Figura C4.2.13.



**Figura C4.2.13** – Luci equivalenti  $L_e$  e coefficienti riduttivi  $\beta$  per travi continue



**Figura C4.2.14** – Distribuzione delle tensioni normali dovute al trascinamento da taglio

La distribuzione delle tensioni normali nella piattabanda, considerando l'effetto del trascinamento da taglio, è riportata in fig. C4.2.14., con l'andamento delle tensioni nei due casi (a) e (b) descritto rispettivamente da

$$(a) \quad \beta > 0,20 \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma_2 = 1,25 (\beta - 0,20) \sigma_1 \\ \sigma(y) = \sigma_2 + (\sigma_1 - \sigma_2) \left(1 - \frac{y}{b_0}\right)^4 \end{array} \right\}; \quad (b) \quad \beta \leq 0,20 \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma_2 = 0 \\ \sigma(y) = \sigma_1 \left(1 - \frac{y}{b_1}\right)^4 \end{array} \right\} \quad (C4.2.64)$$

Allo stato limite ultimo, gli effetti di trascinamento da taglio delle piattabande compresse possono essere determinati considerando un'area efficace  $A_{c,eff}$  data da

$$A_{c,eff} = \beta^\kappa \cdot A_{c,eff} \geq \beta \cdot A_{c,eff} \quad (C4.2.65)$$

in cui  $\beta$  e  $\kappa$  sono ricavati dalla Tabella C.4.2.X e  $A_{c,eff}$  è l'area efficace della piattabanda compressa, che tiene conto dell'instabilità ed è definita al §C4.2.4.1.3.4.4.

L'espressione (C4.2.65) è valida anche per le piattabande tese, purché si sostituisca  $A_{c,eff}$  con l'area lorda della piattabanda tesa.

#### C4.2.4.1.3.4.4 Pannelli con irrigiditori longitudinali

Nel calcolo dei pannelli con irrigiditori longitudinali si deve tener conto delle aree efficaci delle zone compresse, considerando l'instabilità globale del pannello irrigidito e l'instabilità locale di ciascun sottopannello e le riduzioni per effetto del trascinamento da taglio, se significative. Per le zone tese le aree efficaci si assumono uguali a quelle lorde, con le eventuali riduzioni per effetto del trascinamento da taglio.

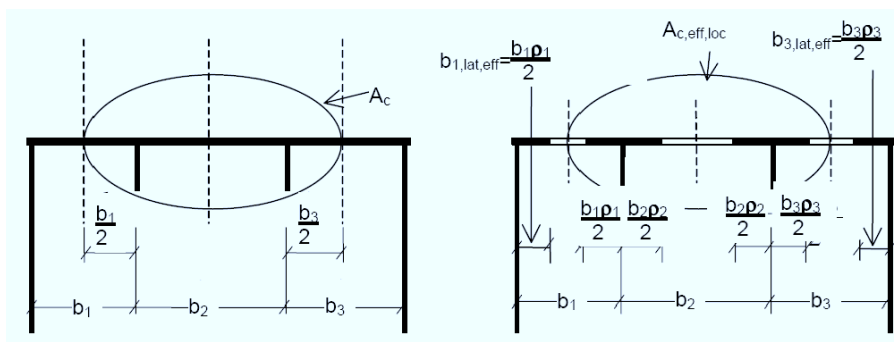
Per tener conto dell'instabilità locale l'area effettiva di ciascun sottopannello deve essere valutata considerando il coefficiente di riduzione indicato nel seguito.

Il pannello irrigidito deve essere verificato per l'instabilità globale: il calcolo deve essere effettuato considerando le aree efficaci degli irrigiditori e modellando il pannello come una piastra ortotropa equivalente, in modo da determinare il coefficiente di riduzione  $\rho_c$  per l'instabilità globale.

Indicati con  $A_{sl,eff}$  la somma delle aree efficaci di tutti gli irrigiditori longitudinali che sono nella zona compressa e con  $\rho_{loc}$  il coefficiente di riduzione della larghezza  $b_{c,loc}$  della parte compressa di ogni sottopannello, valutati come indicato nel seguito, e detto  $t$  lo spessore del sottopannello, l'area efficace  $A_{c,eff,loc}$  degli irrigiditori e dei sottopannelli che sono in zona compressa è data da

$$A_{c,eff,loc} = A_{sl,eff} + \sum_c \rho_{loc} b_{c,loc} t, \quad (C4.2.66)$$

essendo la sommatoria estesa a tutta la zona compressa del pannello irrigidito, ad eccezione delle parti, di larghezza  $b_{lat,eff}$ , vincolati a lastre adiacenti (Figura C4.2.15)



**Figura C4.2.15** *Lastra irrigidita uniformemente compressa*

L'area efficace della parte compressa del pannello nervato è quindi data da

$$A_{c,eff} = \rho_c A_{c,eff,loc} + \sum b_{lat,eff} t \quad (C4.2.67)$$

Nel caso di lastre irrigidite pressoinflesse si può far riferimento alla figura C4.2.16. In detta figura  $b_i$  e  $b_{i+1}$  rappresentano le larghezze di lamiera collaboranti con l'irrigiditore, che possono essere ricavate, sempre in riferimento alla Figura C4.2.16, dalla Tabella C4.2.XI.

Il coefficiente di riduzione  $\rho_c$  per l'instabilità globale può essere determinato come

$$\rho_c = \xi(\rho - \chi_c)(2 - \xi) + \chi_c \quad (C4.2.68)$$

dove  $\chi_c$  è il coefficiente di riduzione per l'instabilità di colonna,  $\rho$  il coefficiente di riduzione per l'instabilità di lastra e

$$0 \leq \xi = \frac{\sigma_{cr,p}}{\sigma_{cr,c}} - 1 \leq 1 \quad (C4.2.69)$$

essendo  $\sigma_{cr,c}$  e  $\sigma_{cr,p}$  le tensioni critiche euleriane per l'instabilità di colonna e l'instabilità di piastra, rispettivamente.

#### C4.2.4.1.3.4.5 Instabilità di colonna

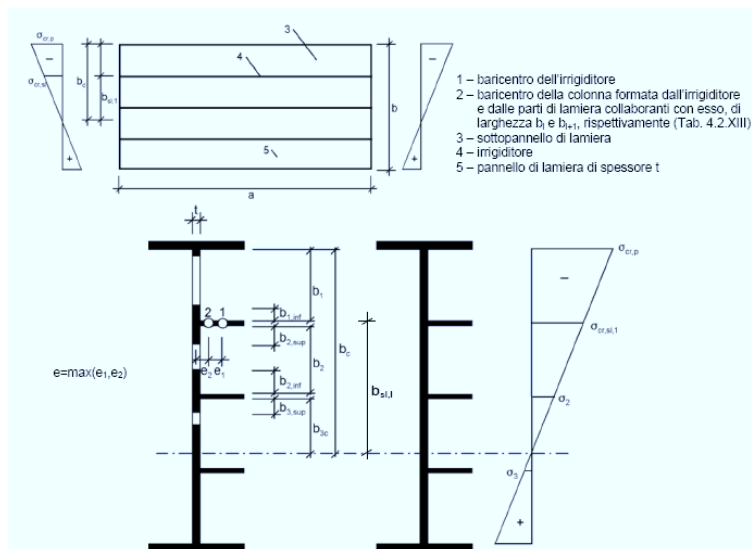
In un pannello di lunghezza  $a$ , la tensione critica euleriana  $\sigma_{cr,c}$  è data da

$$\sigma_{cr,c} = \frac{\pi^2 E \cdot t^2}{12(1-\nu^2)a^2} \quad (C4.2.70)$$

se non irrigidito, e da

$$\sigma_{cr,c} = \sigma_{cr,sl} \frac{b_c}{b_{sl,l}} \quad (C4.2.71)$$

se irrigidito, essendo  $b_c$  e  $b_{sl,l}$ , rispettivamente, le distanze del lembo e dell'irrigiditore maggiormente compressi dall'asse neutro di pressoflessione (Figura C4.2.16).



**Figura C4.2.16** Lastra irrigidita pressoinflessa

**Tabella C4.2.XI** Calcolo della larghezza di lamiera collaborante in riferimento alla Figura C4.2.16

	larghezza collaborante per il calcolo dell'area lorda	larghezza collaborante per il calcolo dell'area efficace (Tabella C4.2.VIII)	$\psi_i$
$b_{1,inf}$	$\frac{3-\psi_1}{5-\psi_1} \cdot b_1$	$\frac{3-\psi_1}{5-\psi_1} \cdot b_{1,eff}$	$\psi_1 = \frac{\sigma_{cr,sl,1}}{\sigma_{cr,p}} > 0$
$b_{2,sup}$	$\frac{2}{5-\psi_2} \cdot b_2$	$\frac{2}{5-\psi_2} \cdot b_{2,eff}$	$\psi_2 = \frac{\sigma_2}{\sigma_{cr,sl,1}} > 0$
$b_{2,inf}$	$\frac{3-\psi_2}{5-\psi_2} \cdot b_2$	$\frac{3-\psi_2}{5-\psi_2} \cdot b_{2,eff}$	$\psi_2 = \frac{\sigma_2}{\sigma_{cr,sl,1}} > 0$
$b_{3,sup}$	$0,4 \cdot b_{3c}$	$0,4 \cdot b_{3c,eff}$	$\psi_3 = \frac{\sigma_3}{\sigma_2} < 0$

Nella (C4.2.71)  $\sigma_{cr,sl}$  rappresenta la tensione critica euluriana dell'irrigiditore maggiormente compresso

$$\sigma_{cr,sl} = \frac{\pi^2 E \cdot I_{sl,1}}{A_{sl} d^2} \quad (C4.2.72)$$

essendo  $A_{sl,1}$  e  $I_{sl,1}$  l'area e il momento d'inerzia per l'inflessione fuori piano della sezione lorda dell'irrigiditore e delle parti di pannello ad esso adiacenti, determinate come indicato in Figura C4.2.16.

La snellezza relativa  $\lambda_c$  è definita da

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr,c}}} \quad (C4.2.73)$$

per i pannelli non irrigiditi e da

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{A_{sl,1,eff} f_y}{A_{sl,1}}} \quad (C4.2.74)$$

per i pannelli irrigiditi, essendo  $A_{sl,1,eff}$  l'area efficace dell'irrigiditore e delle parti di pannello ad esso adiacenti.

Il fattore di riduzione  $\chi_c$  può essere ottenuto applicando la formula (4.2.45) del §4.2.4.1.3.1 delle NTC e considerando un opportuno valore amplificato,  $\alpha_e$ , del coefficiente  $\alpha$ .

Per pannelli irrigiditi si può assumere

$$\alpha_e = \alpha + \frac{0,09 \cdot e}{i} \quad (C4.2.75)$$

dove  $\alpha=0,34$  (curva b della Tabella 4.2.VI delle NTC) per irrigiditori a sezione chiusa e  $\alpha=0,49$  (curva c della Tabella 4.2.VI delle NTC) per irrigiditori a sezione aperta. Nella (C4.2.75)  $e=\max(e_1,e_2)$ , dove  $e_1$  e  $e_2$  rappresentano le distanze dal baricentro della lamiera e dal baricentro dell'irrigiditore singolo, rispettivamente, (o dei baricentri dei due irrigiditori, in casi di irrigiditori doppi) dal baricentro della sezione efficace dell'irrigiditore (vedi Figura C4.2.16), e  $i$  è il raggio d'inerzia della sezione lorda dell'irrigiditore, comprensiva della parte di lamiera collaborante

$$i = \sqrt{\frac{I_{sl,1}}{A_{sl,1}}} \quad (C4.2.76)$$

Per pannelli non irrigiditi si può porre  $\alpha_e=\alpha=0,21$  (curva a della Tabella 4.2.VI delle NTC).

#### C4.2.4.1.3.4.6 Instabilità di piastra

La tensione critica per l'instabilità di piastra può essere determinata come qui indicato, a seconda che, in zona compressa, la piastra abbia tre o più irrigiditori longitudinali o ne abbia meno di tre.

#### ***Piastre con tre o più irrigiditori longitudinali in zona compressa***

Piastre con tre o più irrigiditori longitudinali in zona compressa possono essere trattate come piastre ortotrope equivalenti.

La tensione critica euleriana al bordo maggiormente compresso della piastra ortotropa equivalente,  $\sigma_{cr,p}$ , è data da

$$\sigma_{cr,p} = k_{\sigma,p} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2 \quad (C4.2.77)$$

dove  $t$  e  $b$  sono lo spessore e la larghezza della piastra irrigidita ( $\nu$ , Figura C4.2.16) e  $k_{\sigma,p}$  è il coefficiente d'instabilità per tensioni normali.

In mancanza di determinazioni più accurate, il coefficiente  $k_{\sigma,p}$  per un pannello di lunghezza  $a$  può essere assunto uguale a

$$k_{\sigma,p} = \frac{2 \left[ (1 + \alpha_1^2)^2 + \gamma - 1 \right]}{\alpha_1^2 (\psi + 1)(1 + \delta)} \quad \text{se } \alpha_1 \leq \sqrt[4]{\gamma} \quad (C4.2.78.a)$$

$$k_{\sigma,p} = \frac{4 \cdot (1 + \sqrt{\gamma})}{(\psi + 1)(1 + \delta)} \quad \text{se } \alpha_1 > \sqrt[4]{\gamma} \quad (C4.2.78.b)$$

in cui

- $\alpha_1 = \frac{a}{b} \geq 0,5$ ;
- $\psi$  è il rapporto tra le tensioni ai lembi del pannello,  $\psi = \sigma_2 / \sigma_1 \geq 0,5$ , essendo  $\sigma_1$  la tensione al lembo maggiormente compresso;
- $\gamma$  è il rapporto tra il momento d'inerzia baricentrico dell'intera piastra irrigidita,  $I_{sl}$ , e il momento d'inerzia della lamiera:

$$\gamma = \frac{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot I_{sl}}{b \cdot t^3} \quad (C4.2.79)$$

- $\delta$  è il rapporto tra l'area complessiva lorda degli irrigiditori  $\Sigma A_{sl}$  e l'area lorda della lamiera

$$\delta = \frac{\Sigma A_{sl}}{b \cdot t} \quad (C4.2.80)$$

#### ***Piastre con uno o due irrigiditori longitudinali in zona compressa***

Piastre con uno o due irrigiditori longitudinali in zona compressa possono essere trattate con i seguenti metodi semplificati, trascurando il contributo degli eventuali irrigiditori tesi.

##### *Piastra con un solo irrigiditore longitudinale*

Se la piastra presenta un solo irrigiditore in zona compressa, quest'ultimo può essere considerato come un elemento compresso isoalto vincolato elasticamente dalla lamiera, cosicché la tensione critica euluriana può essere calcolata come

$$\sigma_{cr,sl} = \frac{1,05 \cdot E}{A_{sl,1}} \cdot \frac{\sqrt{I_{sl,1} \cdot t^3 \cdot b}}{b_1 \cdot b_2} \quad \text{se } a \geq a_c \quad (C4.2.81.a)$$

$$\sigma_{cr,sl} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{sl,1}}{A_{sl,1} \cdot a^2} + \frac{Eb \cdot a^2 \cdot t^3}{4 \cdot \pi^2 \cdot (1 - \nu^2) \cdot A_{sl,1} \cdot b_1^2 \cdot b_2^2} \quad \text{se } a < a_c \quad (C4.2.81.b)$$

dove  $A_{sl,1}$  è l'area lorda dell'irrigiditore, ottenuta come indicato in Figura C4.2.16 e in Tabella C4.2.XI,  $I_{sl,1}$  è il momento d'inerzia baricentrico della sezione lorda dell'irrigiditore,  $b_1$  e  $b_2$  sono le distanze dell'irrigiditore dai bordi longitudinali del pannello  $b_1 + b_2 = b$ , e  $a_c$  è uguale a

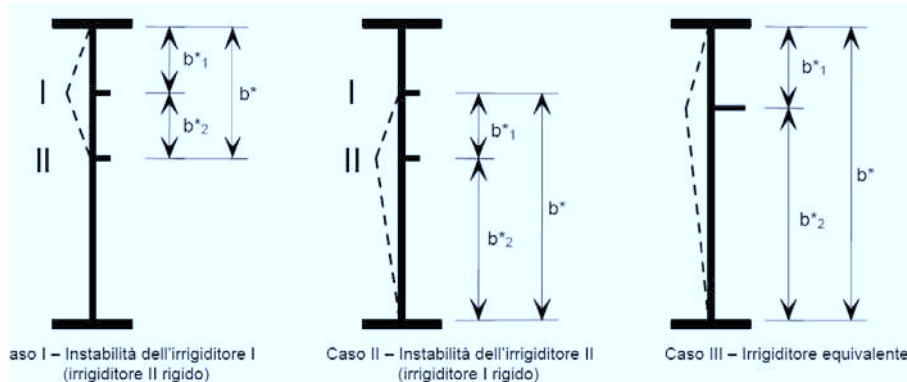
$$a_c = 4,33 \cdot \sqrt[4]{\frac{I_{sl,1} \cdot b_1^2 \cdot b_2^2}{t^3 \cdot b}} \quad (C4.2.82)$$

##### *Piastra con due irrigiditori longitudinali*

Se la piastra presenta due irrigiditori longitudinali, di area  $A_{sl,1}$  e  $A_{sl,2}$ , e momenti d'inerzia  $I_{sl,1}$  e  $I_{sl,2}$ , rispettivamente, si possono considerare le tre situazioni limite illustrate in Figura C4.2.17.



Nel caso I il primo irrigiditore si instabilizza e il secondo è considerato rigido; nel caso II il secondo irrigiditore si instabilizza e il primo è considerato rigido; nel caso III, infine, si considera un unico irrigiditore equivalente di area  $A_{sl,eq}=A_{sl,1}+A_{sl,2}$  e momento d'inerzia  $I_{sl,eq}=I_{sl,1}+I_{sl,2}$ , disposto nel punto d'applicazione della risultante delle forze normali incassate dei due irrigiditori.



**Figura C4.2.17** Lastra irrigidita con due irrigiditori nella parte compressa

Mediante le formule (C4.2.81), ponendo  $b_1=b^*_{1}$ ,  $b_2=b^*_{2}$ ,  $b=b^*$ , si calcolano le tensioni critiche euleriane,  $\sigma_{cr,pI}$ ,  $\sigma_{cr,pII}$  e  $\sigma_{cr,pIII}$ , relative ai tre casi indicati in Figura C4.2.17.

La tensione critica del pannello  $\sigma_{cr,p}$  è quella minima tra le tre sopra determinate

$$\sigma_{cr,p} = \min(\sigma_{cr,pI}, \sigma_{cr,pII}, \sigma_{cr,pIII}) \quad (C4.2.83)$$

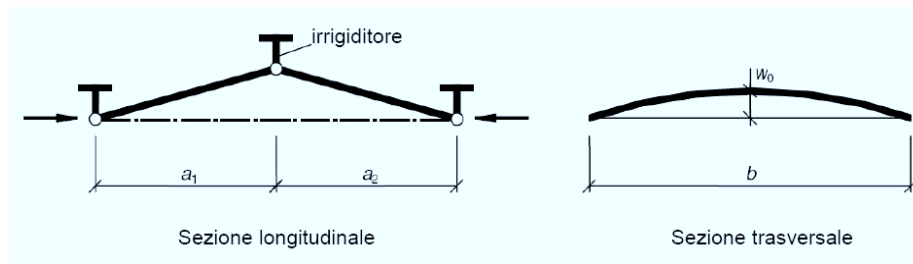
#### C4.2.4.1.3.4.7 Requisiti minimi per gli irrigiditori trasversali

Gli irrigiditori trasversali devono garantire un adeguato vincolo alla lamiera, sia in assenza, sia in presenza di nervature longitudinali.

Gli irrigiditori trasversali possono essere considerati come elementi semplicemente appoggiati soggetti ai carichi laterali e ad un difetto di rettilineità di forma sinusoidale di ampiezza

$$w_0 = \frac{\min(a_1; a_2; b)}{300} \quad (C4.2.84)$$

in cui  $a_1$  e  $a_2$  sono le lunghezze dei due pannelli adiacenti all'irrigiditore considerato e  $b$  è la luce dell'irrigiditore (Figura C4.2.18). Nel calcolo, gli altri irrigiditori si considerano rigidi e rettilinei, come rappresentato in Figura C4.2.18.



**Figura C4.2.18** Schema di calcolo per gli irrigiditori trasversali

Con le ipotesi sopra dette, si deve verificare, mediante un'analisi elastica del second'ordine che la tensione massima nell'irrigiditore risulti minore di  $f_y/\gamma_{M1}$  e che l'incremento massimo di freccia dell'irrigiditore risulti minore di  $b/300$ .

Nel caso che gli irrigiditori longitudinali siano soggetti a forze trasversali, occorre far riferimento a metodologie di calcolo e a normative di comprovata validità.

#### C4.2.4.1.3.4.8 Verifiche semplificate

Le verifiche possono essere semplificate controllando che, in assenza di sforzo normale, il momento d'inerzia dell'irrigiditore  $I_{st}$  soddisfi la disuguaglianza

$$I_{st} \geq \frac{\sigma_m}{E} \cdot \left(\frac{b}{\pi}\right)^4 \left(1 + 300 \frac{w_0}{b} \cdot u\right) \quad (C4.2.85)$$

dove

$$\sigma_m = \frac{\sigma_{cr,c}}{\sigma_{cr,p}} \cdot \left(\frac{N_{Ed}}{b}\right) \left(\frac{1}{a_1} + \frac{1}{a_2}\right) \quad (C4.2.86)$$

$$u = \frac{\pi^2 E \cdot e_{max} \cdot \gamma_{M1}}{300 \cdot b \cdot f_y} \quad (C4.2.87)$$

essendo  $e_{max}$  la massima distanza tra i lembi dell'irrigiditore e il suo baricentro,  $N_{Ed}$  la massima forza di compressione nei pannelli adiacenti all'irrigiditore e  $\sigma_{cr,c}$  e  $\sigma_{cr,p}$  le tensioni critiche per l'instabilità di colonna e l'instabilità di piastra, definite ai §§C4.2.4.1.3.4.5 e C4.2.4.1.3.4.6.  $N_{Ed}$  deve comunque soddisfare la relazione

$$N_d \geq N_d^* = 0,5 \cdot \sigma_{max} \cdot A_{c,eff} \quad (C4.2.88)$$

in cui  $A_{c,eff}$  è l'area compressa effettiva del pannello nervato e  $\sigma_{max}$  la massima tensione di compressione nel pannello nervato stesso.

Qualora l'irrigidimento sia anche soggetto a forza normale di compressione  $N_{st}$ , questa deve essere incrementata ai fini della presente verifica semplificata di

$$\Delta N_{st} = \frac{\sigma_m \cdot b^2}{\pi^2} \quad (C4.2.89)$$

In alternativa al metodo appena descritto, in assenza di forza normale, la verifica semplificata può essere effettuata mediante un'analisi elastica lineare, considerando un carico fittizio addizionale uniformemente distribuito sulla lunghezza  $b$

$$q = \frac{\pi}{4} \cdot \sigma_m \cdot (w_0 + w_{el}) \quad (C4.2.90)$$

dove  $w_0$  è l'imperfezione (C4.2.84) e  $w_{el}$  la deformazione elastica, che può essere determinata per iterazione, o assunta cautelativamente uguale a  $b/300$ .

Nel caso di irrigiditori aperti, si deve inoltre effettuare la verifica di stabilità torsionale.

In assenza di analisi più rigorose, la verifica può considerarsi soddisfatta se

$$\frac{I_T}{I_p} \geq 5,3 \cdot \frac{f_y}{E} \quad (C4.2.91)$$

in cui  $I_T$  è il momento d'inerzia torsionale del solo irrigiditore e  $I_p$  è il momento d'inerzia polare del solo irrigiditore, rispetto all'attacco con la lamiera.

Qualora si consideri la rigidità torsionale da ingobbamento impedito, la verifica di stabilità torsionale può essere effettuata controllando, in alternativa alla (C4.2.91), che risulti soddisfatta la disuguaglianza

$$\sigma_{cr} \geq 6 \cdot f_y \quad (C4.2.92)$$

dove  $\sigma_{cr}$  è la tensione critica euleriana per l'instabilità torsionale dell'irrigiditore considerato incernierato alla lamiera.

#### C4.2.4.1.3.4.9 Requisiti minimi per gli irrigiditori longitudinali

Gli irrigiditori longitudinali dovrebbero essere vincolati ad entrambe le estremità ad irrigiditori trasversali. Irrigiditori longitudinali che non soddisfano questo requisito possono essere impiegati solo per le anime, e non per le piattabande, e non possono essere considerati nell'analisi globale né nel calcolo delle tensioni; possono essere, invece, messi in conto per la determinazione delle tensioni critiche euleriane e per il calcolo delle larghezze efficaci dei sottopannelli d'anima.

Per le verifiche di stabilità torsionale degli irrigiditori longitudinali si possono adottare le stesse formule fornite al §C4.2.4.1.3.4.7 per gli irrigiditori trasversali.

#### **C4.2.4.1.4 Stato limite di fatica**

Per le strutture soggette a carichi ciclici deve essere verificata la resistenza a fatica, considerando una distribuzione temporale delle azioni coerente con la tipologia strutturale in esame e con il regime d'impegno previsto nel corso della vita nominale.

##### *C4.2.4.1.4.1 Spettri di carico*

La distribuzione temporale delle ampiezze delle azioni nel corso della vita della struttura è assegnata mediante il cosiddetto spettro di carico, che fornisce il numero di ripetizioni di ciascun livello delle azioni di progetto in un intervallo di tempo di riferimento, in funzione della destinazione d'uso della struttura e dell'intensità dell'utilizzazione. Quando lo spettro di carico effettivo è complesso al punto da non poter essere impiegato direttamente nelle verifiche, esso può essere sostituito da spettri convenzionali, in grado di riprodurre il danneggiamento a fatica e/o il livello massimo di escursione delle tensioni  $\Delta\sigma_{\max}$  prodotti dallo spettro effettivo.

Nel caso degli edifici la verifica a fatica non è generalmente necessaria, salvo che per membrature che sostengono macchine vibranti o dispositivi di sollevamento e trasporto dei carichi.

Gli spettri di carico da impiegare nelle verifiche possono essere determinati mediante studi specifici o anche dedotti da normative di comprovata validità. Gli spettri di carico da impiegare per le verifiche a fatica dei ponti stradali e ferroviari sono assegnati nel §5.1.4.3 delle NTC.

Nella verifica dei dettagli strutturali metallici, caratterizzati dalla presenza di limite di fatica ad ampiezza costante, spesso è necessario considerare spettri di carico convenzionali differenziati, a seconda che si tratti di verifiche a fatica a vita illimitata o di verifiche a danneggiamento.

##### *C4.2.4.1.4.2 Spettri di tensione e metodi di conteggio*

Gli spettri di tensione debbono essere ricavati analizzando gli oscillogrammi di tensione  $\sigma(t)$ , indotti nel dettaglio considerato dalle azioni dello spettro di carico assegnato, con opportuni metodi di identificazione e di conteggio. Per le strutture civili si possono impiegare, in alternativa, il metodo del serbatoio (*reservoir method*) o il metodo del flusso di pioggia (*rainflow method*). Per singole strutture, ad esempio strutture offshore ecc., anche in considerazione della particolare tipologia dello spettro di carico cui sono soggette, si può far ricorso a metodi di conteggio alternativi, previa adeguata giustificazione.

Nel metodo del serbatoio (Figura C4.2.19) si ipotizza che l'oscillogramma delle tensioni rappresenti il profilo di fondo di un serbatoio pieno di liquido, i cui paramenti esterni sono costituiti dal tratto convergente verso il massimo assoluto e da un tratto corrispondente, reale o fittizio, posto al termine del diagramma stesso.

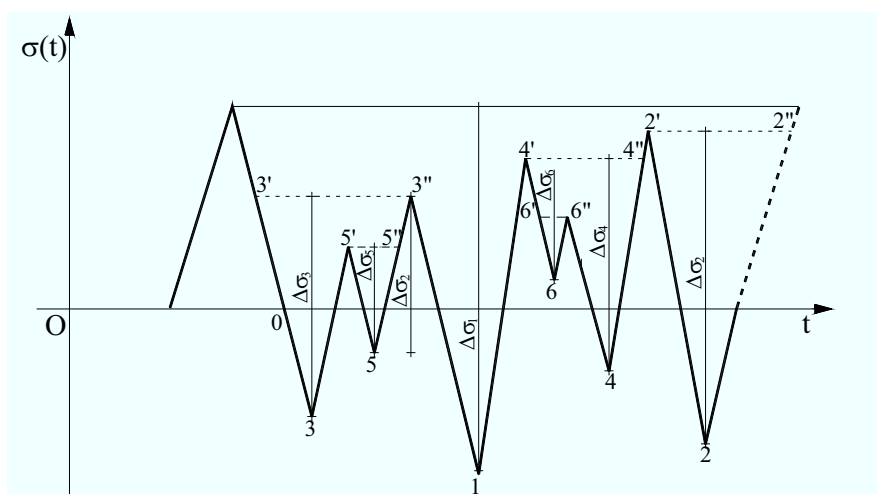


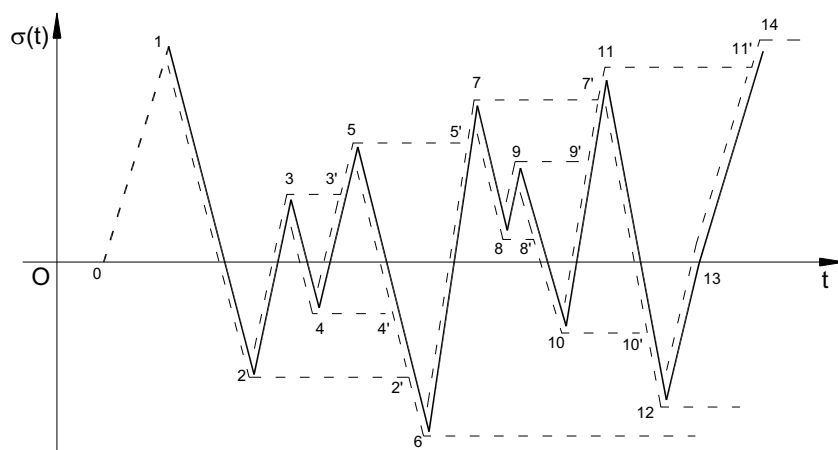
Figura C4.2.19 Metodo del serbatoio

In riferimento alla Figura C4.2.19, si immagina di svuotare il serbatoio a partire dal minimo assoluto, punto 1 di figura, al vuoto che si forma corrisponde il primo ciclo ed alla differenza di quota tra 1 ed il pelo libero originario il delta di tensione relativo; al termine di questa operazione si formano altri bacini, semplici (2'22'') o multipli (3'35'53'') e (4'66''44''). L'operazione si ripete procedendo a svuotare in successione dagli altri punti di minimo relativo, ordinati in senso crescente,  $\sigma_i < \sigma_{i+1}$ , fino a svuotare l'intero serbatoio; ad ogni operazione di svuotamento corrisponde un ciclo, il cui delta di tensione è pari all'altezza di liquido svuotata.

Il metodo del flusso di pioggia, meno intuitivo ed abbastanza complesso dal punto di vista operativo, individua i cicli mediante il flusso di una goccia d'acqua che scorre sulla traiettoria, immaginato verticale l'asse dei tempi (Figura C4.2.20). Si procede alternativamente da un massimo locale e da un minimo locale, curando che i massimi siano ordinati in senso decrescente e i minimi in senso crescente. Ogni volta che la goccia si distacca dalla traiettoria e cade o incontra un tratto già bagnato viene inizializzato un nuovo semiciclo, in modo che ciascun tratto dell'oscillogramma venga percorso una sola volta. I semicicli di uguale ampiezza vengono poi accoppiati sì da individuare i cicli.

Con riferimento alla Figura C4.2.20 e dopo aver spostato il tratto 0 -1 alla fine dell'oscillogramma:

- la prima goccia viene rilasciata dal punto 1, che rappresenta il massimo assoluto del diagramma, percorre il tratto 1-2-2'-6 e cade individuando un semiciclo di ampiezza  $\Delta\sigma_1 = \sigma_1 - \sigma_6$ ;



**Figura C4.2.20** Metodo del flusso di pioggia

- la seconda goccia viene rilasciata dal punto 6, che rappresenta il minimo assoluto del diagramma, percorre il tratto 5-7-7'-11-11'-14 e cade individuando un semiciclo di ampiezza  $\Delta\sigma_1 = \sigma_{14} - \sigma_6$  ( $\sigma_{14} = \sigma_1$ );
- la terza goccia viene rilasciata dal punto 11, che rappresenta il secondo massimo locale del diagramma, percorre il tratto 11-12 e cade individuando un semiciclo di ampiezza  $\Delta\sigma_2 = \sigma_{11} - \sigma_{12}$ ;
- la quarta goccia viene rilasciata dal punto 12, che rappresenta il secondo minimo locale del diagramma, percorre il tratto 12-11', incontra il tratto 11'-14, che è già bagnato, e si arresta individuando un semiciclo di ampiezza  $\Delta\sigma_2 = \sigma_{11} - \sigma_{12}$  ( $\sigma_{11} = \sigma_{11'}$ );
- la quinta goccia viene rilasciata dal punto 7, che rappresenta il terzo massimo locale del diagramma, percorre il tratto 7-8-8'-10-10' e si arresta perché incontra il tratto 10'-12, già bagnato, individuando un semiciclo di ampiezza  $\Delta\sigma_3 = \sigma_7 - \sigma_{10}$  ( $\sigma_{10} = \sigma_{10'}$ );
- la sesta goccia viene rilasciata dal punto 2, che rappresenta il terzo minimo locale del diagramma, percorre il tratto 2-3-3'-5-5' e si arresta perché incontra il tratto 5'-7, già bagnato, individuando un semiciclo di ampiezza  $\Delta\sigma_4 = \sigma_5 - \sigma_2$ ;
- si ripete quindi il procedimento finché tutto l'oscillogramma non è bagnato.

Rispetto al metodo del serbatoio, il metodo del flusso di pioggia ha il vantaggio di poter essere più facilmente implementato su calcolatore.

Nelle verifiche si impiegheranno i delta di tensione di calcolo  $\Delta\sigma_{i,d}$ , ricavati moltiplicando i delta di tensione dello spettro  $\Delta\sigma_i$  per il coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche a fatica  $\gamma_{MF}$ ,

definito nel seguito,

$$\Delta\sigma_{i,d} = \gamma_{Mf} \Delta\sigma_i \quad (C4.2.93)$$

e la curva caratteristica S-N di resistenza a fatica del dettaglio, individuata mediante la classe  $\Delta\sigma_C$ , anch'essa definita nel seguito.

#### C4.2.4.1.4.3 Coefficienti parziali di sicurezza $\gamma_{Mf}$

Il coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche a fatica  $\gamma_{Mf}$  è dato da

$$\gamma_{Mf} = \gamma_f \cdot \gamma_m \quad (C4.2.94)$$

ove  $\gamma_f$  è il coefficiente parziale relativo alle azioni di fatica e  $\gamma_m$  il coefficiente parziale relativo alla resistenza, che copre le incertezze nella valutazione dei carichi e delle tensioni e la possibile presenza di difetti nei particolari in esame.

Il coefficiente  $\gamma_{Mf}$  dipende sia dalla possibilità di individuare e riparare eventuali lesioni per fatica, sia dall'entità delle conseguenze della crisi per fatica dell'elemento o della struttura. A questo scopo, le strutture possono essere distinte, a seconda della loro sensibilità alla crisi per fatica, in *strutture poco sensibili* (damage tolerant) e in *strutture sensibili* (safe life).

Si dice *poco sensibile* (damage tolerant) una struttura nella quale il mantenimento del richiesto livello di affidabilità nei riguardi dello stato limite di fatica può essere garantito attraverso un appropriato programma di ispezione, controllo, monitoraggio e riparazione delle lesioni di fatica, esteso alla vita di progetto della struttura. Una struttura può essere classificata come *poco sensibile* se, in presenza di lesioni per fatica, si verificano le seguenti condizioni:

- i dettagli costruttivi, i materiali impiegati e i livelli di tensione garantiscono bassa velocità di propagazione e significativa lunghezza critica delle lesioni;
- le disposizioni costruttive permettono la redistribuzione degli sforzi;
- i dettagli sono facilmente ispezionabili e riparabili;
- i dettagli sono concepiti in modo da arrestare la propagazione delle lesioni;
- esiste un programma di ispezione e manutenzione, esteso a tutta la vita dell'opera, inteso a rilevare e riparare le eventuali lesioni.

In caso contrario, la struttura si dice *sensibile*. Poiché l'ispezione, il monitoraggio e le riparazioni di una struttura *sensibile* non sono agevoli, essa deve essere progettata in fatica adottando dettagli costruttivi e livelli di tensione tali da garantire il grado di affidabilità richiesto per le altre verifiche

allo stato limite ultimo per tutta la vita utile della costruzione, anche in assenza di procedure specifiche di ispezione e manutenzione. Questo approccio progettuale è detto anche *safe life*.

I valori dei coefficienti  $\gamma_{Mf}$  da adottare nelle verifiche delle strutture *sensibili e poco sensibili* sono riportati in Tabella C4.2.XII, in funzione delle conseguenze dell'eventuale rottura per fatica.

**Tabella C4.2.XII** – Coefficienti parziali  $\gamma_{Mf}$  per verifiche a fatica

	Conseguenza della rottura per fatica	
	Moderate	Significative
Danneggiamento accettabile (strutture poco sensibili alla rottura per fatica)	$\gamma_{Mf}=1,00$	$\gamma_{Mf}=1,15$
Vita utile (strutture sensibili alla rottura per fatica)	$\gamma_{Mf}=1,15$	$\gamma_{Mf}=1,35$

#### C4.2.4.1.4.4 Curve S-N

La resistenza a fatica di un dettaglio è individuata nel piano bilogarithmico  $\log(\Delta\sigma)$ - $\log(N)$  o  $\log(\Delta\tau)$ - $\log(N)$ , essendo  $N$  il numero di cicli a rottura, mediante una curva caratteristica, detta curva S-N. Detta curva, è individuata mediante la classe di resistenza a fatica  $\Delta\sigma_C$  o  $\Delta\tau_C$ , che rappresenta la resistenza a fatica del dettaglio, espressa in MPa, per  $N=2 \cdot 10^6$  cicli.

Le curve S-N per tensioni normali sono caratterizzate, oltre che dalla classe  $\Delta\sigma_C$ , dal limite di fatica ad ampiezza costante  $\Delta\sigma_D$ , corrispondente a  $N=5 \cdot 10^6$  cicli e dal limite per i calcoli di fatica,  $\Delta\sigma_L$ , che corrisponde all'intersezione del secondo ramo della curva con la verticale per  $N=10^8$  cicli.

L'equazione della curva S-N è

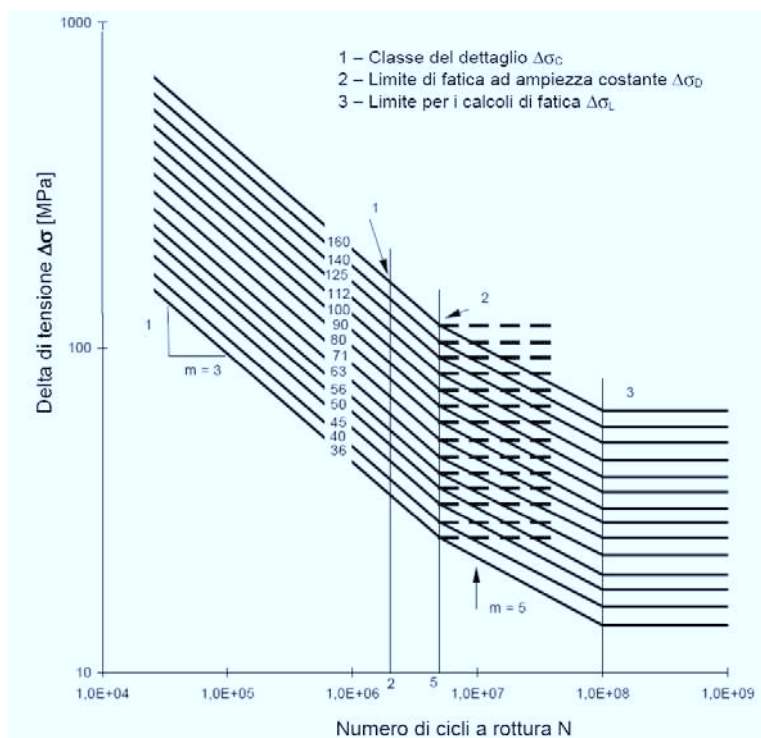
$$\begin{aligned} \Delta\sigma &= \Delta\sigma_C \left( \frac{2 \cdot 10^6}{N} \right)^{\frac{1}{m}} && \text{per } N \leq 5 \cdot 10^6 \\ \Delta\sigma &= \Delta\sigma_D \left( \frac{2 \cdot 10^6}{N} \right)^{\frac{1}{m+2}} && \text{per } 5 \cdot 10^6 < N \leq 10^8, \\ \Delta\sigma &= \Delta\sigma_L && \text{per } N > 10^8 \end{aligned} \quad (C4.2.95)$$

dove  $m=3$ , cosicché risulta

$$\Delta\sigma_D = 0,737\Delta\sigma_C; \quad \Delta\sigma_L = 0,549\Delta\sigma_C. \quad (C4.2.96)$$

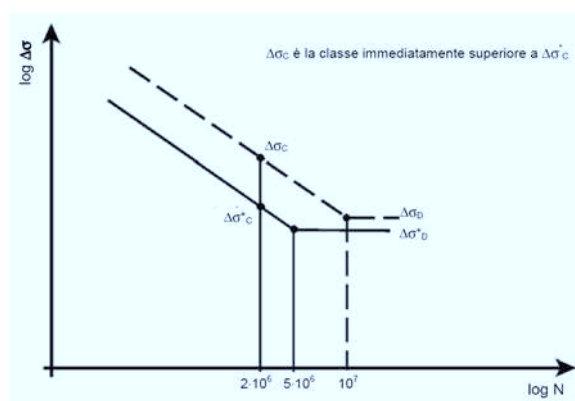
Le curve S-N per tensioni normali sono rappresentate in Figura C4.2.21.





**Figura C4.2.21 - Curve S-N per dettagli/elementi soggetti a tensioni normali**

Le classi di resistenza a fatica per tensioni normali relative a i dettagli più comuni sono riportate nella Tabelle C4.2.XIII.a, C4.2.XIII.d, C4.2.XIV, C4.2.XV, C4.2.XVI e C4.2.XVII.a, mentre in Tabella C4.2.XVIII sono riportate le classi dei dettagli tipici dei carriponti. Nelle tabelle le classi relative ad alcuni dettagli sono contrassegnate con un asterisco: per questi dettagli è possibile adottare una classificazione superiore di una classe, se si assume come resistenza a fatica ad ampiezza costante quella corrispondente a  $10^7$  cicli (vedi Figura C4.2.22).



**Figura C4.2.22 – Classificazione alternativa  $\Delta\sigma_c$  per dettagli classificati come  $\Delta\sigma_c^*$**

Le curve S-N per tensioni tangenziali sono rappresentate in Figura C4.2.23.

Le curve S-N per tensioni tangenziali sono caratterizzate, oltre che dalla classe  $\Delta\tau_C$ , dal limite per i calcoli di fatica,  $\Delta\tau_L$ , corrispondente a  $N=10^8$  cicli. L'equazione della curva S-N è

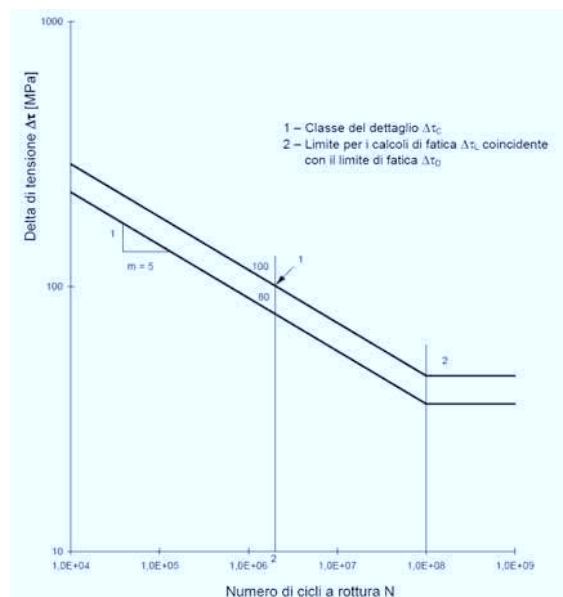
$$\Delta\tau = \Delta\tau_C \left( \frac{2 \cdot 10^6}{N} \right)^{\frac{1}{m}} \quad \text{per } N \leq 10^8, \quad (\text{C4.2.97})$$

$$\Delta\tau = \Delta\tau_L \quad \text{per } N > 10^8$$

dove  $m=5$ , cosicché risulta

$$\Delta\tau_L = 0,457\Delta\tau_C. \quad (\text{C4.2.98})$$

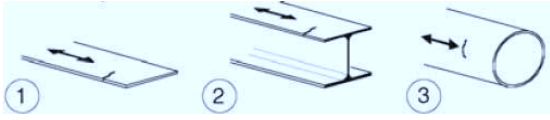


Le classi di resistenza a fatica per tensioni tangenziali relative ai dettagli più comuni sono riportate nella Tabelle C4.2.XIII.b, C4.2.XIII.c e C4.2.XVII.b.



**Figura C4.2.23** - Curve S-N per dettagli/elementi soggetti a tensioni tangenziali

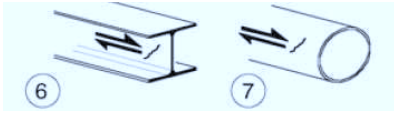
Per la resistenza dei dettagli costruttivi tipici degli impalcati a piastra ortotropa, si può far riferimento al documento EN1993-1-9.

**Tabella C4.2.XIII.a** *Dettagli costruttivi per prodotti laminati e estrusi e loro classificazione ( $\Delta\sigma$ )*

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
160 140 <sup>(1)</sup>		Prodotti laminati e estrusi 1) lamiere e piatti laminati; 2) Lamiere e piatti; 3) Profili cavi senza saldatura, rettangolari e circolari	Difetti superficiali e di laminazione e spigoli vivi devono essere eliminati mediante molatura
140 125 <sup>(1)</sup>		Lamiere tagliate con gas o meccanicamente 4) Taglio a gas automatico o taglio meccanico e successiva eliminazione delle tracce del taglio	4) Tutti i segni visibili di intaglio sui bordi devono essere eliminati. Le aree di taglio devono essere lavorate a macchina. Graffi e scalfitture di lavorazione devono essere paralleli agli sforzi.
125 112 <sup>(1)</sup>		5) Taglio a gas manuale o taglio a gas automatico con tracce del taglio regolari e superficiali e successiva eliminazione di tutti i difetti dei bordi	4) e 5) Angoli rientranti devono essere raccordati con pendenza $\leq 1:4$ , in caso contrario occorre impiegare opportuni fattori di concentrazione degli sforzi. Non sono ammesse riparazioni mediante saldatura

(1) classe da adottare per acciai resistenti alla corrosione

**Tabella C4.2.XIII.b** *Dettagli costruttivi per prodotti laminati e estrusi e loro classificazione ( $\Delta\tau$ )*

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
100		6) e 7) Prodotti laminati e estrusi (come quelli di tabella C4.2.XVII.a) soggetti a tensioni tangenziali	$\Delta\tau$ calcolati con $\Delta\tau = \frac{\Delta V \cdot S(t)}{I \cdot t}$

**Tabella C4.2.XIII.c** *Bulloni sollecitati a taglio ( $\Delta\tau$ )*

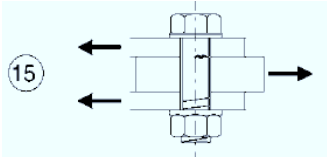
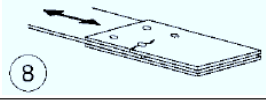

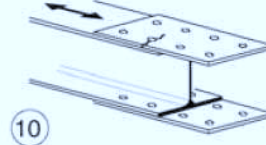
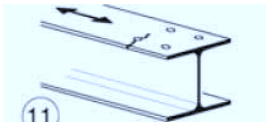
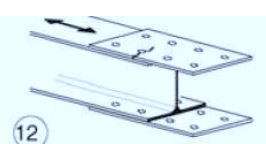
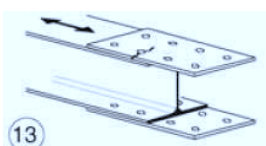
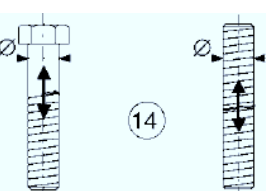
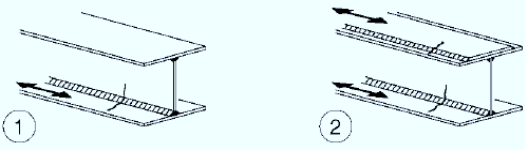
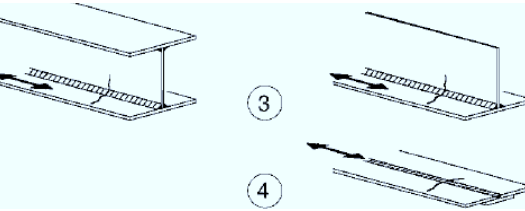

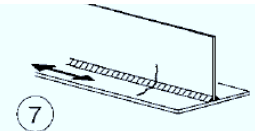
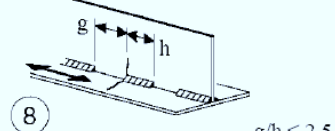
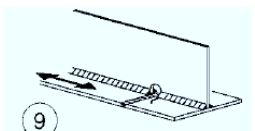


Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
100		15) Bulloni sollecitati a taglio su uno o due piani non interessanti la parte filettata. - Bulloni calibrati - Bulloni normali di grado 5.6, 8.8 e 10.9 e assenza di inversioni di carico	$\Delta\tau$ calcolati in riferimento all'area del gambo

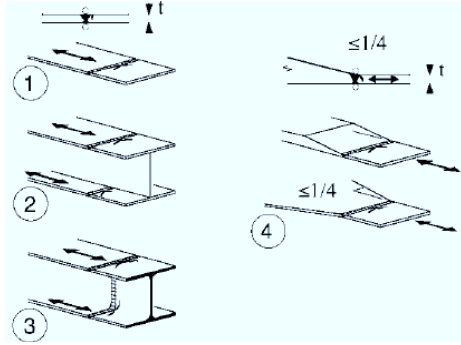
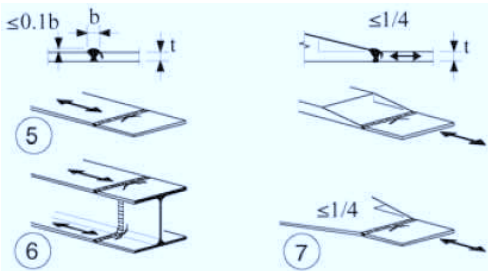
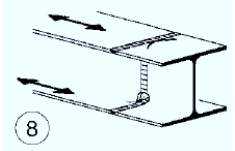
Tabella C4.2.XIII.d Dettagli costruttivi per giunti chiodati o bullonati ( $\Delta\sigma$ )

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
112		8) Giunti bullonati con coprigiunti doppi e bulloni AR precaricati o bulloni precaricati iniettati	$\Delta\sigma$ riferiti alla sezione lorda
90		9) Giunti bullonati con coprigiunti doppi e bulloni calibrati o bulloni non precaricati iniettati	$\Delta\sigma$ riferiti alla sezione netta
		10) Giunti bullonati con coprigiunti singoli e bulloni AR precaricati o bulloni precaricati iniettati	$\Delta\sigma$ riferiti alla sezione lorda
		11) Elementi strutturali forati soggetti a forza normale e momento flettente	$\Delta\sigma$ riferiti alla sezione netta
80		12) Giunti bullonati con coprigiunti singoli e bulloni calibrati o bulloni non precaricati iniettati	$\Delta\sigma$ riferiti alla sezione netta
50		13) Giunti bullonati con coprigiunti singoli o doppi con bulloni con precaricati in fori di tolleranza normale. Assenza di inversioni del carico.	$\Delta\sigma$ riferiti alla sezione netta
50		14) Bulloni e barre filettate soggetti a trazione. Per bulloni di diametro $\phi > 30$ mm, si deve adottare una classe ridotta del coefficiente $k_s = (30 / \phi)^{0,25}$ .	$\Delta\sigma$ riferiti alla sezione della parte filettata, considerando gli effetti dovuti all'effetto leva e alla flessione ulteriore. Per bulloni precaricati i $\Delta\sigma$ possono essere ridotti.

**Tabella C4.2.XIV** *Dettagli costruttivi per sezioni saldate ( $\Delta\sigma$ )*

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
125		Saldatura longitudinali continue  1) Saldatura automatica a piena penetrazione effettuata da entrambi i lati 2) Saldatura automatica a cordoni d'angolo. Le parti terminali dei piatti di rinforzo devono essere verificate considerando i dettagli 5) e 6) della tabella C4.2.XXI	1) e 2) Non sono consentite interruzioni/riprese, a meno che la riparazione sia eseguita da un tecnico qualificato e siano eseguiti controlli atti a verificare la corretta esecuzione della riparazione
112		3) Saldatura automatica a cordoni d'angolo o a piena penetrazione effettuata da entrambi i lati, ma contenente punti di interruzione/ripresa. 4) Saldatura automatica a piena penetrazione su piatto di sostegno, non contenente punti di interruzione/ripresa	4) Se il dettaglio contiene punti di interruzione/ripresa, si deve far riferimento alla classe 100
100		5) Saldatura manuale a cordoni d'angolo o a piena penetrazione 6) Saldatura a piena penetrazione manuale o automatica eseguita da un solo lato, in particolare per travi a cassone	5) e 6) Deve essere assicurato un corretto contatto tra anima e piattabanda. Il bordo dell'anima deve essere preparato in modo da garantire una penetrazione regolare alla radice, senza interruzioni
100		7) Saldatura a cordoni d'angolo o a piena penetrazione, manuale o automatica, appartenente ai dettagli da 1) a 6) riparata	In caso di adozione di metodi migliorativi mediante molatura eseguita da tecnici qualificati, integrati da opportuni controlli, è possibile ripristinare la classe originaria
80		8) Saldatura longitudinale a cordoni d'angolo a tratti	$\Delta\sigma$ riferiti alle tensioni nella piattabanda
71		9) Saldatura longitudinale a piena penetrazione, a cordoni d'angolo e a tratti, con lunette di scarico di altezza non maggiore di 60 mm. Per lunette di altezza maggiore vedere dettaglio 1) della tabella C4.2.XX)	$\Delta\sigma$ riferiti alle tensioni nella piattabanda
125 (a) 112 (b) 90 (c)		10) Saldatura longitudinale a piena penetrazione	(a) Entrambe le facce molate in direzione degli sforzi e controlli non distruttivi al 100% (b) Come saldata, assenza di interruzioni/riprese (c) Con interruzioni/riprese
140 (a) 125 (b) 90 (c)		11) Saldatura longitudinale automatica di composizione in sezioni cave circolari o rettangolari, in assenza di interruzioni/riprese	(a) Difetti entro i limiti della EN1090. Spessore $t \leq 12,5$ mm (b) e controlli non distruttivi al 100% (b) Come saldata, assenza di interruzioni/riprese (c) Con interruzioni/riprese

**Tabella C4.2.XV** *Dettagli costruttivi per saldature a piena penetrazione ( $\Delta\sigma$ )*

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
112		<p>Saldature senza piatto di sostegno</p> <p>1) Giunti trasversali in piatte e lamiere</p> <p>2) Giunti di anime e piattabande in travi composte eseguiti prima dell'assemblaggio</p> <p>3) Giunti trasversali completi di profili laminati, in assenza di lunette di scarico</p> <p>4) Giunti trasversali di lamiere e piatte con rastremazioni in larghezza e spessore con pendenza non maggiore di 1:4. Nelle zone di transizione gli intagli nelle saldature devono essere eliminati</p> <p>Per spessori <math>t &gt; 25</math> mm, si deve adottare una classe ridotta del coefficiente</p> $k_s = (25/t)^{0.2}$	<p>Saldature effettuate da entrambi i lati, molate in direzione degli sforzi e sottoposte a controlli non distruttivi.</p> <p>Le saldature devono essere iniziate e terminate su tacchi d'estremità, da rimuovere una volta completata la saldatura</p> <p>I bordi esterni delle saldature devono essere molati in direzione degli sforzi</p> <p>3) Vale solo per profilati tagliati e risaldati</p>
90		<p>Saldature senza piatto di sostegno</p> <p>5) Giunti trasversali in piatte e lamiere</p> <p>6) Giunti trasversali completi di profili laminati, in assenza di lunette di scarico</p> <p>7) Giunti trasversali di lamiere e piatte con rastremazioni in larghezza e spessore con pendenza non maggiore di 1:4. Nelle zone di transizione gli intagli nelle saldature devono essere eliminati</p> <p>Per spessori <math>t &gt; 25</math> mm, si deve adottare una classe ridotta del coefficiente</p> $k_s = (25/t)^{0.2}$	<p>Saldature effettuate da entrambi i lati e sottoposte a controlli non distruttivi</p> <p>Sovrappessore di saldatura non maggiore del 10% della larghezza del cordone, con zone di transizione regolari</p> <p>Le saldature devono essere iniziate e terminate su tacchi d'estremità, da rimuovere una volta completata la saldatura</p> <p>I bordi esterni delle saldature devono essere molati in direzione degli sforzi</p> <p>Le saldature dei dettagli 5) e 7) devono essere eseguite in piano</p>
90		<p>8) Come il dettaglio 3), ma con lunette di scarico</p> <p>Per spessori <math>t &gt; 25</math> mm, si deve adottare una classe ridotta del coefficiente</p> $k_s = (25/t)^{0.2}$	<p>Saldature effettuate da entrambi i lati, molate in direzione degli sforzi e sottoposte a controlli non distruttivi.</p> <p>Le saldature devono essere iniziate e terminate su tacchi d'estremità, da rimuovere una volta completata la saldatura</p> <p>I bordi esterni delle saldature devono essere molati in direzione degli sforzi</p> <p>I profili laminati devono avere le stesse dimensioni, senza differenze dovute a tolleranze</p>

<p>80</p>		<p>Saldature senza piatto di sostegno</p> <p>9) Giunti trasversali in travi composte, in assenza di lunette di scarico</p> <p>10) Giunti trasversali completi di profili laminati, in presenza di lunette di scarico</p> <p>11) Giunti trasversali di lamiera, piatti, profilati e travi composte</p> <p>Per spessori <math>t &gt; 25</math> mm, si deve adottare una classe ridotta del coefficiente</p> $k_s = (25/t)^{0.2}$	<p>Saldature effettuate da entrambi i lati, non molate e sottoposte a controlli non distruttivi.</p> <p>Le saldature devono essere iniziate e terminate su tacchi d'estremità, da rimuovere una volta completata la saldatura</p> <p>I bordi esterni delle saldature devono essere molati in direzione degli sforzi</p> <p>Sovrappessore di saldatura non maggiore del 20% della larghezza del cordone, per i dettagli 9) e 11), o del 10% per il dettaglio 10, con zone di transizione regolari</p>
<p>63</p>		<p>12) Giunti trasversali completi di profili laminati, in assenza di lunette di scarico</p>	<p>Saldature effettuate da entrambi i lati</p> <p>Le saldature devono essere iniziate e terminate su tacchi d'estremità, da rimuovere una volta completata la saldatura</p> <p>I bordi esterni delle saldature devono essere molati in direzione degli sforzi</p>
<p>71 (36)</p>		<p>13) Giunti trasversali a piena penetrazione eseguiti da un solo lato, con piena penetrazione controllata mediante opportuni controlli non distruttivi.</p> <p>Per spessori <math>t &gt; 25</math> mm, si deve adottare una classe ridotta del coefficiente</p> $k_s = (25/t)^{0.2}$ <p>In assenza di controlli, si deve adottare la classe 36, per qualsiasi valore di <math>t</math></p>	<p>Saldature senza piatto di sostegno</p> <p>Le saldature devono essere iniziate e terminate su tacchi d'estremità, da rimuovere una volta completata la saldatura</p> <p>I bordi esterni delle saldature devono essere molati in direzione degli sforzi</p>
<p>71</p>		<p>Saldature su piatto di sostegno</p> <p>14) Giunti trasversali in piatti e lamiera</p> <p>15) Giunti trasversali di lamiera e piatti con rastremazioni in larghezza e spessore con pendenza non maggiore di 1:4.</p> <p>Vale anche per lamiera curve</p> <p>Per spessori <math>t &gt; 25</math> mm, si deve adottare una classe ridotta del coefficiente</p> $k_s = (25/t)^{0.2}$	<p>I cordoni d'angolo che fissano il piatto di sostegno devono terminare a più di 10 mm dai bordi dell'elemento e devono essere interni alla saldatura di testa</p>
<p>50</p>		<p>16) Saldature su piatto di sostegno permanente con rastremazioni in larghezza e spessore con pendenza non maggiore di 1:4.</p> <p>Vale anche per lamiera curve</p> <p>Per spessori <math>t &gt; 25</math> mm, si deve adottare una classe ridotta del coefficiente</p>	<p>Da adottarsi quando i cordoni d'angolo che fissano il piatto di sostegno terminano a meno di 10 mm dai bordi dell'elemento o quando non può essere garantito un buon accoppiamento</p>

		$k_s = (25/t)^{0,2}$ .	
71		<p>17) Saldature trasversali a piena penetrazione tra elementi di spessore differente con assi allineati</p> <p>Per spessori <math>t_1 &gt; 25</math> mm si deve adottare una classe ridotta del coefficiente</p> <p><math>k_s = (25/t_1)^{0,2}</math>.</p>	<p>Nel caso di disassamento la classe deve essere ridotta con il coefficiente</p> <p><math>k_{sc} = \left(1 + \frac{6e}{t_1} \cdot \frac{t_1^{1,5}}{t_1^{1,5} + t_2^{1,5}}\right)^{-1}</math> da combinare, eventualmente, con <math>k_s</math>, quando <math>t_1 &gt; 25</math> mm</p>

**Tabella C4.2.XVI** *Dettagli costruttivi per attacchi e irrigiditori saldati ( $\Delta\sigma$ )*

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
80 (a) 71 (b) 63 (c) 56 (d)		<p>Attacchi saldati longitudinali</p> <p>1) La classe del dettaglio dipende dalla lunghezza dell'attacco</p> <p>(a) <math>L \leq 50</math> mm (b) <math>50 &lt; L \leq 80</math> mm (c) <math>80 &lt; L \leq 100</math> mm (d) <math>L &gt; 100</math> mm</p>	<p>Spessore dell'attacco minore della sua altezza. In caso contrario vedi dettagli 5 e 6</p>
71		<p>2) Attacchi saldati longitudinali a piatti o tubi con <math>L &gt; 100</math> mm e <math>\alpha &lt; 45^\circ</math></p>	
80		<p>3) Fazzoletti d'attacco saldati a piatti o tubi con cordoni d'angolo longitudinali e dotati di raccordo di transizione terminale di raggio r.</p> <p>La parte terminale dei cordoni deve essere rinforzata, cioè a piena penetrazione, per una lunghezza maggiore di r.</p> <p><math>r &gt; 150</math> mm</p>	<p>Raccordo di transizione di raggio r realizzato con taglio meccanico o a gas realizzato prima della saldatura del fazzoletto. Al termine della saldatura, la parte terminale deve essere molata in direzione della freccia per eliminare completamente la punta della saldatura</p>
90 (a) 71 (b) 50 (c)		<p>4) Fazzoletti d'attacco saldati a un lato di un piatto o della piattabanda di una trave e dotati di raccordo di transizione di raggio r.</p> <p>La lunghezza L deve essere valutata come per i dettagli 1), 2) e 3).</p> <p>La stessa classificazione può essere adottata anche per piattabande saldate dotate di raccordo di transizione di raggio r.</p> <p>(a) <math>r \geq L/3</math> o <math>r &gt; 150</math> mm (b) <math>L/3 &gt; r \geq L/6</math> (c) <math>r &lt; L/6</math></p>	<p>Raccordo di transizione di raggio r realizzato con taglio meccanico o a gas realizzato prima della saldatura del fazzoletto. Al termine della saldatura, la parte terminale deve essere molata in direzione della freccia per eliminare completamente la punta della saldatura</p>
40		<p>5) Come saldato, senza raccordo di transizione</p>	



<p>80 (a) 71 (b)</p>		<p>Attacchi trasversali</p> <p>6) Saldati a una piastra</p> <p>7) Nervature verticali saldate a un profilo o a una trave composta</p> <p>8) Diagrammi di travi a cassone composte, saldati all'anima o alla piattabanda</p> <p>(a) <math>l \leq 50</math> mm</p> <p>(b) <math>50 &lt; l \leq 80</math> mm</p> <p>Le classi sono valide anche per nervature anulari</p>	<p>6) e 7) Le parti terminali delle saldature devono essere molate accuratamente per eliminare tutte le rientranze presenti</p> <p>7) Se la nervatura termina nell'anima, <math>\Delta\sigma</math> deve essere calcolato usando le tensioni principali</p>
<p>80</p>		<p>9) Effetto della saldatura del piolo sul materiale base della piastra</p>	

Tabella C4.2.XVII.a Commessioni saldate direttamente sollecitate ( $\Delta\sigma$ )

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
<p>80 (a) 71 (b) 63 (c) 56 (d) 50 (e) 45 (f) 40 (g)</p>		<p>Giunti a croce o a T</p> <p>1) Lesioni al piede della saldatura in giunti a piena penetrazione o a parziale penetrazione</p> <p>2) Lesione al piede della saldatura a partire dal bordo del piatto caricato, in presenza di picchi locali di tensione nelle parti terminali della saldatura dovuti alla deformabilità del pannello</p> <p>(a) <math>l \leq 50</math> mm e t qualsiasi</p> <p>(b) <math>50 &lt; l \leq 80</math> mm e t qualsiasi</p> <p>(c) <math>80 &lt; l \leq 100</math> mm e t qualsiasi</p> <p>(d) <math>100 &lt; l \leq 120</math> mm e t qualsiasi</p> <p>(d) <math>l &gt; 120</math> mm e <math>t \leq 20</math> mm</p> <p>(e) <math>120 &lt; l \leq 200</math> mm e <math>t &gt; 20</math> mm</p> <p>(e) <math>l &gt; 200</math> mm e <math>20 &lt; t \leq 30</math> mm</p> <p>(f) <math>200 &lt; l \leq 300</math> mm e <math>t &gt; 30</math> mm</p> <p>(f) <math>l &gt; 300</math> mm e <math>30 &lt; t \leq 50</math> mm</p> <p>(g) <math>l &gt; 300</math> mm e <math>t &gt; 50</math> mm</p>	<p>1) Il giunto deve essere controllato: le discontinuità e i disallineamenti devono essere conformi alle tolleranze della EN1090.</p> <p>2) Nel calcolo di <math>\Delta\sigma</math> si deve far riferimento al valore di picco delle tensioni, mediante un opportuno fattore di concentrazione degli sforzi <math>k_t</math></p> <p>1) e 2) Il disallineamento dei piatti caricati non deve superare il 15% dello spessore della piastra intermedia</p>
<p>36*</p>		<p>Giunti a croce o a T</p> <p>3) Lesione alla radice della saldatura in giunti a T a cordoni d'angolo, a parziale penetrazione e a parziale penetrazione equivalente alla piena penetrazione</p>	<p>Nelle saldature a parziale penetrazione sono richieste due verifiche: la prima riguardo alle lesioni alla radice della saldatura deve essere riferita alla classe 36* per <math>\Delta\sigma</math> e alla classe 80 per <math>\Delta\tau</math>, la seconda riguardo alle lesioni al piede della saldatura nel piatto caricato deve essere riferita</p>

			<p>alle classi dei dettagli 1 e 2 della presente tabella</p> <p>Il disallineamento dei piatti caricati non deve superare il 15% dello spessore della piastra intermedia</p>
come dettaglio 1		<p>Giunzioni a sovrapposizione</p> <p>4) Giunzione a sovrapposizione a cordoni d'angolo (verifica della piastra principale)</p>	<p><math>\Delta\sigma</math> nella piastra principale deve essere calcolato considerando l'area indicata in figura (diffusione con pendenza 1:2)</p> <p>Le saldature devono terminare a più di 10 mm dal bordo della piastra.</p> <p>Le verifiche a fatica della saldatura per tensioni tangenziali devono essere effettuate in riferimento al dettaglio 8 (Tabella C4..2.XVII.b)</p>
45*		<p>Giunzioni a sovrapposizione</p> <p>4) Giunzione a sovrapposizione a cordoni d'angolo (verifica degli elementi sovrapposti)</p>	<p><math>\Delta\sigma</math> è riferito agli elementi sovrapposti</p> <p>Le saldature devono terminare a più di 10 mm dal bordo della piastra.</p> <p>Le verifiche a fatica della saldatura per tensioni tangenziali devono essere effettuate in riferimento al dettaglio 8 (Tabella C4..2.XVII.b)</p>
56* (a) 50 (b) 45 (c) 40 (d) 36 (e)		<p>Copri giunti di travi e travi composte</p> <p>6) Zone terminali di copri giunti saldati singoli o multipli, con o senza cordoni terminali trasversali</p> <p>(a) <math>t_c &lt; t</math> e <math>t \leq 20</math> mm                  (b) <math>t_c &lt; t</math> e <math>20 &lt; t \leq 30</math> mm                  (c) <math>t_c \geq t</math> e <math>t \leq 20</math> mm                  (d) <math>t_c &lt; t</math> e <math>30 &lt; t \leq 50</math> mm                  (e) <math>t_c \geq t</math> e <math>20 &lt; t \leq 30</math> mm                  (f) <math>t_c &lt; t</math> e <math>t &gt; 50</math> mm                  (g) <math>t_c \geq t</math> e <math>t &gt; 50</math> mm</p>	<p>Se il copri giunto è più largo della flangia occorre eseguire un cordone terminale trasversale, che deve essere accuratamente molato per eliminare le incisioni marginali</p> <p>La lunghezza minima del copri giunto è 300 mm</p>
56		<p>Copri giunti di travi e travi composte</p> <p>7) Zone terminali di copri giunti saldati con cordone terminale rinforzato di lunghezza minima <math>5 t_c</math></p>	<p>Cordone trasversale rinforzato molato e raccordato.</p> <p>Se <math>t_c &gt; 20</math> mm, il raccordo, di pendenza non maggiore di 1:4, deve essere esteso fino al bordo superiore del copri giunto</p>

**Tabella C4.2.XVII.b** Connessioni saldate direttamente sollecitate ( $\Delta\tau$ )

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
80		<p>8) Cordoni d'angolo continui soggetti a sforzi di sconnessione, quali quelli di composizione tra anima e piattabanda in travi composte saldate</p> <p>9) Giunzioni a sovrapposizione a cordoni d'angolo soggette a tensioni tangenziali</p>	<p>8) <math>\Delta\tau</math> deve essere calcolato in riferimento alla sezione di gola del cordone</p> <p>9) <math>\Delta\tau</math> deve essere calcolato in riferimento alla sezione di gola del cordone, considerando la lunghezza totale del cordone, che deve terminare a più di 10 mm dal bordo della piastra</p>

**Tabella C4.2.XVIII** Dettagli costruttivi e resistenza a fatica per le vie di corsa di carriponti.

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
160		1) Sezioni laminata ad I o H	La classe è relativa ai delta di compressione verticali $\Delta\sigma_{vert}$ indotti nell'anima dai carichi ruota
71		2) Saldatura a piena penetrazione a T	La classe è relativa ai delta di compressione verticali $\Delta\sigma_{vert}$ indotti nell'anima dai carichi ruota
36*		3) Saldatura a T a parziale penetrazione o a piena penetrazione equivalente a parziale penetrazione	La classe è relativa ai delta di compressione verticali $\Delta\sigma_{vert}$ indotti nella sezione di gola della saldatura dai carichi ruota
36*		4) Saldature a cordone d'angolo	La classe è relativa ai delta di compressione verticali $\Delta\sigma_{vert}$ indotti nella sezione di gola della saldatura dai carichi ruota
71		5) Saldatura a T a piena penetrazione tra anima e piattabanda a T	La classe è relativa ai delta di compressione verticali $\Delta\sigma_{vert}$ indotti nell'anima dai carichi ruota
36*		6) Saldatura a T a parziale penetrazione o a piena penetrazione equivalente a parziale penetrazione tra anima e piattabanda a T	La classe è relativa ai delta di compressione verticali $\Delta\sigma_{vert}$ indotti nella sezione di gola della saldatura dai carichi ruota
36*		7) Saldatura a T a cordoni d'angolo tra anima e piattabanda a T	La classe è relativa ai delta di compressione verticali $\Delta\sigma_{vert}$ indotti nella sezione di gola della saldatura dai carichi ruota

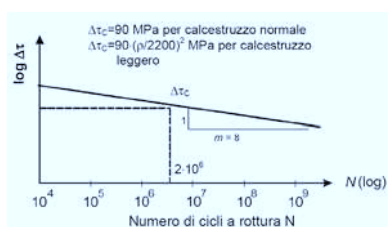
#### C4.2.4.1.4.5 Curva S-N per connettori a piolo

La curva S-N per connettori a piolo sollecitati a taglio delle strutture composte acciaio-calcestruzzo è rappresentata in Figura C4.2.24 ed è caratterizzata dall'assenza di limite di fatica. La pendenza della curva è  $m=8$  e la classe del particolare per calcestruzzo normale è  $\Delta\tau_c=90$  MPa.

Per calcestruzzi leggeri la classe si riduce, in funzione del limite superiore della densità della classe di appartenenza,  $\rho$ , espresso in  $\text{kg/m}^3$ , a

$$\Delta\tau_c = 90 \left( \frac{\rho}{2200} \right)^2 \text{ MPa} \quad (\text{C4.2.99})$$

Le tensioni tangenziali devono essere valutate in riferimento alla sezione nominale del connettore.



**Figura C4.2.24** – Curva S-N per connettori a piolo

#### C4.2.4.1.4.6 Metodi di verifica

Nelle verifiche a fatica le tensioni da considerare devono essere coerenti con quelle alle quali è riferita la curva S-N del dettaglio. Di solito, le curve S-N dei dettagli costruttivi riportate nelle normative sono riferite alle *tensioni nominali* e pertanto ad esse si deve generalmente far riferimento. Per dettagli costruttivi particolarmente complessi o innovativi, per i quali si proceda ad uno studio ad hoc, potrebbe essere necessario riferirsi alle *tensioni di picco*, misurate o determinate con specifici protocolli sperimentali. In questo caso, le tensioni debbono essere calcolate per via teorica o numerica con le stesse modalità adottate sperimentalmente.

Nell'associare al dettaglio in esame la corrispondente curva S-N di resistenza a fatica è consentito tener conto degli effetti benefici di eventuali trattamenti termici o meccanici di distensione, sulla base della letteratura consolidata o di adeguata sperimentazione.

Per i dettagli costruttivi dei quali non sia nota la curva di resistenza a fatica le escursioni tensionali potranno riferirsi alle tensioni *geometriche o di picco*, cioè alle tensioni principali nel metallo base in prossimità della potenziale lesione, secondo le modalità e le limitazioni specifiche del metodo, nell'ambito della meccanica della frattura.

C4.2.4.1.4.6.1 Verifica a vita illimitata

La verifica a vita illimitata si esegue controllando che sia

$$\Delta\sigma_{\max,d} = \gamma_{Mf} \Delta\sigma_{\max} \leq \Delta\sigma_D \quad (C4.2.100)$$

oppure che

$$\Delta\tau_{\max,d} = \gamma_{Mf} \Delta\tau_{\max} \leq \Delta\tau_D = \Delta\tau_L \quad (C4.2.101)$$

dove  $\Delta\sigma_{\max,d}$  e  $\Delta\tau_{\max,d}$  sono, rispettivamente, i valori di progetto delle massime escursioni di tensioni normali e di tensioni tangenziali indotte nel dettaglio considerato dallo spettro di carico per le verifiche a vita illimitata, talvolta denominato spettro frequente, e  $\Delta\sigma_D$  e  $\Delta\tau_D$  i limiti di fatica ad ampiezza costante.

La verifica a vita illimitata è esclusa per tutti i dettagli le cui curve S-N non presentino limite di fatica ad ampiezza costante (per es. connettori a piolo o barre d'armatura per c.a.).

C4.2.4.1.4.6.2 Verifica a danneggiamento

La verifica a danneggiamento si conduce mediante la formula di Palmgren-Miner, controllando che risulti

$$D = \sum_i \frac{n_i}{N_i} \leq 1,0 \quad (C4.2.102)$$

dove  $n_i$  è il numero di cicli di ampiezza  $\Delta\sigma_{i,d}$  indotti dallo spettro di carico per le verifiche a danneggiamento nel corso della vita prevista per il dettaglio e  $N_i$  è il numero di cicli di ampiezza  $\Delta\sigma_{i,d}$  a rottura, ricavato dalla curva S-N caratteristica del dettaglio.

Sulla base del danno D si può definire uno spettro di tensione equivalente, ad ampiezza di tensione costante,  $\Delta\sigma_{\text{eq},d}$  (o  $\Delta\tau_{\text{eq},d}$ ), in grado di produrre, nello stesso numero di cicli,  $n_{\text{tot}} = \sum n_i$ , un danneggiamento uguale a quello prodotto dallo spettro di tensione di progetto, oppure, in alternativa, un delta di tensione convenzionale  $\Delta\sigma_{E,d}$ , in grado di produrre in  $2 \times 10^6$  cicli, lo stesso danneggiamento prodotto dallo spettro di tensione di progetto.

C4.2.4.1.4.6.3 Metodo dei coefficienti  $\lambda$ 

È possibile, in alcuni casi, ricondurre la verifica a fatica ad una verifica convenzionale di resistenza, confrontando il delta ideale convenzionale di tensione di progetto,  $\Delta\sigma_{E,d}$ , descritto nel seguito, con la classe del particolare  $\Delta\sigma_c$ .

Il delta di tensione convenzionale di calcolo  $\Delta\sigma_{E,d}$  è dato da

$$\Delta\sigma_{E,d} = \gamma_{Ff} \cdot \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 \cdot \dots \cdot \lambda_n \cdot \varphi_{fat} \cdot \Delta\sigma_p = \gamma_{Ff} \cdot \lambda \cdot \varphi_{fat} \cdot \Delta\sigma_p \quad (C4.2.103)$$

in cui  $\Delta\sigma_p = \sigma_{p,max} - \sigma_{p,min}$  è il massimo delta di tensione indotto nel dettaglio in esame da un opportuno modello di carico equivalente,  $\varphi_{fat}$  è un eventuale coefficiente correttivo che tiene conto degli effetti dell'amplificazione dinamica sullo spettro di tensione,  $\lambda_i$  sono fattori, opportunamente calibrati, che tengono conto dalla forma e dalla lunghezza della superficie di influenza del dettaglio considerato, della severità dello spettro di carico, della vita nominale dell'opera e/o della vita prevista per il dettaglio, dell'interazione tra eventi ecc..

Per l'applicazione del metodo, lo spettro di carico da adottare e la determinazione dei coefficienti  $\lambda_i$  è necessario far ricorso a normative di comprovata validità.

#### C4.2.4.1.4.6.4 Verifica sotto carico combinato

Nel caso di variazioni simultanee di tensioni normali e tangenziali, la valutazione della resistenza a fatica dovrà considerare i loro effetti congiunti adottando idonei criteri di combinazione del danno.

Nel caso di variazioni non simultanee del campo di tensioni normali e tangenziali si potranno sommare i danneggiamenti  $D_\sigma$  e  $D_\tau$  prodotti dai cicli di tensione normale e dai cicli di tensione tangenziale, valutati separatamente con la (C4.2.102), controllando che

$$D = D_\sigma + D_\tau \leq 1,0 \quad (C4.2.104)$$

#### *C4.2.4.1.4.7 Influenza dello spessore*

Nella valutazione della resistenza a fatica dovrà tenersi conto dello spessore del metallo base nel quale può innescarsi una potenziale lesione.

Nel caso che l'influenza dello spessore sulla resistenza a fatica non sia trascurabile, la classe del dettaglio deve essere ridotta secondo la formula

$$\Delta\sigma_{C,red} = k_s \cdot \Delta\sigma_C \quad (C4.2.105)$$

dove il coefficiente riduttivo  $k_s$  dipende dal dettaglio strutturale considerato ed i cui valori indicativi sono indicati, per alcuni dettagli costruttivi, nel documento EN1993-1-9.

## C4.2.8 UNIONI

### C4.2.8.1.1 Unioni con bulloni e chiodi

#### C4.2.8.1.1.1 Bulloni ad alta resistenza precaricati per giunzioni ad attrito

I bulloni ad alta resistenza delle classi 8.8 e 10.9, precaricati con serraggio controllato, per giunzioni ad attrito devono essere conformi alla norma armonizzata UNI EN 13499-1 e recare la marchiatura CE. Al punto 4.3 la norma armonizzata UNI EN 13499-1 prescrive che viti, dadi e rondelle siano forniti dal medesimo produttore.

La norma armonizzata prevede che vengano eseguite, tra l'altro, prove sistematiche di serraggio del complesso vite, dado e rondella(e); queste prove forniscono informazioni sul fattore  $k$  che lega la forza di precarico  $F_{p,C}=0,7 \cdot A_{res} \cdot f_{tb}$  (§4.2.8.1.1 delle NTC) ed il momento di serraggio  $M$ .

Si ha:

$$M = k \cdot d \cdot F_{p,C} = k \cdot d \cdot 0,7 \cdot A_{res} \cdot f_{tb} \quad (C4.2.106)$$

dove  $d$  è il diametro nominale della vite,  $A_{res}$  è l'area resistente della vite e  $f_{tb}$  è la resistenza a rottura del materiale della vite.

Il valore del fattore  $k$ , secondo le prescrizioni della norma, è indicato sulle targhette delle confezioni (dei bulloni, oppure delle viti) per le differenti classi funzionali (§4.4.4 NTC).

Le classi funzionali previste dalla norma armonizzata sono tre e sono specificate nella seguente Tabella C4.2.XIX.

Si sottolinea che il valore del fattore  $k$  può risultare sensibilmente diverso da 0,2, valore applicabile ai bulloni della precedente normativa UNI 5712 e UNI 5713 citata nel D.M. 1996.

**Tabella C4.2.XIX** Classi funzionali per i bulloni

K0	Nessun requisito sul fattore $k$
K1	Campo di variabilità del fattore $k_i$ del singolo elemento tra minimo e massimo dichiarati sulla confezione
K2	Valore medio $k_m$ del fattore e suo coefficiente di variazione $V_k$ dichiarati sulla confezione

Poiché è noto che un eccesso del momento di serraggio comporta lo snervamento e, talvolta, anche la rottura della vite, gli operatori devono prestare la massima attenzione ai dati che sono riportati sulle targhette delle confezioni dei bulloni conformi alla nuova normativa armonizzata al fine della determinazione del momento di serraggio.

Nel caso il momento di serraggio non sia riportato sulle targhette delle confezioni, ma compaia il solo fattore  $k$  secondo la classe funzionale, per facilitare gli operatori addetti ai montaggi, si può fare riferimento alle seguenti Tabelle C4.2.XX e C4.2.XXI (che si riferiscono alle viti di classe 8.8 e 10.9 rispettivamente) per definire il momento di serraggio dei bulloni,

**Tabella C4.2.XX** Coppie di serraggio per bulloni 8.8

Viti 8.8 – Momento di serraggio M [N m]								$F_{p,C}$ [kN]	$A_{res}$ [mm <sup>2</sup> ]
VITE	$k=0.10$	$k=0.12$	$k=0.14$	$k=0.16$	$k=0.18$	$k=0.20$	$k=0.22$		
M12	56.6	68.0	79.3	90.6	102	113	125	47.2	84.3
M14	90.2	108	126	144	162	180	198	64.4	115
M16	141	169	197	225	253	281	309	87.9	157
M18	194	232	271	310	348	387	426	108	192
M20	274	329	384	439	494	549	604	137	245
M22	373	448	523	597	672	747	821	170	303
M24	474	569	664	759	854	949	1044	198	353
M27	694	833	972	1110	1249	1388	1527	257	459
M30	942	1131	1319	1508	1696	1885	2073	314	561
M36	1647	1976	2306	2635	2965	3294	3624	457	817

**Tabella C4.2.XXI** Coppie di serraggio per bulloni 10.9

Viti 10.9 – Momento di serraggio M [N m]								$F_{p,C}$ [kN]	$A_{res}$ [mm <sup>2</sup> ]
VITE	$k=0.10$	$k=0.12$	$k=0.14$	$k=0.16$	$k=0.18$	$k=0.20$	$k=0.22$		
M12	70.8	85.0	99.1	113	128	142	156	59.0	84.3
M14	113	135	158	180	203	225	248	80.5	115
M16	176	211	246	281	317	352	387	110	157
M18	242	290	339	387	435	484	532	134	192
M20	343	412	480	549	617	686	755	172	245
M22	467	560	653	747	840	933	1027	212	303
M24	593	712	830	949	1067	1186	1305	247	353
M27	868	1041	1215	1388	1562	1735	1909	321	459
M30	1178	1414	1649	1885	2121	2356	2592	393	561
M36	2059	2471	2882	3294	3706	4118	4529	572	817

Nelle tabelle sono riportati: la dimensione della vite MXX, l'area resistente della vite  $A_{res}$  in mm<sup>2</sup>, la forza di precarico  $F_{p,C}=0.7 \cdot A_{res} \cdot f_{tb}$  in kN ed i valori del momento di serraggio M in Nm, corrispondenti a differenti valori del fattore k. Poiché il momento di serraggio è funzione lineare del fattore k, la interpolazione per righe è immediata.

## C4.2.12 PROFILATI FORMATI A FREDDO E LAMIERE GRECATE

### C4.2.12.1 Materiali

Per i profilati di acciaio profilati a freddo e le lamiere grecate, l'acciaio deve essere conforme a quanto previsto al §C11.3.4.1.



#### **C4.2.12.2 Effetto della formatura a freddo sulla resistenza dell'acciaio**

Per effetto del processo di formatura a freddo si verifica un innalzamento della tensione di snervamento dell'acciaio che può essere considerato nei calcoli.

Ove il fenomeno non sia valutato sperimentalmente sulla membratura nel suo complesso, il valore della tensione di snervamento media dopo formatura  $f_{myk}$  può essere valutata nel modo seguente:

$$f_{myk} = f_{yk} + \frac{(f_{tk} - f_{yk}) \cdot k \cdot n \cdot t^2}{A_g} \leq 0,5 \cdot (f_{tk} + f_{yk}) \quad (C4.2.107)$$

in cui

$k=7$  per formatura continua con rulli,

$k=5$  per gli altri metodi di formatura,

$A_g$  è l'area lorda della sezione trasversale della membratura,

$n$  è il numero di pieghe a  $90^\circ$  con raggio interno  $r \leq 5 \cdot t$  (pieghe con angolo diverso da  $90^\circ$  sono tenute in conto con frazioni di  $n$ ),

$t$  è lo spessore (al netto dei rivestimenti) del piatto o nastro prima della formatura.

Il valore medio della tensione di snervamento  $f_{myk}$  può essere tenuto in conto nei calcoli nei casi seguenti:

- verifiche di resistenza di aste tese,
- verifiche di resistenza e verifiche di stabilità di aste compresse aventi sezione di classe 1, 2 e 3 (cioè sezioni completamente reagenti),
- verifiche di resistenza e verifiche di stabilità di travi inflesse le parti compresse delle quali siano di classe 1, 2 e 3 (cioè parti compresse completamente reagenti).

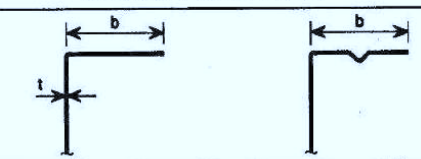
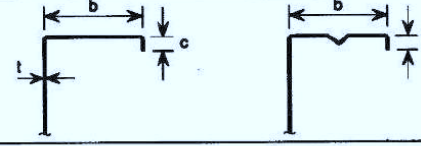
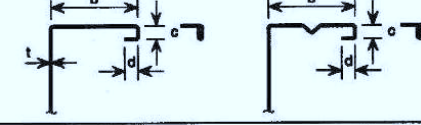
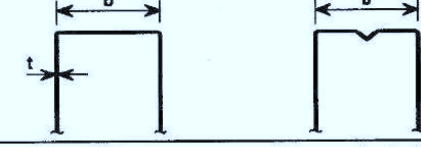

Il valore medio della tensione di snervamento  $f_{myk}$  non deve essere tenuto in conto nei calcoli nei casi seguenti:

- determinazione dell'area efficace,
- calcolo di membrature che, dopo il processo di formatura a freddo, siano sottoposte ad un trattamento termico di distensione.

##### **C4.2.12.2.1 Valori limite dei rapporti larghezza - spessore**

Nella Tabella C4.2.XXII sono riportati i valori limiti dei rapporti larghezza – spessore per i quali è applicabile la presente Circolare.

**Tabella C4.2.XXII** Valori limite dei rapporti larghezza-spessore di profili formati a freddo.

Elemento della sezione trasversale		Valore massimo
		$b/t < 50$
		$b/t \leq 60$ $c/t < 50$
		$b/t \leq 90$ $c/t \leq 60$ $d/t < 50$
		$b/t \leq 500$
		$45^\circ \leq \phi \leq 90^\circ$ $h/t \leq 500 \sin \phi$

Tali limiti rappresentano il campo dei valori per i quali è disponibile probante esperienza costruttiva e valida sperimentazione.

Inoltre, per garantire sufficiente rigidità degli irrigidimenti di bordo, devono essere rispettate le seguenti limitazioni:

$$0,2 \leq \frac{c}{b} \leq 0,6 \quad 0,1 \leq \frac{d}{b} \leq 0,3 \quad (\text{C4.2.108})$$

#### C4.2.12.2.2 *Inflessione trasversale delle ali*

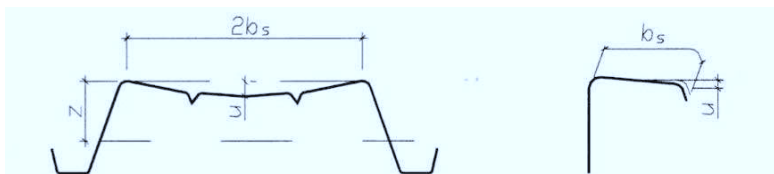
Negli elementi soggetti a flessione le ali molto larghe (sia tese sia compresse) tendono ad incurvarsi in direzione dell'asse neutro (*curling*).

Tale fenomeno può essere considerato, in assenza ed in presenza di irrigidimenti (purchè non ravvicinati tra loro), nel modo seguente.

Per una trave con asse rettilineo ed in riferimento alla Figura C4.2.25, si ha:

$$u = 2 \cdot \frac{\sigma_a^2 \cdot b_s^4}{E^2 \cdot t^2 \cdot z} \quad (\text{C4.2.109})$$

dove  $u$  è la massima inflessione trasversale verso l'asse neutro dell'ala,  $z$  è la distanza nominale dell'ala dall'asse neutro,  $t$  è lo spessore della membratura,  $b_s$  è la metà della distanza tra le anime (per sezioni a cassone o sezioni ad U) o la lunghezza della parte a sbalzo,  $\sigma_a$  è la tensione normale media nelle ali calcolata con riferimento all'area lorda.



**Figura C4.2.25 – Incurvamento delle piattabande**

Bisogna tener conto di questo fenomeno nel calcolo della resistenza flessionale quando  $u \geq 0,05 \cdot h$ , essendo  $h$  l'altezza della trave.

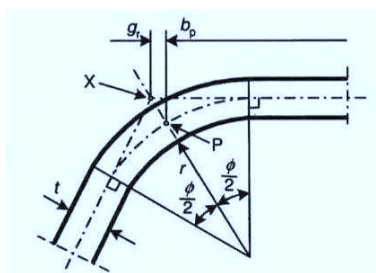
#### **C4.2.12.2.3 Classificazione delle sezioni, instabilità locale e distorsione delle sezioni trasversali**

Nelle membrature formate e freddo e nelle lamiere grecate, al fine della utilizzazione delle Tabelle C4.2.I, II e III delle NTC per la classificazione delle sezioni, la larghezza  $b_p$  degli elementi piani deve essere determinata a partire dai punti medi di raccordo di due lati adiacenti, secondo le indicazioni di Figura C4.2.26.

In Figura C4.2.26 il punto P è il punto medio del raccordo da considerare per determinare la larghezza dell'elemento piano; X è l'intersezione degli assi degli elementi piani.

Il raggio medio di piega del raccordo  $r_m$  si determina a partire dal raggio interno di piega  $r_m = r + 0,5 \cdot t$ , mentre la proiezione  $g_r$  del segmento PX sull'asse dell'elemento piano è uguale a

$$g_r = r_m \cdot [\tan(\Phi/2) - \sin(\Phi/2)]. \quad (\text{C4.2.110})$$



**Figura C4.2.26 – Determinazione del punto X per la valutazione della larghezza di elementi piani**

Alcuni esempi applicativi sono riportati in figura C4.2.27.

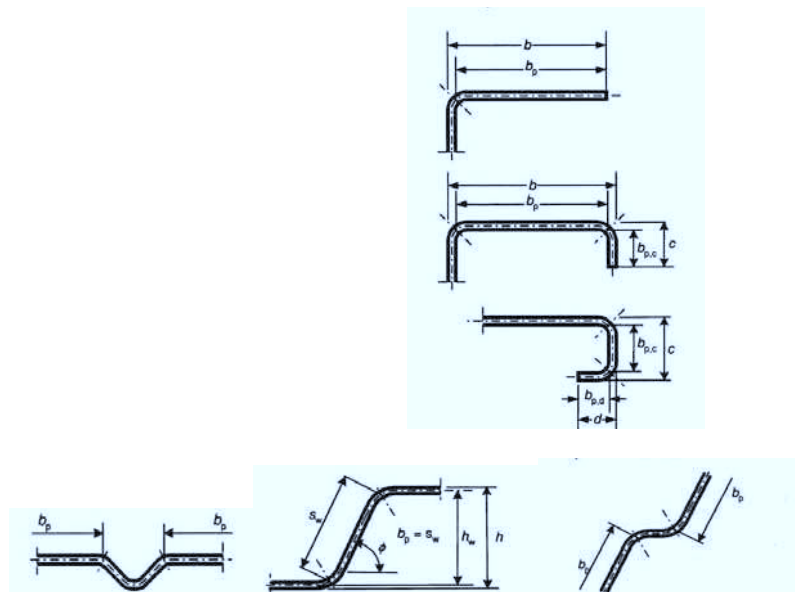


Figura C4.2.27 – Esempi di determinazione della larghezza  $b_p$

Nel caso di parti compresse appartenenti alle classi 3 e 4 si possono verificare fenomeni di instabilità locale e distorsione della sezione trasversale che interagiscono tra loro ed insieme alla inflessione trasversale delle aste compresse e/o inflesse. Questi fenomeni possono essere studiati mediante una specifica modellazione matematica. In alternativa si possono applicare i metodi semplificati indicati nel seguito.

Tipo di elemento	Modello	Tipo di elemento	Modello

Figura C4.2.28 – Modelli statici per diverse tipologie di elementi piani

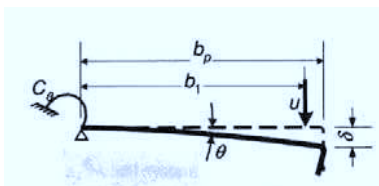
I vari tipi di elementi piani possono essere schematizzati con i modelli riportati in Figura C4.2.28.

Le parti piane compresse che, con la definizione di larghezza data sopra, non rispettano le limitazioni per la classe 3 sono soggette a fenomeni di ingobbamento locale i quali si possono considerare con il metodo delle larghezze efficaci, per la determinazione delle quali si devono seguire i criteri esposti al §C4.2.4.1.3.4.

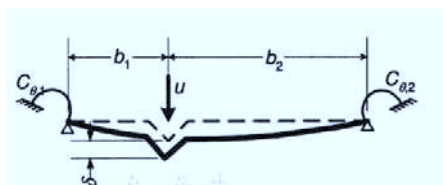
Tenendo presenti le larghezze efficaci degli elementi piani compressi, si possono determinare le grandezze geometriche efficaci che tengono conto dei fenomeni di instabilità locale e che sono richiamate al §4.2.4.1 delle NTC, nell'ipotesi che non intervenga la distorsione della sezione trasversale considerata più oltre.

Per discutere i fenomeni di distorsione della sezione trasversale si distinguono :

- elementi piani, con o senza irrigidimenti intermedi, delimitati da un'anima e da un irrigidimento di bordo (Figura C4.2.29);
- elementi piani compresi tra due anime con uno o più irrigidimenti intermedi (Figura C4.2.30).



**Figura C4.2.29** – Elementi piani delimitati da un'anima e da un irrigidimento di bordo



**Figura C4.2.30** – Elementi piani delimitati da due anime con irrigidimenti intermedi

L'irrigidimento, insieme alla larghezza collaborante che gli compete (Figura C4.2.31) viene studiato come trave compressa su letto elastico alla Winkler. Il letto elastico ha costante elastica dipendente dall'elemento piano e dalle altre parti della sezione della trave alle quali l'elemento è collegato.



**Figura C4.2.31** – Schematizzazione degli irrigidimenti

In Figura C4.2.32 sono riportati alcuni schemi statici di riferimento per il calcolo della costante  $k$  del letto elastico.

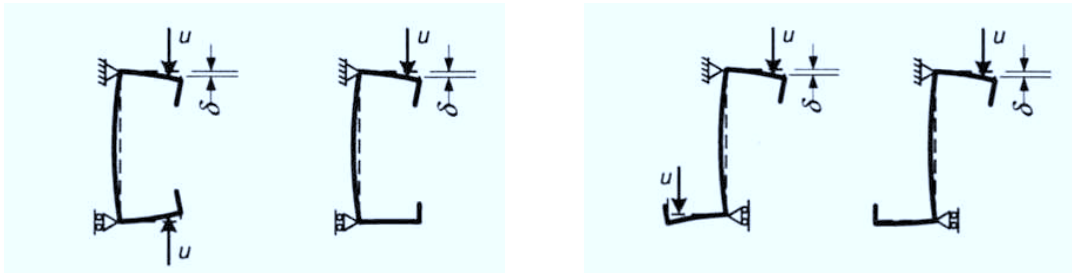


Figura C4.2.32 – Schemi di calcolo per la determinazione della costante elastica

Detti  $A_s$  l'area efficace dell'irrigidimento con la larghezza collaborante gli compete e  $I_s$  il momento di inerzia dell'irrigidimento con la larghezza collaborante gli compete, calcolato rispetto al suo asse baricentrico parallelo all'elemento piano collaborante, la tensione critica euleriana dell'irrigidimento compresso su letto elastico  $\sigma_{cr,s}$ , salvo più precise determinazioni teorico-numeriche, può essere assunta pari a

$$\sigma_{cr,s} = 2 \cdot \frac{\sqrt{k \cdot E \cdot I_s}}{A_s} \quad (C4.2.111)$$

La resistenza all'instabilità distorsionale dell'irrigidimento compresso  $\sigma_{d,Rd}$  dipende dalla snellezza adimensionale  $\lambda_d$

$$\lambda_d = \sqrt{\frac{f_{yk}}{\sigma_{cr,s}}} \quad (C4.2.112)$$

tramite il fattore di riduzione  $\chi_d$ , per cui risulta

$$\sigma_{d,Rd} = \chi_d(\lambda_d) f_{yk} \quad (C4.2.113)$$

essendo

$$\begin{aligned} \chi_d &= 1 && \text{per } \lambda_d < 0,65 \\ \chi_d &= 1,47 - 0,723 \cdot \lambda_d && \text{per } 0,65 \leq \lambda_d \leq 1,38 \\ \chi_d &= \frac{0,66}{\lambda_d} && \text{per } \lambda_d > 1,38 \end{aligned} \quad (C4.2.114)$$

Per semplicità ed in prima approssimazione si può assumere l'area ridotta dello irrigidimento, che tiene conto dell'instabilità distorsionale, pari a  $A_{s,rid} = \chi_d \cdot A_s$ .

Nel caso  $\chi_d < 1$ , per migliorare l'approssimazione si può far ricorso ad un processo iterativo che comporta le seguenti fasi:

- nuova definizione della larghezza efficace del pannello piano, riferita alla tensione massima di compressione,

$$\sigma_{\text{com,Ed,I}} = \chi_d \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad (\text{C4.2.115})$$

- nuova determinazione delle caratteristiche geometriche dell'irrigidimento,  $A_s$  e  $I_s$ ;
- determinazione della nuova tensione critica euleriana  $\sigma'_{\text{cr,s}}$ , della nuova snellezza  $\lambda'_d$  e della nuova resistenza all'instabilità distorsionale dell'irrigidimento compresso

$$\sigma'_{\text{d,Rd}} = \chi_d (\lambda'_d) f_{yk} \quad (\text{C4.2.116})$$

e così via iterando, fino a convergenza.

Una volta raggiunta la convergenza, l'area ridotta dell'irrigidimento, che tiene conto dell'instabilità distorsionale, è data da:

$$A_{\text{s,rid}} = \frac{\chi_d \cdot f_{yk} \cdot A_s}{\gamma_{M0} \cdot \sigma_{\text{com,Ed}}} \quad (\text{C4.2.117})$$

Per la determinazione delle caratteristiche geometriche della sezione trasversale della membratura l'area ridotta dell'irrigidimento  $A_{\text{s,rid}}$  può essere utilmente rappresentata mediante lo spessore ridotto dello stesso

$$t_{\text{rid}} = t \cdot \frac{A_{\text{s,rid}}}{A_s} \quad (\text{C4.2.118})$$

#### **C4.2.12.2.4 Verifiche di resistenza**

##### *C4.2.12.2.4.1 Verifiche di resistenza a trazione*

La resistenza di calcolo a trazione centrata della sezione lorda è:

$$N_{\text{t,Rd}} = \frac{A \cdot f_{\text{myk}}}{\gamma_{M0}} \quad (\text{C4.2.119})$$

dove  $A$  è l'area lorda della sezione trasversale e  $f_{\text{myk}}$  è il valore della tensione di snervamento media dopo formatura.

La resistenza di calcolo a trazione centrata della sezione lorda  $N_{t,Rd}$  è limitata dalla resistenza di calcolo della sezione netta, indebolita dai fori per i collegamenti di estremità  $F_{n,Rd}$  :

$$N_{t,Rd} \leq F_{n,Rd} = \frac{A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} \quad (C4.2.120)$$

essendo  $A_{net}$  l'area netta della sezione trasversale indebolita dai fori per i collegamenti di estremità e  $f_{tk}$  la resistenza a rottura dell'acciaio.

#### *C4.2.12.2.4.2 Verifiche di resistenza a compressione*

La resistenza di calcolo a compressione centrata della sezione lorda è data da

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad (C4.2.122)$$

se l'area efficace  $A_{eff}$  della sezione trasversale è minore dell' area lorda  $A$ , e da

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_{myk}}{\gamma_{M0}} \quad (C4.2.123)$$

se l'area efficace  $A_{eff}$  della sezione trasversale è uguale all'area lorda  $A$ .

#### *C4.2.12.2.4.3 Verifiche di resistenza a flessione*

La resistenza di calcolo a flessione rispetto ad un asse principale di inerzia è:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad (C4.2.124)$$

se il modulo di resistenza della sezione efficace,  $W_{eff}$ , è minore di quello dell'area lorda  $W$ , e da

$$M_{c,Rd} = \frac{W \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad (C4.2.125)$$

se  $W_{eff}=W$ , salvo più favorevoli indicazioni fornite da normative di comprovata validità:

#### *C4.2.12.2.4.4 Verifiche di resistenza a presso-tenso flessione*

Nel caso di pressoflessione, la condizione di resistenza è

$$\frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{M_{cy,Rd}} + \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{cz,Rd}} \pm \frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1 \quad (C4.2.126)$$

in cui  $\Delta M_{y,Ed}$  e  $\Delta M_{z,Ed}$  sono gli eventuali momenti flettenti addizionali dovuti allo spostamento del baricentro della sezione efficace rispetto al baricentro della sezione lorda.



Nella (C4.2.126) si considera il segno + quando la condizione più sfavorevole per la resistenza a flessione è dettata dalle fibre compresse; si considera il segno - quando la condizione più sfavorevole per la resistenza a flessione è dettata dalle fibre tese (di questa differenza si deve tener conto anche nella determinazione di  $M_{cy,Rd}$  e di  $M_{cz,Rd}$ ).

Nel caso di tensoflessione, la condizione di resistenza è

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{cy,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{cz,Rd}} \pm \frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1 \quad (C4.2.127)$$

Si applica il segno + quando la condizione più sfavorevole per la resistenza a flessione è dettata dalle fibre tese; si applica il segno - quando la condizione più sfavorevole per la resistenza a flessione è dettata dalle fibre compresse (di questa differenza si deve tener conto anche nella determinazione di  $M_{cy,Rd}$  e di  $M_{cz,Rd}$ ).

#### C4.2.12.2.4.5 Verifiche di resistenza a taglio

La resistenza di calcolo a taglio di un'anima senza irrigidimenti (Figura C4.2.33) è

$$V_{b,Rd} = \frac{h_w \cdot t \cdot f_{bv}}{\gamma_{M0} \cdot \sin \phi} \quad (C4.2.128)$$

dove  $t$  è lo spessore dell'anima,  $h_w$  è l'altezza dell'anima,  $\phi$  è l'angolo di inclinazione dell'anima e  $f_{bv}$  è la resistenza alle tensioni tangenziali dell'anima, che tiene conto dell'instabilità locale.

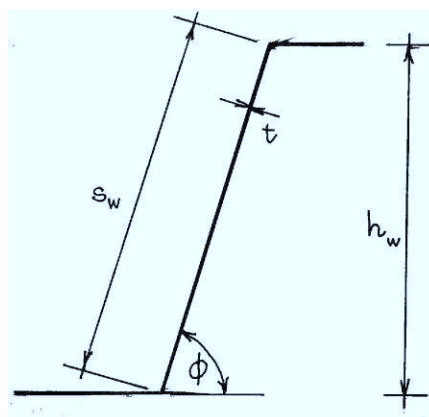
La resistenza alle tensioni tangenziali è data da

$$f_{bv} = f_{yk} \cdot \chi(\lambda_w) \quad (C4.2.129)$$

essendo  $\chi$  un coefficiente riduttivo, dipendente dalla snellezza adimensionale  $\lambda_w$  dell'anima,

$$\lambda_w = 0,346 \cdot \frac{s_w}{t} \cdot \sqrt{\frac{f_{yk}}{E}} \quad (C4.2.130)$$

dove  $s_w$  è la lunghezza dell'anima (Figura C4.2.33).



**Figura C4.2.33** – Anime di profili sottili

In presenza di irrigidimenti agli appoggi, atti ad incassare la reazione vincolare e a prevenire distorsioni dell'anima, si può assumere

$$\begin{aligned} \chi &= 0,58 && \text{per} && \lambda_w \leq 0,83 \\ \chi &= \frac{0,48}{\lambda_w} && \text{per} && \lambda_w > 0,83 \end{aligned} \quad (\text{C4.2.131})$$

in assenza di tali irrigidimenti si ha, invece,

$$\begin{aligned} \chi &= 0,58 && \text{per} && \lambda_w \leq 0,83 \\ \chi &= \frac{0,48}{\lambda_w} && \text{per} && 0,83 < \lambda_w < 1,40 \\ \chi &= \frac{0,67}{\lambda_w^2} && \text{per} && \lambda_w \geq 1,40 \end{aligned} \quad (\text{C4.2.132})$$

Per problemi particolari, quali:

- la resistenza a taglio di anime con irrigidimenti intermedi,
- la resistenza a carichi concentrati (intermedi o di estremità),
- la interazione tra taglio e flessione quando l'azione tagliante di calcolo  $V_{Ed} > 0,5 V_{b,Rd}$ ,
- la interazione tra carichi concentrati e flessione,

si rimanda a normative di comprovata validità.

#### ***C4.2.12.2.5 Verifiche di stabilità***

##### *C4.2.12.2.5.1 Verifiche di stabilità di aste compresse*

La resistenza delle aste compresse si valuta con i criteri di cui al §4.2.4.1.3 delle NTC adottando le curve di stabilità specificate nella Tabella C4.2.XXIII.

Si richiama l'attenzione sul fatto che per aste con sezione aperta a simmetria polare (profilati a Z e simili) i carichi critici torsionali possono essere inferiori a quelli flessionali; similmente, per aste con sezione aperta con un solo asse di simmetria i carichi critici flessotorsionali possono essere inferiori a quelli puramente flessionali.

##### *C4.2.12.2.5.2 Verifiche di stabilità di aste inflesse*

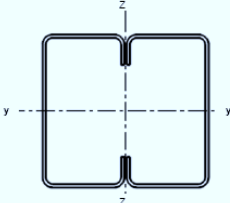
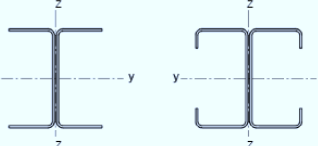

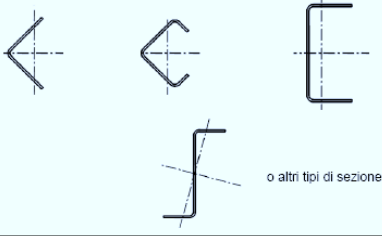
La verifica di stabilità di una trave inflessa soggetta a fenomeni di instabilità flessotorsionali si effettua con i criteri di cui al §4.2.4.1.3 delle NTC adottando la curva di stabilità b.

Tuttavia, quando l'area efficace ha assi principali di inerzia sensibilmente discosti da quelli dell'area lorda, quei criteri non sono applicabili e devono essere effettuate specifiche indagini numeriche.

##### *C4.2.12.2.5.3 Verifiche di stabilità di aste presso-inflesse*

Si tratta di problemi specifici per i quali si rinvia alla normativa di comprovata validità.

Tabella C4.2.XXIII Curve di stabilità per profili sottili compressi

Tipo di sezione	Inflessione intorno all'asse	Curva
	qualsiasi qualsiasi	b (se si usa $f_{yb}$ ) c (se si usa $f_{ya}$ )*
	y-y z-z	a b
	qualsiasi	b
 o altri tipi di sezione	qualsiasi	c

\* $f_{ya}$  può essere usato soltanto quando  $A_{eff} = A_g$

#### C4.2.12.2.6 Unioni

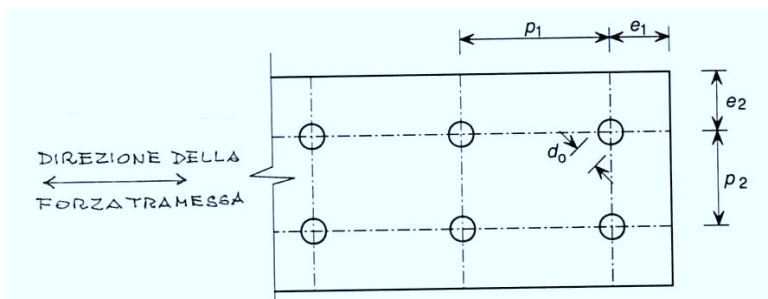
Nelle unioni dei profilati formati a freddo e delle lamiere grecate si possono impiegare, oltre ai mezzi d'unione classici, bulloni e saldature a cordoni d'angolo, trattati nelle NTC, altri mezzi di collegamento quali viti auto filettanti o automaschianti, chiodi sparati, chiodi ciechi, saldature per punti (a resistenza o per fusione) e bottoni di saldatura.

Poiché nelle unioni che interessano i profilati formati a freddo e le lamiere grecate possono intervenire elementi strutturali aventi spessori inferiori a 4 mm (minimo ammesso nelle NTC per gli elementi delle strutture di acciaio) sono necessari alcuni adattamenti ai piccoli spessori delle indicazioni delle Norme Tecniche anche per l'impiego dei bulloni e delle saldature.

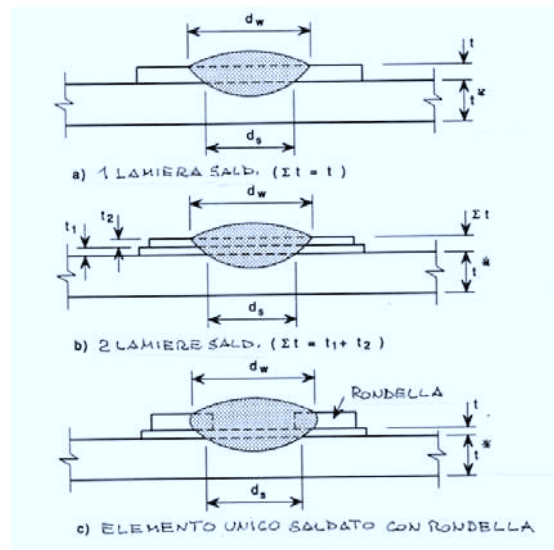
Data la varietà delle soluzioni tecnologiche disponibili per i mezzi di unione quali viti autofilettanti o automaschianti, chiodi sparati, chiodi ciechi, bottoni di saldatura, alcune grandezze della resistenza delle unioni sono basate su attendibili risultati sperimentali, disponibili in letteratura, altre sono invece da determinarsi sperimentalmente (con procedure EOTA) per le applicazioni specifiche.

*Simboli adottati nel seguito*

- t spessore minimo delle membrature interessate nel collegamento
- t<sub>1</sub> spessore massimo delle membrature interessate nel collegamento
- t\* spessore del materiale base nel quale sono ancorate le viti autofilettanti oppure i bottoni di saldatura
- d<sub>0</sub> diametro del foro per il mezzo di collegamento (Figura C4.2.34)
- d diametro del mezzo di collegamento (chiodo, vite, ecc.)
- d<sub>w</sub> diametro della testa della vite di collegamento o diametro della rondella sotto testa o diametro visibile del punto di saldatura (Figura C4.2.35)
- d<sub>s</sub> diametro efficace del punto o bottone di saldatura,
- $$d_s = 0,7 \cdot d_w - 1,5 \cdot \sum t \geq 0,55 \cdot d_w \quad (C4.2.133)$$
- d<sub>p</sub> diametro della saldatura del bottone,
- s passo della filettatura delle viti autofilettanti o automaschianti.



**Figura C4.2.34** – Parametri significativi per i collegamenti



**Figura C4.2.35 – Saldature a bottone**

In figura C4.2.34 sono indicati gli interassi e le varie distanze che interessano il dimensionamento dei collegamenti; in figura C4.2.35 sono indicati i diametri dei punti e bottoni di saldatura.

#### C4.2.12.2.6.1 Chiodi ciechi

##### C4.2.12.2.6.1.1 Chiodi ciechi soggetti a taglio

La resistenza a rifollamento è data da

$$F_{b,Rd} = \frac{\alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} \quad (C4.2.134)$$

dove

$$\begin{aligned} \alpha &= 3,6 \cdot \sqrt{\frac{t}{d}} \leq 2,1 && \text{per } t_1 = t \\ \alpha &= 2,1 && \text{per } t_1 \geq 2,5 \cdot t \end{aligned} \quad (C4.2.135)$$

Nei casi intermedi ( $t \leq t_1 < 2,5 t$ )  $\alpha$  può essere determinato per interpolazione lineare.

La resistenza allo strappo della lamiera collegata è data da

$$F_{t,Rd} = \frac{f_{tk} \cdot e_1 \cdot t}{l_1 \cdot 2 \cdot \gamma_{M2}} \quad (C4.2.136)$$

essendo  $e_1$  indicato in Figura C4.2.34.

La resistenza a trazione della sezione netta è data da

$$F_{n,Rd} = \frac{A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} \quad (C4.2.137)$$

Le formule (C4.2.134), (C4.2.136) e (C4.2.137) per chiodi ciechi sono valide per diametri  $d$  compresi nell'intervallo

$$1/10'' (\phi 2,6 \text{ mm}) \leq d \leq 1/4'' (\phi 6,4 \text{ mm}) \quad (C4.2.138)$$

e per geometrie del collegamento che rispettino le condizioni

$$e_1 \geq 1,5 \cdot d; \quad p_1 \geq 3 \cdot d; \quad e_2 \geq 1,5 \cdot d; \quad p_2 \geq 3 \cdot d \quad (C4.2.139)$$

Informazioni sulla resistenza a taglio, a trazione, ecc. dei chiodi ciechi devono essere dedotte sperimentalmente, con adeguata base statistica (EOTA), sulle specifiche produzioni.

#### *C4.2.12.2.6.2 Viti autofilettanti e automaschianti*

##### C4.2.12.2.6.2.1 Viti autofilettanti o automaschianti soggette a taglio

La resistenza a rifollamento è data da

$$F_{b,Rd} = \frac{\alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} \quad (C4.2.140)$$

dove

$$\begin{aligned} \alpha &= 3,6 \cdot \sqrt{\frac{t}{d}} \leq 2,1 && \text{per } t_1 = t \text{ oppure per } t_1 \geq 2,5 \cdot t \text{ e } t < 1\text{mm} \\ \alpha &= 2,1 && \text{per } t_1 \geq 2,5 \cdot t \text{ e } t \geq 1\text{mm} \end{aligned} \quad (C4.2.141)$$

Nei casi intermedi ( $t \leq t_1 < 2,5 t$ )  $\alpha$  può essere determinato per interpolazione lineare.

La resistenza allo strappo della lamiera collegata è data da

$$F_{t,Rd} = \frac{f_{tk} \cdot e_1 \cdot t}{1,2 \cdot \gamma_{M2}} \quad (C4.2.142)$$

essendo  $e_1$  indicato in Figura C4.2.34.

La resistenza a trazione della sezione netta è data da

$$F_{n,Rd} = \frac{A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} \quad (C4.2.143)$$

C4.2.12.2.6.2.2 Viti autofilettanti o automaschianti soggette a trazione

La resistenza all'imbutitura delle lamiere collegate è data da

$$F_{p,Rd} = \frac{f_{tk} \cdot d_w \cdot t}{\gamma_{M2}} \quad (C4.2.144)$$

Questo valore è da ridurre al 50 % quando queste viti sono adottate per collegamenti impegnati dagli effetti del vento.

La resistenza allo spanamento (strappo della filettatura) è data, infine, da

$$F_{0,Rd} = \frac{0,45 \cdot t^* \cdot d \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} \quad \text{per } t_1 < s \quad (C4.2.145)$$

$$F_{0,Rd} = \frac{0,65 \cdot t^* \cdot d \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} \quad \text{per } t_1 \geq s$$

Le formule (C4.2.140), (C4.2.142), (C4.2.143), (C4.2.144) e (C4.2.145) per viti autofilettanti e automaschianti sono valide per diametri  $d$  compresi nell'intervallo

$$3 \text{ mm} \leq d \leq 8 \text{ mm} \quad (C4.2.146)$$

e per geometrie del collegamento che rispettino le condizioni

$$e_1 \geq 3,0 \cdot d; \quad p_1 \geq 3 \cdot d; \quad e_2 \geq 1,5 \cdot d; \quad p_2 \geq 3 \cdot d \quad (C4.2.147)$$

I collegamenti con viti tese devono soddisfare, inoltre,

$$0,5 \text{ mm} \leq t \leq 1,5 \text{ mm} \quad \text{e} \quad t_1 \geq 0,9 \text{ mm} \quad (C4.2.148)$$

Informazioni sulla resistenza a taglio, a trazione, ecc. delle viti autofilettanti o auto-maschianti devono essere dedotte sperimentalmente, con adeguata base statistica (EOTA), sulle specifiche produzioni.

C4.2.12.2.6.3 Chiodi separatiC4.2.12.2.6.3.1 Chiodi separati soggetti a taglio

La resistenza a rifollamento è data da

$$F_{b,Rd} = \frac{3,2 \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} \quad (C4.2.149)$$

La resistenza a trazione della sezione netta è data da

$$F_{n,Rd} = \frac{A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} \quad (C4.2.150)$$



La resistenza all'imbutitura delle lamiere collegate è data da

$$F_{p,Rd} = \frac{f_{tk} \cdot d_w \cdot t}{\gamma_{M2}} \quad (C4.2.151)$$

Questo valore è da ridurre al 50 % quando queste viti sono adottate per collegamenti impegnati dagli effetti del vento.

Le formule (C4.2.148), (C4.2.150) e (C4.2.151) per chiodi sparati sono valide per diametri  $d$  compresi nell'intervallo

$$3,7 \text{ mm} \leq d \leq 6 \text{ mm} \quad (C4.2.152)$$

e per geometrie del collegamento che rispettino le condizioni

$$e_1 \geq 4,5 \cdot d; \quad p_1 \geq 4,5 \cdot d; \quad e_2 \geq 4,5 \cdot d; \quad p_2 \geq 4,5 \cdot d \quad (C4.2.153)$$

per  $d=3,7 \text{ mm}$   $t^* \geq 4 \text{ mm}$ ; per  $d=4,5 \text{ mm}$   $t^* \geq 6 \text{ mm}$ ; per  $d=5,2 \text{ mm}$   $t^* \geq 8 \text{ mm}$

I collegamenti con chiodi tesi devono soddisfare, inoltre,

$$0,5 \text{ mm} \leq t \leq 1,5 \text{ mm} \quad e \quad t^* \geq 6 \text{ mm} \quad (C4.2.154)$$

Informazioni sulla resistenza a taglio, a trazione, allo sfilamento ecc. dei chiodi sparati devono essere dedotte sperimentalmente, con adeguata base statistica (EOTA), sulle specifiche produzioni.

#### C4.2.12.2.6.4 Bulloni (per impiego con spessori minori di 4 mm)

Per le classi dei bulloni si veda il §11.3.4.5 delle NTC.

##### C4.2.12.2.6.4.1 Bulloni soggetti a taglio

La resistenza a rifollamento è data da

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \cdot \alpha_b \cdot k_t \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} \quad (C4.2.155)$$

dove

$$\alpha_b = \min \left[ 1; \frac{e_1}{3 \cdot d} \right] \quad e \quad (C4.2.156)$$

$$k_t = \frac{0,8 \cdot t + 1,5}{2,5} \quad \text{per } t \leq 1,25 \text{ mm}; \quad k_t = 1,0 \quad \text{per } t > 1,25 \text{ mm}. \quad (C4.2.157)$$

La resistenza a trazione della sezione netta è data da

$$F_{n,Rd} = \frac{\beta \cdot A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} \quad (C4.2.158)$$

in cui, detto  $r$  il rapporto tra il numero di bulloni nella sezione netta e il numero totale di bulloni impiegati ed  $u$  il minimo tra  $2 \cdot e_2$  e  $p_2$ , è

$$\beta = 1 + 3 \cdot r \cdot \left( \frac{d_0}{u} - 0,3 \right) \leq 1 \quad (\text{C4.2.159})$$

Per il calcolo della resistenza a taglio dei bulloni si applicano le formule (4.2.57) e (4.2.68) di cui al §4.2.8 delle NTC: con piccoli spessori di serraggio i piani di rescissione interessano sempre la parte filettata della vite.

#### C4.2.12.2.6.4.2 Bulloni soggetti a trazione

Per il calcolo della resistenza a trazione dei bulloni si applica la formula (4.2.61) di cui al §4.2.8 delle Norme Tecniche.

Le formule per i bulloni sono valide per bulloni di dimensione minima M6, per spessori  $t$  degli elementi da collegare compresi nell'intervallo  $0,75 \text{ mm} \leq t \leq 3 \text{ mm}$ , e per geometrie del collegamento che rispettino le condizioni

$$e_1 \geq d_0; \quad p_1 \geq 3,0 \cdot d_0; \quad e_2 \geq 1,5 \cdot d_0; \quad p_2 \geq 3,0 \cdot d_0 \quad (\text{C4.2.160})$$

#### *C4.2.12.2.6.5 Cordoni d'angolo (per impiego con spessori minori di 4 mm)*

Vale quanto riportato al §4.2.8 delle NTC.

#### *C4.2.12.2.6.6 Saldature per punti (a resistenza o per fusione)*

##### C4.2.12.2.6.6.1 Saldature per punti soggette a taglio

La resistenza a rifollamento è data da

$$F_{b,Rd} = \frac{2,7 \cdot f_{tk} \cdot d_s \cdot \sqrt{t}}{\gamma_{M2}} \quad \text{per } t \leq t_1 \leq 2,5 t$$

$$F_{b,Rd} = \min \left( \frac{2,7 \cdot f_{tk} \cdot d_s \cdot \sqrt{t}}{\gamma_{M2}}; \frac{0,7 \cdot f_{tk} \cdot d_s^2}{\gamma_{M2}}; \frac{3,1 \cdot f_{tk} \cdot d_s \cdot t}{\gamma_{M2}} \right) \quad \text{per } t_1 > 2,5 t \quad (\text{C4.2.161})$$

con  $t$  espresso in mm.

La resistenza allo strappamento della lamiera collegata è data da

$$F_{t,Rd} = \frac{1,4 \cdot f_{tk} \cdot e_1 \cdot t}{\gamma_{M2}} \quad (\text{C4.2.162})$$

La resistenza a trazione della sezione netta è data da

$$F_{n,Rd} = \frac{A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} \quad (C4.2.163)$$

La resistenza a taglio dei punti è data da

$$F_{v,Rd} = \frac{0,25 \cdot \pi \cdot d_s^2 \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} \quad (C4.2.164)$$

Le formule (C4.2.161), (C4.2.162), (C4.2.163), e (C4.2.164) per saldature per punti sono valide per geometrie del collegamento che rispettino le condizioni

$$2 \cdot d_s \leq e_1 \leq 6 \cdot d_s ; \quad 3 \cdot d_s \leq p_1 \leq 8 \cdot d_s ; \quad 1,5 \cdot d_s \leq e_2 \leq 4 \cdot d_s ; \quad 3 \cdot d_s \leq p_2 \leq 6 \cdot d_s \quad (C4.2.165)$$

dove  $d_s = 0,5 \cdot t + 5$  mm per punti di fusione e  $d_s = 5 \cdot t^{0,5}$ , t in mm, per punti a resistenza.

#### C4.2.12.2.6.7 Bottoni di saldatura

I bottoni di saldatura sono previsti per solo impiego a taglio

##### C4.2.12.2.6.7.1 Bottoni di saldatura soggetti a taglio

I bottoni possono essere circolari oppure oblunghi (Figura C4.2.36).

L'applicazione del procedimento è limitata a lamiere aventi spessore totale  $\Sigma t \leq 4$  mm.

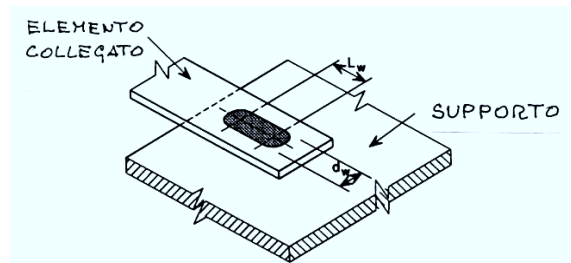


Figura C4.2.36 – Saldature oblunghe a bottone

Secondo la direzione della forza trasmessa, la distanza minima tra il centro del bottone ed il bordo libero deve soddisfare la relazione

$$e_1 \geq \frac{2,1 \cdot F_{w,Sd} \cdot \gamma_{M2}}{f_{tk} \cdot t} \quad (C4.2.166)$$

dove  $F_{w,Sd}$  è la resistenza a taglio del bottone, che per i bottoni circolari è data da

$$F_{w,Sd} = \frac{0,25 \cdot \pi \cdot d_s^2 \cdot 0,625 \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} \quad (C4.2.167)$$

con le seguenti limitazioni

$$\begin{aligned}
 F_{w,Sd} &\leq \frac{1,5 \cdot d_p \cdot f_{tk} \cdot \sum t}{\gamma_{M2}} && \text{per } \frac{d_p}{\sum t} \leq 18 \cdot \sqrt{\frac{420}{f_{tk}}}; \\
 F_{w,Sd} &\leq \frac{27 \cdot f_{tk} \cdot (\sum t)^2}{\gamma_{M2}} \cdot \sqrt{\frac{420}{f_{tk}}} && \text{per } 18 \cdot \sqrt{\frac{420}{f_{tk}}} < \frac{d_p}{\sum t} \leq 30 \cdot \sqrt{\frac{420}{f_{tk}}}; \quad (C4.2.168) \\
 F_{w,Sd} &\leq \frac{0,9 \cdot d_p \cdot f_{tk} \cdot \sum t}{\gamma_{M2}} && \text{per } \frac{d_p}{\sum t} > 30 \cdot \sqrt{\frac{420}{f_{tk}}};
 \end{aligned}$$

e che per i bottoni oblungi è data da

$$F_{w,Sd} = \frac{(0,25 \cdot \pi \cdot d_s^2 + L_w \cdot d_s) \cdot 0,625 \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} \quad (C4.2.169)$$

con la limitazione

$$F_{w,Sd} \leq \frac{(0,5 \cdot L_w + 1,67 \cdot d_p) \cdot f_{tk} \cdot \sum t}{\gamma_{M2}} \quad (C4.2.170)$$

essendo  $L_w$  indicato in Figura C4.2.36.

### C4.3 COSTRUZIONI COMPOSTE DI ACCIAIO-CALCESTRUZZO

Anche per le costruzioni composte acciaio-calcestruzzo, la gamma degli acciai da carpenteria normalmente impiegabili è stata estesa dall'acciaio S235 fino all'acciaio S460.

Il calcestruzzo ordinario deve avere classe non inferiore a C20/25 né superiore a C60/75, mentre il calcestruzzo con aggregati leggeri, la cui densità non può essere inferiore a 1800 kg/m<sup>3</sup>, deve avere classe non inferiore a LC20/22 e non superiore a LC55/60. Calcestruzzi di classe di resistenza superiori a C45/55 e LC 40/44, rispettivamente, richiedono comunque uno studio adeguato e specifiche procedure per il controllo di qualità.

La classificazione delle sezioni è analoga a quella delle strutture metalliche, salvo tener conto del favorevole effetto irrigidente della soletta, e simili sono i metodi di verifica.

Oltre agli usuali stati limite, devono essere considerati anche lo SLU di resistenza e lo SLE della connessione acciaio-calcestruzzo.

Analogamente a quanto previsto per le strutture metalliche, anche per le strutture composte è possibile impiegare per l'analisi globale delle strutture, in alternativa al metodo elastico e sotto date condizioni, il metodo plastico, il metodo elastico con redistribuzione o il metodo elasticoplastico.

Problematiche specifiche, quali la larghezza collaborante della soletta, le connessioni acciaio-calcestruzzo, le colonne composte e le lamiere grecate sono trattate con diverso grado di approfondimento, privilegiando gli aspetti più generali e rimandando per problematiche più specialistiche a normative di comprovata validità, in particolare agli Eurocodici.

### **C4.3.1 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA**

La valutazione della sicurezza è illustrata al § 4.3.1 delle NTC

### **C4.3.2 ANALISI STRUTTURALE**

#### **C4.3.2.1 Classificazione delle sezioni**

La classificazione di una sezione composta acciaio-calcestruzzo può farsi con riferimento alla sola sezione metallica, adottando quindi come classe quella meno favorevole delle parti metalliche.

In ogni caso, una piattabanda metallica, efficacemente collegata ad una soletta in calcestruzzo mediante connettori soddisfacenti alle condizioni date in C4.3.4.1 delle NTC, può essere classificata in classe 1.

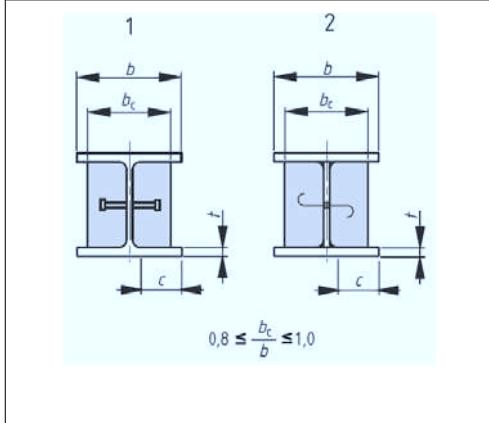
Una piattabanda metallica di una sezione parzialmente rivestita di calcestruzzo può essere classificata in accordo con la Tabella C4.3.I. In una sezione parzialmente rivestita di calcestruzzo, il calcestruzzo che circonda l'anima dovrebbe essere efficacemente collegato alla sezione metallica e dovrebbe impedire l'instabilità dell'anima o della piattabanda compressa verso l'anima.

In sezioni di classe 1 e 2 le barre metalliche comprese entro la larghezza di soletta collaborante dovrebbero essere esclusivamente in acciaio B450C. Inoltre, se il momento resistente della sezione è determinato mediante il calcolo plastico, l'area d'armatura tesa  $A_s$  deve soddisfare la relazione

$$A_s \geq \delta \frac{f_{yk}}{235} \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{sk}} \cdot A_c \cdot \sqrt{k_c} \quad (C4.3.1)$$

dove  $A_c$  è l'area collaborante della soletta,  $f_{yk}$  è la tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio strutturale,  $f_{sk}$  è la tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio d'armatura,  $f_{ctm}$  è la resistenza media a trazione del calcestruzzo,  $k_c$  è un coefficiente dato nel seguito che tiene conto della distribuzione delle tensioni nella sezione immediatamente prima della fessurazione, e  $\delta$  è un coefficiente dipendente dalla classe della sezione, uguale a 1,0 per sezioni di classe 2 e a 1,1 per sezioni di classe 1 sede di cerniera plastica.

**Tabella C4.3.I** Classificazione di piattabande compresse in profilati o in sezioni saldate parzialmente rivestiti

	<p>Classe 1: <math>\frac{c}{t} \leq 9 \varepsilon</math></p> <p>Classe 2: <math>9 \varepsilon \leq \frac{c}{t} \leq 14 \varepsilon</math></p> <p>Classe 2: <math>14 \varepsilon \leq \frac{c}{t} \leq 20 \varepsilon</math></p> <p>Classe 4: <math>\frac{c}{t} &gt; 20 \varepsilon</math></p>
---	---

Il coefficiente  $k_c$  è uguale a

$$k_c = 0,3 + \frac{1}{1 + \frac{h_c}{2 z_0}} \leq 1,0 \quad (\text{C4.3.2})$$

dove  $h_c$  è l'altezza della soletta, escludendo ispessimenti locali o nervature, e  $z_0$  la distanza tra il baricentro della soletta non fessurata e il baricentro della sezione composta, considerata tutta reagente, calcolato in riferimento al coefficiente di omogeneizzazione a breve termine.

#### C4.3.2.3 Larghezze efficaci

Nella figura 4.3.1. il termine  $b_c$  è da intendersi il termine  $b_0$  della formula 4.3.2, cioè la distanza tra gli assi dei connettori. Inoltre, si evidenzia un refuso nell'espressione di  $b_{ei}$  che non è  $b_{ei} = \min(L_e/8, b_i)$ , bensì  $b_{ei} = \min(L_e/8, b_i - b_0/2)$ .

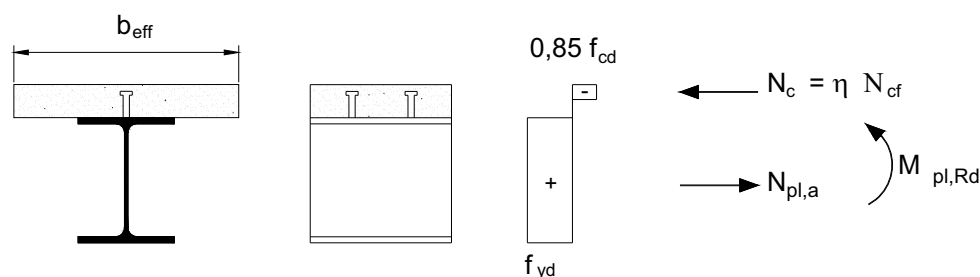
#### C4.3.3 RESISTENZE DI CALCOLO

#### C4.3.4 TRAVI CON SOLETTA COLLABORANTE

##### C4.3.4.2 Resistenza delle sezioni

Il momento resistente,  $M_{pl,Rd}$  di una sezione composta di classe 1 o 2 si valuta nell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane, assumendo un diagramma equilibrato delle tensioni nella sezione, come indicato in Figura C4.3.1, e considerando nullo il contributo del calcestruzzo teso.

L'armatura longitudinale in soletta si ipotizza plasticizzata, sia in trazione sia in compressione, così come l'acciaio strutturale. A momento positivo, la parte compressa della sezione efficace della soletta in calcestruzzo si considera uniformemente compressa con tensione di compressione pari  $0,85f_{cd}$ , e la risultante di compressione è detta  $N_{cf}$ .

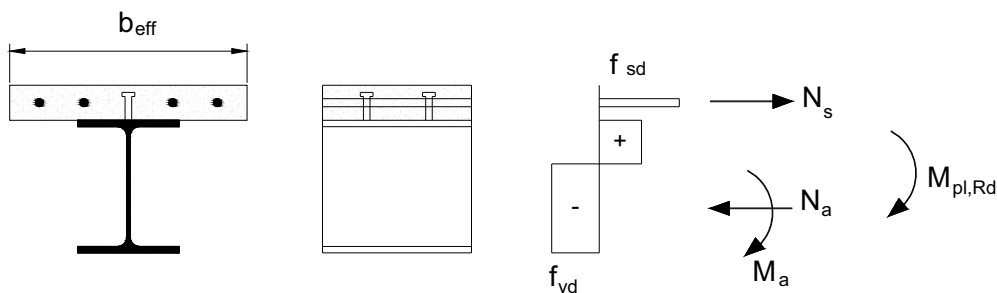


**Figura C4.3.1** - Distribuzione delle tensioni plastiche allo SLU per il calcolo del momento resistente positivo

Si dice grado di connessione  $\eta$  il rapporto  $\eta = N_c / N_{cf}$  tra il massimo sforzo trasmissibile dalla connessione  $N_c$  e la risultante delle compressioni in soletta  $N_{cf}$ .

Nel caso di connessione a pieno ripristino ( $\eta = 1$ ) si ha  $N_c = N_{cf}$ .

La resistenza del calcestruzzo a trazione è trascurata ed in genere la connessione a taglio è sufficiente a trasferire la risultante di trazione delle barre d'armatura in soletta, calcolata ipotizzando le barre d'armatura completamente snervate e soggette ad una tensione pari ad  $f_{sd}$ , Figura (C4.3.2).

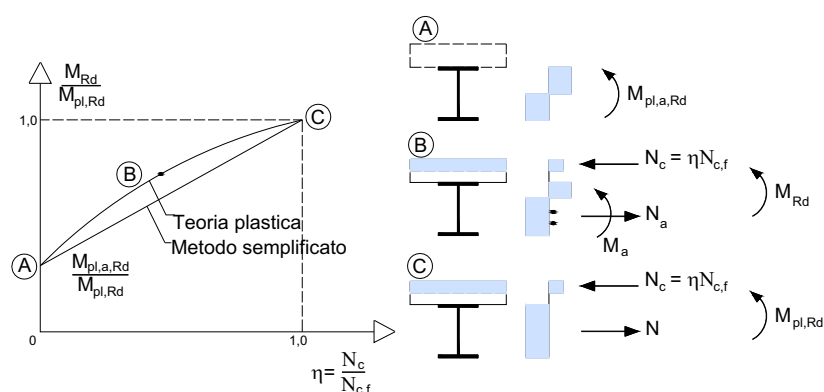


**Figura C4.3.2** - Distribuzione delle tensioni plastiche allo SLU per il calcolo del momento resistente negativo

Quando la connessione a taglio è a parziale ripristino di resistenza ( $\eta < 1$ ) e realizzata con connettori “duttili”, il momento resistente,  $M_{Rd}$ , è calcolato utilizzando il metodo rigido-plastico ed il valore ridotto della risultante delle compressioni in soletta,  $N_c$ . In particolare, può assumersi una relazione lineare tra il grado di connessione  $\eta$  ed il momento resistente ottenibile, vedi Figura C4.3.3, rappresentata dalla formula

$$M_{Rd} = M_{pl,a,Rd} + (M_{pl,Rd} - M_{pl,a,Rd}) \cdot \eta \quad (C4.3.3)$$

dove  $M_{pl,a,Rd}$  è il momento plastico della sola sezione in acciaio.



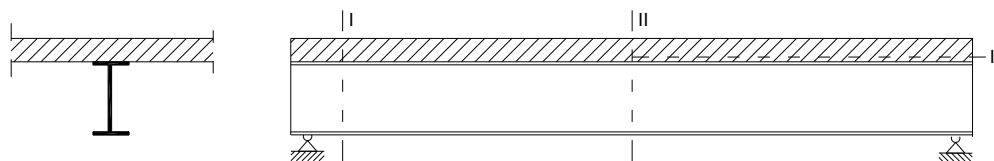
**Figura C4.3.3** - Relazione tra il momento resistente della trave e il grado di connessione per connettori a taglio duttili

#### C4.3.4.3 Sistemi di connessione acciaio-calcestruzzo

Nelle NTC, in linea con l'Eurocodice 4 e con le CNR 10016/2000, per le travi con soletta collaborante, sono considerate sia connessioni “complete” a taglio, sia connessioni “parziali” a taglio.

Nel seguito viene discusso il concetto di connessione a taglio (“completa” o “parziale”) e vengono illustrate le limitazioni applicative.

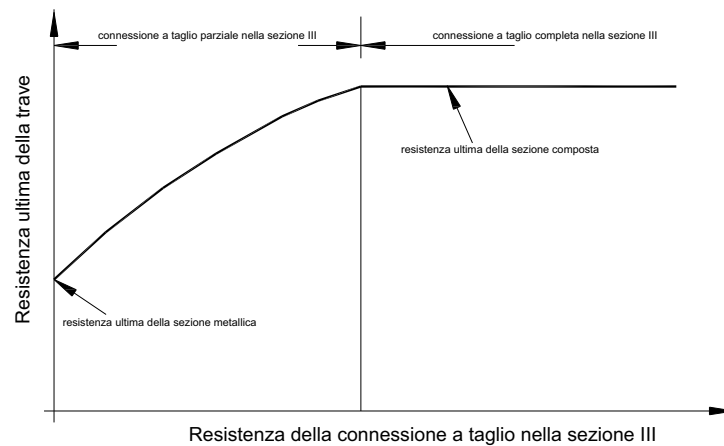
Si ha connessione a taglio “completa” quando i connettori nel loro insieme sono così robusti che la capacità portante limite della struttura è determinata dalla massima resistenza flessionale. Ad esempio, nel caso di connessione a taglio “completa” lungo la sezione III la capacità portante limite della trave di acciaio con soletta collaborante rappresentata in Figura C4.3.5, semplicemente appoggiata agli estremi e soggetta ad un carico uniformemente distribuito, si raggiunge quando nella sezione II si stabilisce la distribuzione di tensioni normali che corrisponde al momento plastico.



**Figura C4.3.5** – Trave d'acciaio con soletta collaborante

Nel caso di connessione “completa” a taglio, Pertanto, un eventuale incremento del numero dei connettori a taglio nella sezione III non si tradurrebbe un aumento della capacità portante, essendo determinante la resistenza flessionale.





**Figura C4.3.6** – Legame tra resistenza della trave e resistenza della connessione

Per contro, quando si dispongono connettori in minor numero si avrà una capacità portante ridotta, che dipende dalla numerosità dei connettori disposti nella sezione III, perché si riduce la risultante delle tensioni normali (di trazione e compressione) e quindi il momento limite nella sezione II: in questo caso si parla di connessione “parziale” a taglio.

In Figura C4.3.6 è schematizzato quanto sopra esposto: in ascisse è riportata la resistenza della connessione a taglio nella sezione III, in ordinate la capacità portante ultima della trave composta.

Al limite, quando mancassero del tutto i connettori, la resistenza della soletta può essere trascurata rispetto a quella della trave in acciaio.

L’applicazione della connessione “parziale” a taglio ha interesse per le travi composte acciaio – calcestruzzo nelle quali non è necessario sfruttare a fondo la collaborazione tra i due materiali per ottenere la resistenza richiesta.

Questo concetto si applica, ad esempio, alle travi composte quando la solette vengono gettate su casseri non puntellati, ma sostenuti direttamente dalle travi. Le travi devono essere dimensionate per sostenere il peso del getto cosicché, dopo l’indurimento del calcestruzzo, la connessione “completa” può portare a travi più robuste del richiesto.

Questo concetto si applica, ad esempio, alle travi composte quando le limitazioni di deformabilità negli stati limiti di esercizio governano la progettazione.

Situazione analoga si ha quando per ragioni tecniche o economiche il progettista è portato a preferire travi metalliche con sezione maggiore e minore numero di connettori, piuttosto che travi con sezione ridotta e maggior numero di connettori, come accade quando la soletta è gettata su una lamiera grecata perché la posizione e larghezza delle onde limita posizione e numero dei connettori.

### **C4.3.4.3.1 Connessioni a taglio con pioli**

#### *C4.3.4.3.1.1 Disposizioni e limitazioni*

Le regole di progetto contenute nel §4.3.4 delle NTC per la verifica delle travi in soluzione composta acciaio-calcestruzzo riguardano elementi strutturali realizzati con connettori a taglio dotati di comportamento duttile. In particolare, tale condizione è imprescindibile allorquando si applichi il calcolo plastico per la definizione del momento resistente della trave.

Tale requisito di duttilità da parte della connessione a taglio tra trave e soletta si ritiene soddisfatto se i pioli hanno una capacità deformativa a taglio superiore a 6 mm; ma tale valore deve essere convalidato da apposite prove o comunque certificato dal produttore dei pioli. In alternativa, il comportamento dei pioli può essere assunto come “duttile” sull’intera luce di una trave d’impalcato se:

- i pioli hanno una altezza minima dopo la saldatura pari a 76 mm ed un diametro pari a 19 mm;
- la sezione in acciaio ad I o H è laminata a caldo;
- quando, nel caso si utilizzino lamiere grecate per il solaio, queste siano continue sulla trave;
- in ogni greca sia disposto un unico piolo;
- la lamiera grecata soddisfi le limitazioni  $b_0/h_p \geq 2$  e  $h_p \leq 60$  mm (vedi figg. 4.3.4.a e 4.3.4.b delle NTC);
- la forza agente in soletta sia calcolata utilizzando il metodo per il calcolo del momento plastico.

Sotto tali condizioni il grado di connessione  $\eta$ , definito al §C4.3.4.2, deve soddisfare le seguenti limitazioni

$$\eta \geq \max \left\{ \left[ 1 - \left( \frac{355}{f_y} \right) \cdot (1,0 - 0,04 \cdot L_e) \right]; 0,4 \right\} \quad \text{per } L_e \leq 25 \text{ m} \quad (\text{C4.3.4})$$

$$\eta \geq 1 \quad \text{per } L_e > 25 \text{ m}$$

dove con  $L_e$  si è indicata la distanza, in metri, tra i punti di momento nullo nella parte di trave soggetta a momento positivo.

Alternativamente possono essere considerati come “duttili” i pioli aventi altezza non inferiore a 4 volte il loro diametro, un diametro compreso tra 16 mm e 25 mm, saldati su un profilo a piattabande uguali, ed un grado di connessione che rispetta le seguenti limitazioni

$$\eta \geq \max \left\{ \left[ 1 - \left( \frac{355}{f_y} \right) \cdot (0,75 - 0,03 \cdot L_e) \right]; 0,4 \right\} \quad \text{per } L_e \leq 25 \text{ m} \quad (\text{C4.3.5})$$

$$\eta \geq 1 \quad \text{per } L_e > 25 \text{ m}$$

Per una casistica più generale, si rimanda a normativa di comprovata validità.

La spaziatura massima tra i connettori deve essere pari a  $s_{\text{MAX}} = 22 \cdot t_f \cdot \sqrt{235/f_{yk}}$  per le travi collaboranti con solette piene o solette gettate su lamiera con greche parallele all’asse della trave;  $s_{\text{MAX}} = 15 \cdot t_f \cdot \sqrt{235/f_{yk}}$  nel caso in cui le greche della lamiera siano ortogonali all’asse della trave, dove con  $t_f$  si è indicato lo spessore della piattabanda del profilo e con  $f_{yk}$  la tensione di snervamento della piattabanda del profilo. In ogni caso la spaziatura massima deve essere inferiore a 800mm. La spaziatura minima dei connettori a pioli deve essere non minore di 5 volte il diametro del gambo del connettore. In direzione ortogonale alla forza di scorrimento l’interasse dei pioli non deve essere inferiore a 2,5 volte il diametro del gambo per le solette in calcestruzzo piene ed a 4 volte il diametro del gambo per tutti gli altri tipi di soletta.

I connettori possono essere disposti uniformemente tra i punti di momento massimo e minimo della trave solo nel caso di sezioni di classe 1 e classe 2 e se il fattore di connessione  $\eta$  rispetta le limitazioni sopra indicate. Se l’azione composta della connessione è tale da definire una sezione con un momento plastico resistente maggiore di 2,5 volte quello della sola sezione in acciaio è necessario eseguire verifiche supplementari nelle sezioni intermedie tra quelle di massimo e minimo momento perché in tale caso il sistema di connessione potrebbe avere un comportamento non duttile.

#### C4.3.4.3.1.2 Resistenza dei connettori a sollecitazioni combinate

Quando i connettori a taglio disposti sul profilo in acciaio sono simultaneamente considerati efficaci per due elementi ortogonali, come ad esempio nel caso di una trave composta longitudinale e di una soletta composta, si deve considerare la combinazione delle forze di connessione provenienti dai due elementi strutturali e la verifica di resistenza del connettore può essere eseguita con la formula

$$\frac{F_l^2}{P_{l,Rd}^2} + \frac{F_t^2}{P_{t,Rd}^2} \leq 1,0 \quad (\text{C4.3.6})$$

dove  $F_l$  è l’azione longitudinale di progetto derivante dall’elemento principale, mentre  $F_t$  è la forza di progetto trasversale derivante dall’elemento secondario e  $P_{l,Rd}$  e  $P_{t,Rd}$  sono le resistenze a taglio del singolo connettore in direzione longitudinale e trasversale. La resistenza del connettore nelle

due direzioni può assumere valori differenti a causa del diverso grado di ricoprimento offerto dal calcestruzzo al connettore a piolo nelle due direzioni (longitudinale e trasversale).

#### **C4.3.4.3.3 Valutazione delle sollecitazioni di taglio agenti sul sistema di connessione**

Il calcolo della forza di scorrimento a taglio necessaria per il progetto dei connettori può essere condotta utilizzando sia la teoria elastica sia la teoria plastica. Per le connessioni a completo ripristino di resistenza, in sezioni progettate utilizzando il calcolo plastico, la forza totale di scorrimento con cui progettare la connessione tra la sezione di massimo momento positivo e un appoggio di estremità è data da

$$V_{ld} = F_{cf} = \min \left\{ \frac{A_a \cdot f_{yk}}{\gamma_a}; 0,85 \frac{f_{ck} \cdot A_c}{\gamma_c} + \frac{A_{se} \cdot f_{sk}}{\gamma_s} \right\} \quad (C4.3.7)$$

dove  $A_a$ ,  $A_c$  ed  $A_{se}$  sono le aree,rispettivamente, del profilo in acciaio, della soletta di calcestruzzo e dell'armatura compressa. La forza di scorrimento tra una sezione soggetta al minimo momento flettente e la sezione soggetta al massimo momento flettente (appoggio intermedio e campata) è pari a

$$V_{ld} = F_{cf} + \frac{A_s \cdot f_{sk}}{\gamma_s} + \frac{A_{ap} \cdot f_{yp}}{\gamma_{ap}} = \min \left\{ \frac{A_a \cdot f_{yk}}{\gamma_a}; 0,85 \frac{f_{ck} \cdot A_c}{\gamma_c} + \frac{A_{se} \cdot f_{sk}}{\gamma_s} \right\} + \frac{A_s \cdot f_{sk}}{\gamma_s} + \frac{A_{ap} \cdot f_{yp}}{\gamma_{ap}} \quad (C4.3.8)$$

dove  $A_{ap}$  è l'area della lamiera grecata, da considerarsi solo se è dimostrata la sua efficacia,  $f_{yp}$  la sua tensione di snervamento e  $A_s$  e  $f_{sk}$  sono, rispettivamente, l'area e la tensione di snervamento delle barre d'armatura in soletta.

Nel caso di connessione a parziale ripristino di resistenza con connettori duttili, si può assumere che allo stato limite ultimo si sviluppino scorrimenti sufficienti per ottenere nelle sezioni critiche i momenti resistenti calcolati sulla base della teoria plastica. In tal caso, la forza di scorrimento agente tra la sezione di estremità della trave e la sezione a momento flettente massimo si assume pari a

$$V_{ld} = F_c = \eta \times F_{cf} = \frac{M_{Rd} - M_{a,pl,Rd}}{M_{pl,Rd} - M_{a,pl,Rd}} \times F_{cf} \quad (C4.3.9)$$

mentre la forza di scorrimento tra la sezione a massimo momento flettente positivo e la sezione e minimo momento flettente negativo è pari a

$$V_{ld} = F_c + \frac{A_s \cdot f_{sk}}{\gamma_s} + \frac{A_{ap} \cdot f_{yp}}{\gamma_{ap}} \quad (C4.3.10)$$

Se si utilizza per le sezioni trasversali la teoria elastica, anche la forza di scorrimento per unità di lunghezza deve essere calcolata utilizzando la teoria elastica, considerando l'aliquota di taglio che agisce dopo che la connessione si è attivata. Le proprietà statiche della sezione trasversale devono essere uguali a quelle utilizzate nel calcolo delle tensioni normali.

Per le travate da ponte, nello stato limite di esercizio, il taglio longitudinale per ciascun connettore non deve eccedere il 60 % della resistenza di progetto.

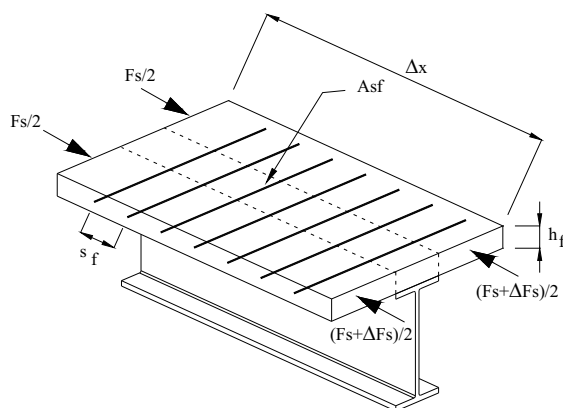
#### **C4.3.4.3.5 Armatura trasversale (delle travi composte)**

La disposizione dell'armatura trasversale in soletta secondo le tipologie mostrate nelle figure 4.3.5a, 4.3.5b e 4.3.5c delle NTC è necessaria per l'eliminazione di possibili rotture fragili nel calcestruzzo a causa degli elevati sforzi di taglio che si concentrano in prossimità della connessione piolata. Le superfici interessate dai maggiori sforzi di taglio sono differenti a seconda della tipologia di soletta considerata nel progetto della trave composta e comunque l'armatura trasversale deve essere disposta in modo tale da rinforzare e cucire tali superfici di scorrimento potenziali.

La sollecitazione di taglio agente lungo tali superfici critiche,  $v_{Ed}$ , è determinata, sulla base delle ipotesi di calcolo seguite per la definizione del momento resistente plastico della sezione, dalla forza di compressione massima sviluppata in soletta. Per cui la sollecitazione di taglio per unità di lunghezza si ricava, vedi figura C4.3.7, dalla formula

$$v_{Ed} = \frac{\Delta F_s}{\Delta x \cdot h_f} \quad (C4.3.11)$$

dove  $h_f$  è lo spessore della piattabanda in calcestruzzo e  $\Delta x$  la distanza tra la sezione di momento massimo o minimo e la sezione di momento nullo.



**Figura C4.3.7.** Distribuzione della sollecitazione di taglio longitudinale nella piattabanda in calcestruzzo.

L'area dell'armatura minima necessaria all'assorbimento della sollecitazione  $v_{Ed}$  è data da

$$\frac{A_{sf} \cdot f_{sk}}{\gamma_s \cdot s_f} \geq v_{Ed} \cdot h_f \quad (C4.3.12)$$

dove  $A_{sf}$  è l'area della singola barra d'armatura disposta ad un interasse  $s_f$ . Per evitare la rottura del calcestruzzo compresso è necessario imporre che

$$v_{Ed} \leq 0,3 \left[ 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (C4.3.13)$$

Se le tensioni  $v_{Ed}$  sono inferiori a  $0,4f_{ctd}$ , dove  $f_{ctd}$  è la resistenza a trazione di progetto del calcestruzzo, non è necessario disporre apposita armatura trasversale.

#### **C4.3.4.4 Instabilità flessio-torsionale delle travi composte.**

Nel caso in cui la soletta in calcestruzzo collaborante sia garantita nei riguardi dell'instabilità laterale, è possibile assumere che la piattabanda superiore del profilo d'acciaio connesso a taglio alla soletta sia stabile lateralmente. In tutti gli altri casi è necessario verificare la sicurezza delle ali dei profili nei riguardi della stabilità.

In generale è sempre possibile verificare l'instabilità flessio-torsionale dei profili in acciaio trascurando il ritengo torsionale costituito dalla soletta in calcestruzzo ed utilizzando le formule ed i metodi proposti nel § C.4.2 del presente documento e nelle NTC.

In alternativa è possibile considerare il contributo alla stabilità laterale fornito dalla soletta. Il momento resistente di progetto nei confronti dell'instabilità flessio-torsionale è pari a:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot M_{Rd} \quad (C4.3.14)$$

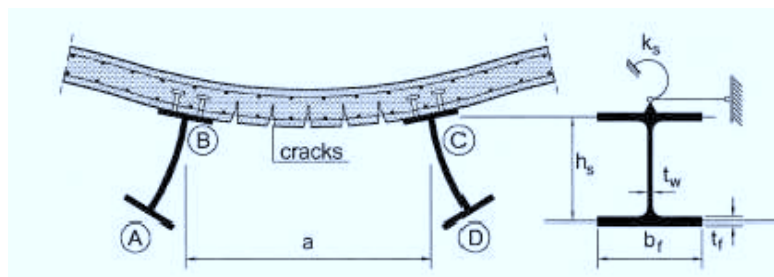
dove  $\chi_{LT}$  è il fattore riduttivo della resistenza flessionale  $M_{Rd}$  espresso, tramite la formula 4.2.51 delle NTC, in funzione della snellezza relativa  $\lambda_{LT}$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{M_{Rk}}{M_{cr}}} \quad (C4.3.15)$$

dove  $M_{Rk}$  è il momento resistente della sezione composta, calcolato utilizzando i valori caratteristici delle resistenze, e  $M_{cr}$  è il momento critico corrispondente all'instabilità flesso-torsionale, calcolato per la trave di maggior luce e con il maggiore momento sollecitante negativo.

Se sono verificate le seguenti ipotesi:

- la flangia superiore del profilo è connessa alla soletta;
- la soletta è composta e fissata su due profili contigui a formare una sezione ad "U invertita" (v. Figura C4.3.4);
- in ogni punto di appoggio l'elemento in acciaio ha la flangia inferiore bloccata lateralmente e l'anima irrigidita,



**Figura C4.3.4.** Telaio ad U invertita: A-B-C-D

il contributo stabilizzante da considerare nel calcolo di  $M_{cr}$  si può valutare definendo la rigidezza rotazionale  $k_s$  per unità di lunghezza della soletta d'impalcato come:

$$k_s = \frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2} \quad (C4.3.16)$$

dove  $k_1$ , rigidezza flessionale in fase fessurata della soletta in calcestruzzo o composta ed in direzione trasversale ai profili d'acciaio, è definita come  $k_1 = \alpha(EJ)_2/a$ , in cui  $\alpha=2$  per le travi esterne ed  $\alpha=3$  per le travi interne (per un telaio con più di 4 travi  $\alpha=4$  per le travi più interne) e  $a$  è

la distanza tra due profili consecutivi;  $(EJ)_2$  è il modulo di rigidezza fessurato per unità di larghezza della soletta;  $k_2$  è la rigidezza flessionale dell'anima del profilo d'acciaio, che vale

$$k_2 = \frac{E_a \cdot t_w^3}{4(1-\nu^2) \cdot h_s} \quad (C4.3.17)$$

dove  $\nu$  è il coefficiente di Poisson,  $h_s$  è l'altezza del profilo in acciaio e  $t_w$  è lo spessore dell'anima.

Nel caso in cui la trave composta sia continua su più appoggi o faccia parte di un telaio a più campate e sia di classe 1, 2 o 3 la sezione può essere progettata senza un sistema di stabilizzazione laterale se sono soddisfatte le seguenti condizioni:

- (a) le luci di campate adiacenti non differiscono tra loro di più del 20% (15% nel caso di una campata esterna a sbalzo e della campata adiacente);
- (b) il carico su ogni campata è uniformemente distribuito ed i carichi permanenti costituiscono più del 40% dei carichi di progetto;
- (c) la piattabanda superiore è collegata alla soletta;
- (d) la soletta è connessa ad un altro profilo in acciaio che la supporta e che è parallelo alla trave composta considerata;
- (e) se la soletta è composta, questa connette due profili in acciaio a formare un telaio ad "U invertita";
- (f) in ogni punto di appoggio l'elemento in acciaio ha la piattabanda inferiore lateralmente bloccata e l'anima irrigidita;
- (g) se la sezione in acciaio non è rivestita di calcestruzzo, rispetta i limiti imposti, sull'altezza della sezione, nella Tabella C4.3.II;
- (h) se l'elemento della sezione è parzialmente rivestito di calcestruzzo, l'altezza  $h$  della sua sezione in acciaio non eccede l'altezza fornita in Tabella C4.3.II di più di 200 mm, per le classi d'acciaio **S235**, **S275** ed **S355**, e di più di 150 mm, per le classi **S420** ed **S460**.

**Tabella C4.3.II.** Altezza massima in mm dell'elemento in acciaio non rivestito

Elemento in acciaio	Grado nominale dell'acciaio			
	<b>S235</b>	<b>S275</b>	<b>S355</b>	<b>S420 e S460</b>
<b>IPE</b>	600	550	400	270
<b>HE</b>	800	700	650	500



### C4.3.5 COLONNE COMPOSTE

#### C4.3.5.3 Resistenza delle sezioni

##### C4.3.5.3.1 Resistenza a compressione della sezione della colonna composta

Nelle colonne composte realizzate con profili a sezione cava di forma circolare è possibile tenere in conto, nel calcolo della sforzo normale plastico resistente, degli effetti prodotti dal confinamento che il tubo in acciaio esercita sul calcestruzzo. In particolare, è possibile fare riferimento a vari modelli di confinamento presenti nelle normative e nella documentazione tecnico/scientifica di comprovata validità. In mancanza di più precise analisi e per elementi strutturali del tipo rappresentato nella Figura C4.3.8 è possibile utilizzare il seguente modello di confinamento.

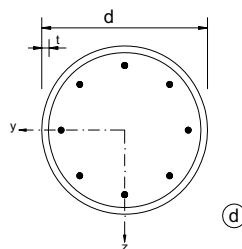
La resistenza plastica della colonna circolare riempita di calcestruzzo, tenendo conto del confinamento, assume la seguente forma

$$N_{pl,Rd} = \eta_a \cdot A_a \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_a} + A_c \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \left( 1 + \eta_c \cdot \frac{t}{d} \cdot \frac{f_{yk}}{f_{ck}} \right) + A_s \cdot f_{sd} \quad (C4.3.18)$$

dove  $t$  è lo spessore del tubo di acciaio e  $d$  è il diametro esterno della colonna. Tale formula è valida nel caso in cui  $\bar{\lambda} \leq 0,5$  e l'eccentricità massima del carico,  $e = M_{Ed}/N_{Ed}$ , sia minore di 0,1. I coefficienti  $\eta_a$  ed  $\eta_c$  sono dati dalle seguenti espressioni

$$\eta_a = \begin{cases} 0,25(3 + 2 \cdot \bar{\lambda}) \leq 1,0 & e = 0 \\ 0,25(3 + 2 \cdot \bar{\lambda}) + 10 \cdot (0,25 - 0,5 \cdot \bar{\lambda}) \cdot \frac{e}{d} & 0 < e/d \leq 0,1 \\ 1,0 & e > 0,1 \end{cases} \quad (C4.3.19)$$

$$\eta_c = \begin{cases} (4,9 - 18,5 \bar{\lambda} + 17 \cdot \bar{\lambda}^2) \geq 0 & e = 0 \\ (4,9 - 18,5 \bar{\lambda} + 17 \cdot \bar{\lambda}^2) \cdot \left( 1 - 10 \frac{e}{d} \right) & 0 < e/d \leq 0,1 \\ 0 & e > 0,1 \end{cases} \quad (C4.3.20)$$



**Figura C4.3.8** Sezione tipo di colonna composta circolare riempita di calcestruzzo in cui è possibile considerare il confinamento del calcestruzzo.

#### C4.3.5.4 Stabilità delle membrature

##### C4.3.5.4.3 Colonne pressoinflesse

Il calcolo del momento resistente della colonna composta  $M_{Ed}$  in funzione dello sforzo normale  $N_{Ed}$  agente si ricava dal dominio di interazione M-N, che definisce la resistenza della sezione trasversale.

Per definire tale dominio di interazione N-M, è possibile utilizzare metodi presenti nelle normative e nella documentazione tecnica di comprovata validità oppure utilizzare apposite procedure e tecniche numeriche basate sull'integrazione dei legami costitutivi tensione-deformazione dell'acciaio e del calcestruzzo nella sezione composta.

E' possibile, nel caso si utilizzino i tipi di sezione composta presentate nella Figura 4.3.6 delle NTC e rispettose dei requisiti esposti in §4.3.5.1 delle NTC, utilizzare un metodo semplificato per la definizione del dominio di interazione N-M. (vedi Figura C4.3.9).

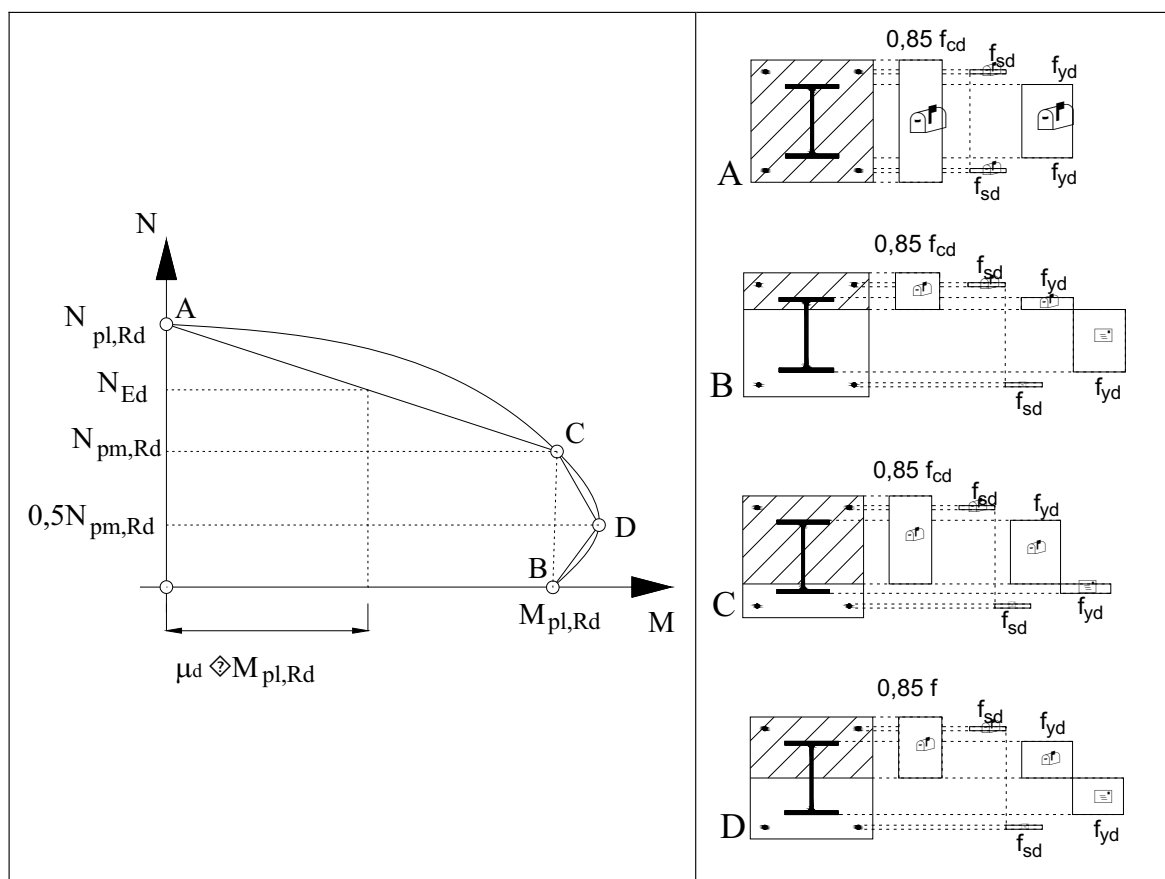


Figura C4.3.9 Metodo semplificato per la valutazione del dominio di interazione N-M per le colonne composte .

In tale metodo si assume il modello dello stress-block per il calcestruzzo, si trascura la resistenza a trazione del conglomerato e si adotta un metodo di calcolo plastico in cui le barre d'armatura sono assunte completamente snervate, così come il profilo in acciaio. Il dominio non è rappresentato completamente, ma approssimato secondo una poligonale passante per quattro punti: A, B, C e D.

I punti A e B corrispondono, rispettivamente, alle sollecitazioni di forza normale centrata e flessione pura.

I punti C e D sono ottenuti fissando lo sforzo normale al valore  $N_{pm,Rd}$  e  $0,5 N_{pm,Rd}$ , rispettivamente, essendo  $N_{pm,Rd}$  lo sforzo normale resistente della sola porzione di calcestruzzo della sezione composta, ovvero

$$N_{pm,Rd} = 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot A_c \quad (C4.3.21)$$

dove  $A_c$  è l'area complessiva di calcestruzzo della sezione composta.

Dal dominio resistente si ricava il momento resistente plastico associato allo sforzo normale  $N_{Ed}$  della combinazione di calcolo come

$$M_{pl,Rd}(N_{Ed}) = \mu_d \cdot M_{pl,Rd} \quad (C4.3.22)$$

Nel caso in cui la colonna sia soggetta a sollecitazioni di presso-flessione deviata, la verifica della colonna composta è condotta calcolando i coefficienti  $\mu_{dy}$  e  $\mu_{dz}$  indipendentemente per i due piani di flessione della colonna, secondo il metodo presentato nella Figura C4.3.9, e controllando che

$$\begin{aligned} \frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy} \cdot M_{pl,y,Rd}} \leq \alpha_{M,y} \quad \frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz} \cdot M_{pl,z,Rd}} \leq \alpha_{M,z} \\ \frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy} \cdot M_{pl,y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz} \cdot M_{pl,z,Rd}} \leq 1,0 \end{aligned} \quad (C4.3.23)$$

dove  $M_{pl,y,Rd}$  ed  $M_{pl,z,Rd}$  sono i momenti resistenti plastici rispetto ai due piani di flessione, mentre  $M_{y,Ed}$  ed  $M_{z,Ed}$  sono i momenti sollecitanti derivanti dall'analisi strutturale, incrementati per tenere conto dei fenomeni del II ordine, come esposto in § 4.3.5.4.3 delle NTC oppure calcolati secondo uno schema di calcolo in cui le imperfezioni dell'elemento sono state considerate utilizzando opportuni fattori di imperfezione. I coefficienti  $\alpha_{M,y}$  ed  $\alpha_{M,z}$  sono riportati nella Tabella 4.3.III delle NTC.

#### C4.3.5.4.4 Effetti dei fenomeni a lungo termine

Per le colonne composte, quando l'importanza dell'opera o l'entità delle azioni permanenti impongano una verifica nei riguardi dei fenomeni a lungo termine, è possibile considerare tali effetti riducendo il modulo elastico del calcestruzzo della colonna  $E_{cm}$  ad un valore  $E_{c,eff}$ , secondo la formula

$$E_{c,eff} = E_{cm} \cdot \frac{1}{1 + (N_{G,Ed}/N_{Ed}) \cdot \varphi_t} \quad (4.3.24)$$

dove  $\varphi_t$  è il coefficiente di viscosità;  $N_{G,Ed}$  la quota dello sforzo normale di progetto dovuta al carico permanente e  $N_{Ed}$  è lo sforzo normale di progetto. La funzione di viscosità è espressa dalla formula

$$\varphi_t = \varphi(\infty; t_0) \cdot e^{(1,5 \cdot (k_c - 0,45))} \quad (4.3.25)$$

dove  $\varphi(\infty; t_0)$  è il coefficiente di viscosità a tempo infinito, presentato nelle figure C4.3.10 (a) e C4.3.10(b), mentre  $k_c$  è il rapporto tra la tensione di compressione agente,  $\sigma_c$ , e la resistenza media a compressione  $f_{cm}(t_0)$  all'atto dell'applicazione del carico ( $t = t_0$ ).

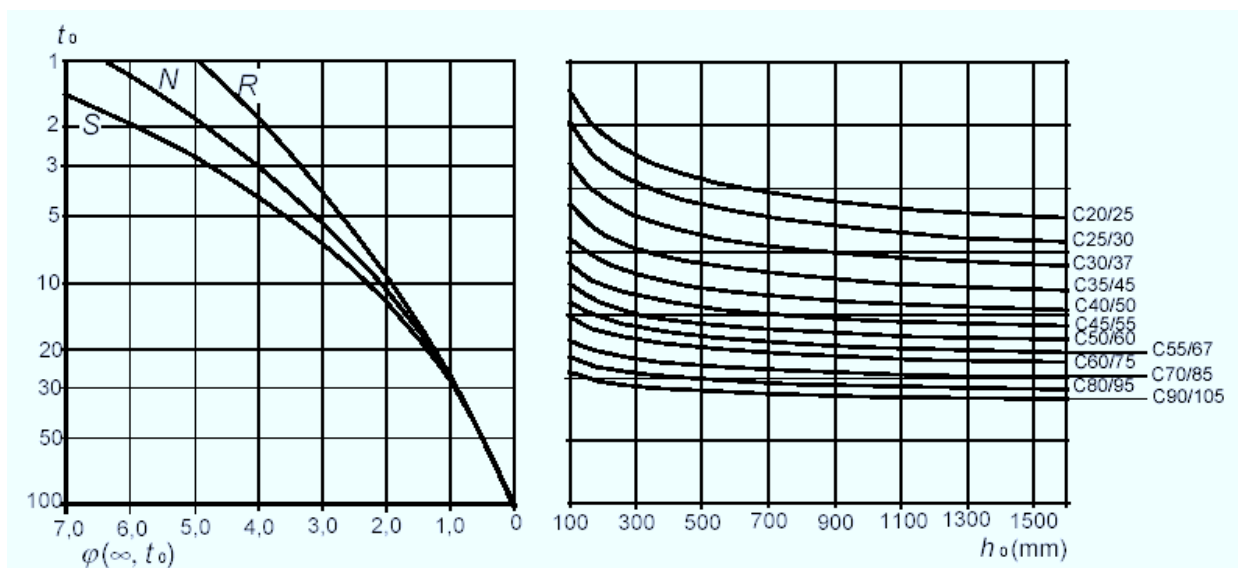
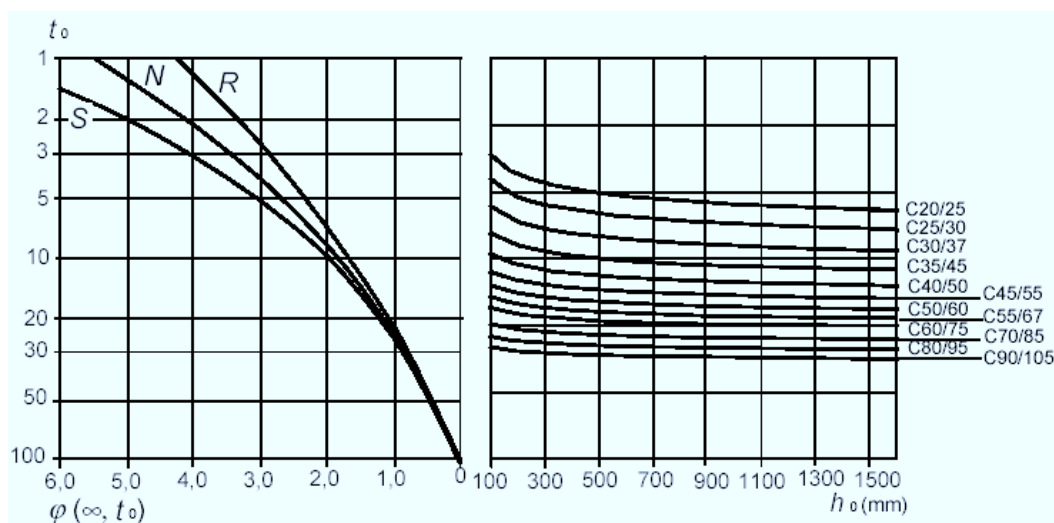
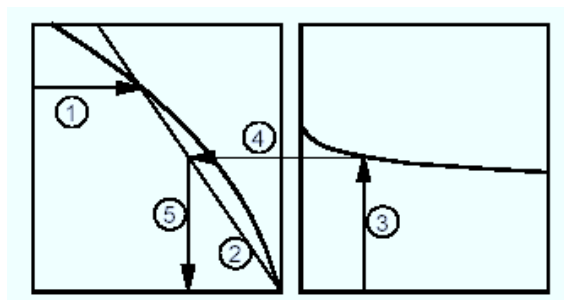


Figura C4.3.10 (a). Coefficiente  $\varphi(\infty; t_0)$  per umidità relativa pari al 50%



**Figura C4.3.10 (b).** Coefficiente  $\varphi(\infty; t_0)$  per umidità relativa pari all'80%



**Figura C4.3.10 (c).** Sequenza 1-2-3-4-5 per la determinazione del coefficiente  $\varphi(\infty; t_0)$  – Le due figure sono riferite ai diagrammi riportati in **Figura C4.3.10 (a), (b)**.

Nelle Figure C4.3.10(a) e C4.3.10(b),  $h_0$  è la dimensione di riferimento della sezione in calcestruzzo pari al rapporto tra il doppio dell'area  $A_c$  della sezione ed il suo perimetro  $u$ :

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} \quad (4.3.26)$$

I grafici da cui si ricava il coefficiente  $\varphi(\infty; t_0)$  sono validi da  $-40^\circ\text{C}$  a  $+40^\circ\text{C}$  e per un tasso di umidità compreso tra il 40% ed il 100%.

### C4.3.6 SOLETTE COMPOSTE CON LAMIERA GRECATA

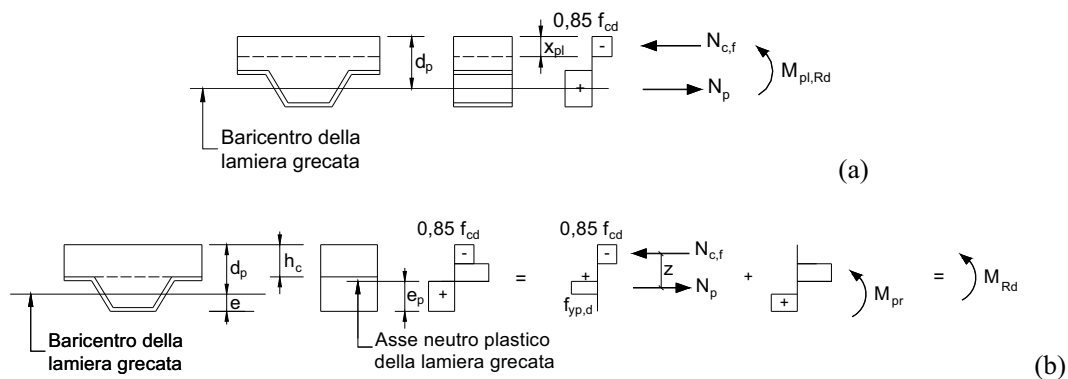
#### C4.3.6.2 Verifiche di resistenza allo stato limite ultimo (solette composte)

La resistenza a flessione delle sezioni trasversali di una soletta composta realizzata con una soletta armata in calcestruzzo gettata su una lamiera grecata collaborante può essere determinata con la

teoria plastica, in accordo a quanto esposto in §4.3.4.2.1.2 della NTC ed in §C4.3.4.2 se sono soddisfatte le seguenti condizioni:

- sussiste la piena interazione tra lamiera e calcestruzzo;
- la sezione efficace della lamiera è valutata al netto di bugnature o dentelli;
- la lamiera nelle zone soggette a momento negativo è considerata attiva solo se continua sul profilo in acciaio;
- la stabilità delle parti compresse della lamiera è assicurata.

In tal caso si assume per il calcestruzzo un modello stress-block con tensione massima pari a  $0,85f_{cd}$  mentre le tensioni normali nella lamiera e nelle barre d'armatura sono assunte pari al limite plastico; vedi figure C4.3.11 (a) e C4.3.11 (b)



**Figura C4.3.11** Distribuzione plastica delle tensioni allo stato limite ultimo. (a) asse neutro nel calcestruzzo sopra la lamiera. (b) asse neutro che taglia la lamiera grecata.

La resistenza allo scorrimento tra lamiera grecata e soletta deve essere verificata nelle zone in cui sono localizzate le massime sollecitazioni di taglio, in generale nelle sezioni prossime agli appoggi, poiché in caso in connessione parziale tra i due elementi non è possibile sviluppare il momento resistente plastico così come al §4.3.6.2 delle NTC. A tal riguardo, è possibile definire una relazione lineare che definisce l'interazione parziale tra la lamiera grecata ed calcestruzzo, basata sulla resistenza allo scorrimento offerta dalla lamiera,  $\tau_{u,Rd}$ , che consente di ricavare il momento resistente massimo ottenibile prima del raggiungimento della crisi per flessione, figura C4.3.12. Tale relazione, basandosi sulla capacità  $\tau_{u,Rd}$  della lamiera grecata, dipende dal tipo di lamiera utilizzata. Altri tipologie di connessione e differenti condizioni di carico definiscono differenti diagrammi di interazione parziale, come presentato in § 7.4.3 della CNR10016.

Metodi per il calcolo della resistenza allo scorrimento di sistemi di connessione a pioli, illustrati nella Figura 4.3.8 (c) delle NTC, sono basati sulle resistenze fornite nel §4.3.4.3.1 delle NTC; ulteriori informazioni e metodi per il calcolo sono riportati in § 9.7.3, § 9.7.4 della EN1994-1-1.

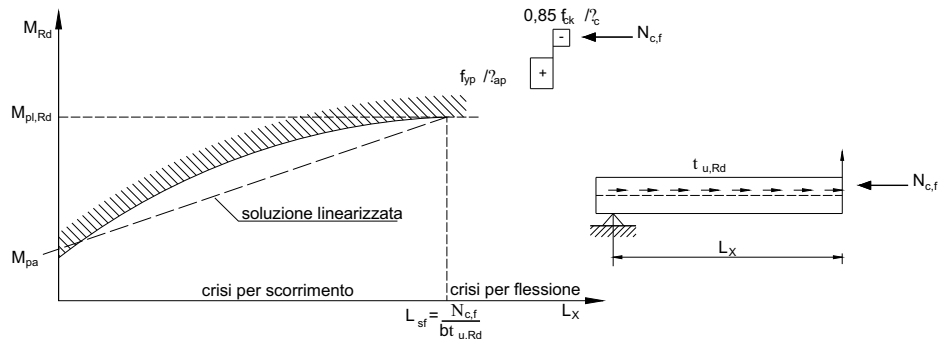


Figura C4.3.12 Diagramma di interazione parziale calcestruzzo lamiera.

## C4.4 COSTRUZIONI DI LEGNO

L'impostazione generale relativa alla valutazione della sicurezza delle strutture di legno di nuova costruzione può essere utilizzata anche per le strutture di legno esistenti purché si provveda ad una attenta valutazione delle caratteristiche fisiche e meccaniche del legno con metodi di prova diretti o indiretti. I calcoli, riferiti alle reali dimensioni geometriche degli elementi in sito, terranno opportunamente conto dei difetti del legno, degli eventuali stati di degrado, delle condizioni effettive dei vincoli e dei collegamenti.

Con riferimento anche a quanto previsto nel §8.5 delle NTC, particolare attenzione va posta inoltre per le costruzioni antiche di rilevante interesse storico per le quali risulta rilevante l'interesse per il mantenimento dei materiali originali, e per le quali si giustifica l'impiego di prove e criteri di valutazione che tengano conto anche delle prestazioni dimostrate dagli elementi strutturali nel corso della storia dell'opera.

### C4.4.1 LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Il legno è un materiale di origine biologica e pertanto le sue caratteristiche fisiche e il suo comportamento meccanico sono strettamente legati all'anatomia della pianta di provenienza.

All'interno del tronco, idealmente cilindrico, si individuano tre direzioni principali (longitudinale, radiale e circonferenziale) a cui corrispondono tre sezioni (trasversale, radiale e tangenziale), per ognuna delle quali è possibile definire caratteristiche morfologiche differenziate e caratteristiche fisiche e meccaniche molto variabili, che conferiscono al materiale uno spiccato comportamento anisotropo.

Le caratteristiche naturali del legno (presenza di nodi, inclinazione della fibratura, presenza di cretti, presenza di legno di reazione, ...) possono rappresentare da un punto di vista strutturale dei difetti che vanno debitamente considerati procedendo ad una accurata selezione e classificazione e, ove possibile, contemplati nei calcoli.

La principale caratteristica fisica che influenza le prestazioni del legno è rappresentata dal comportamento igroscopico, connesso alla capacità di assorbire e rilasciare umidità all'atmosfera circostante.

Per quanto riguarda la durabilità, particolare attenzione verrà posta alla sensibilità del legno al biodegradamento, principalmente per azione di funghi ed insetti xilofagi.

La definizione degli stati limite, sia in condizioni ultime che nelle condizioni di esercizio, tiene perciò conto di tali specifiche caratteristiche del materiale.

#### **C4.4.2 ANALISI STRUTTURALE**

La individuazione degli schemi strutturali non può prescindere dal reale comportamento delle singole membrature e dei collegamenti nelle varie fasi costruttive, anche in relazione alle imperfezioni geometriche e strutturali, la cui definizione quantitativa può essere effettuata anche sulla base di indicazioni di altre normative pertinenti di consolidata validità.

L'analisi della struttura terrà conto non solo delle caratteristiche di resistenza e di rigidità dei materiali impiegati, ma anche della loro duttilità e delle loro caratteristiche reologiche, in relazione alle condizioni ambientali definite al §4.4.5 delle NTC.

Generalmente, l'analisi della struttura può essere condotta con riferimento a un comportamento elastico lineare del materiale e dei collegamenti; tuttavia, qualora sia quantificabile un comportamento duttile dei collegamenti, il loro effetto può essere portato in conto mediante una analisi lineare con redistribuzione o, più in generale, con analisi non lineari.

I collegamenti normalmente utilizzati nelle costruzioni lignee, per i quali la rigidità flessionale è trascurabile, possono essere schematizzati, da un punto di vista cinematico, come cerniere. Qualora la rigidità flessionale non sia trascurabile si adotteranno schematizzazioni dei vincoli più realistiche.

Particolare attenzione andrà posta nella individuazione del reale meccanismo di trasmissione degli sforzi conseguente alla conformazione geometrica del collegamento, al fine di individuare eventuali disassamenti o possibili eccentricità



Le analisi dovranno comunque tener conto della evoluzione nel tempo delle caratteristiche del legno con riferimento non solo alle condizioni iniziali, ma anche al loro sviluppo fino alle condizioni a lungo termine di cui al §4.4.7 delle NTC.

#### **C4.4.3 AZIONI E LORO COMBINAZIONI**

I valori delle azioni e le loro combinazioni devono essere valutati con riferimento a quanto previsto per le altre costruzioni nei §3 e §5 delle NTC.

È opportuno evitare, per quanto possibile, gli stati di coazione longitudinali o trasversali alla fibratura. In ogni caso i loro effetti saranno valutati, caso per caso, con particolare cautela, mettendo esplicitamente in conto l'evoluzione nel tempo delle deformazioni del legno.

#### **C4.4.4 CLASSI DI DURATA DEL CARICO**

Il comportamento reologico del materiale ha un effetto diretto sulla resistenza e sulla deformazione del legno. A differenza di quanto accade per altri materiali da costruzione è quindi di fondamentale importanza tener conto della correlazione esistente tra il tempo di permanenza dell'azione sulla struttura e le caratteristiche di resistenza e deformabilità del materiale.

#### **C4.4.5 CLASSI DI SERVIZIO**

Per tener conto della sensibilità del legno alle variazioni di umidità e dell'influenza di questa sulle caratteristiche di resistenza e di deformabilità, si definiscono tre classi di servizio.

A scopo esemplificativo:

- nella classe di servizio 1, che corrisponde a un ambiente con temperatura di 20°C e un'umidità relativa dell'aria non superiore al 65% (§4.4.5), l'umidità media nella maggior parte dei legni di conifera normalmente non eccede il 12%;
- nella classe di servizio 2, che corrisponde a un ambiente con temperatura di 20°C e un'umidità relativa dell'aria non superiore al 85% (§4.4.5), l'umidità media nella maggior parte dei legni di conifera normalmente non eccede il 20%;
- nella classe di servizio 3 rientrano tutti i legnami esposti a condizioni climatiche che comportano umidità più elevate di quelle della classe di servizio 2. In questa classe possono rientrare i materiali legnosi per i quali non sono disponibili dati attendibili.

#### **C4.4.6 RESISTENZA DI CALCOLO**

Per tenere conto della particolare situazione italiana, che vede per la prima volta una regolamentazione delle costruzioni di legno, il coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale  $\gamma_M$  ed il coefficiente di correzione  $k_{mod}$ , che tiene conto dell'effetto della durata del carico e dell'umidità del legno, assumono valori più cautelativi rispetto a quelli previsti da analoghe normative europee.

Fino all'emanazione dei provvedimenti che forniranno i valori dei coefficienti  $\gamma_m$  e  $\gamma_{mod}$  di cui alle Tabelle 4.4.III e 4.4.IV delle NTC, si raccomanda di utilizzare i valori riportati nei Cap. 4.4.6 e 4.4.7 delle NTC.

#### **C4.4.7 STATI LIMITE DI ESERCIZIO**

Lo scorrimento delle unioni può essere determinato mediante prove sperimentali eseguite nel rispetto della norma UNI pertinente (UNI-EN 26891-1991) o può essere calcolato con riferimento a normative di comprovata validità in funzione delle caratteristiche dei materiali e del tipo di unione.

Per il calcolo della deformazione istantanea delle membrature si fa riferimento al valore medio dei moduli di elasticità normale e tangenziale del materiale; per le deformazioni istantanee delle unioni si fa riferimento al valore istantaneo del modulo di scorrimento.

La deformazione a lungo termine si calcola utilizzando i valori medi dei moduli elastici ridotti opportunamente mediante il fattore  $1/(1+k_{def})$  per le membrature e utilizzando un valore ridotto con lo stesso fattore del modulo di scorrimento dei collegamenti.

Si dovrà verificare che le azioni previste sulla struttura non producano vibrazioni che ne possano compromettere la normale utilizzazione o comunque ridurre il comfort degli utenti.

#### **C4.4.8 STATI LIMITE ULTIMI**

##### **C4.4.8.1 Verifiche di resistenza**

Le verifiche di resistenza del materiale non potranno prescindere dalle caratteristiche intrinseche del legno e in particolare dalla sua anisotropia.

Le principali condizioni di verifica della resistenza riportate nella norma riguardano elementi strutturali a sezione costante con direzione della fibratura sostanzialmente coincidente con l'asse longitudinale dell'elemento. Condizioni di verifica per altre situazioni non espressamente riportate nel testo potranno essere reperite anche in altre normative di comprovata validità.

#### **C4.4.8.2 Verifiche di stabilità**

Le strutture lignee presentano in genere dimensioni delle sezioni trasversali che, rapportate alla luce degli elementi, rendono quasi sempre necessarie le verifiche di stabilità sia per gli elementi compressi e pressoinflessi (sbandamento laterale o instabilità di colonna) che per quelli semplicemente inflessi (svergolamento o instabilità di trave).

Nella valutazione della sicurezza all'instabilità occorre tener conto, per il calcolo delle tensioni per flessione, anche della curvatura iniziale dell'elemento, dell'eccentricità del carico assiale e delle eventuali deformazioni (freccie o contofreccie) imposte. Per le verifiche si devono utilizzare i valori caratteristici al frattile 5% per i moduli elastici dei materiali.

Considerata la complessità del fenomeno dell'instabilità connessa alle peculiarità del materiale ligneo (anisotropia, difettosità, igroscopicità, comportamento reologico, etc.) ed alle difficoltà di schematizzazione, le verifiche possono essere svolte in modo convenzionale utilizzando formulazioni semplificate, che possono essere reperite in normative di comprovata validità.

#### **C4.4.9 COLLEGAMENTI**

I collegamenti di carpenteria sono quelli tipici delle tradizionali costruzioni storiche, realizzati per lavorazione delle superfici di contatto. Di regola sono in grado di trasmettere solamente sforzi di compressione per contatto, e quindi in grado di esplicare unicamente la funzione di vincoli monolateri, a meno che non vengano considerati con altre tipologie di unioni.

I collegamenti meccanici sono caratterizzati dalla trasmissione delle sollecitazioni attraverso opportuni mezzi di unione, generalmente metallici, o mediante adesivi. I metodi di calcolo per la valutazione della resistenza e della deformazione dei singoli mezzi di unione devono essere convalidati sulla base di prove sperimentali eseguite nel rispetto di normative di comprovata validità.

La valutazione della capacità portante di collegamenti con mezzi di unione multipli, tutti dello stesso tipo e dimensione, terrà conto della ridotta efficienza dovuta alla presenza di più mezzi di unione.

La capacità portante di collegamenti con piani di taglio multipli va valutata con riferimento a una opportuna combinazione di quella per unioni con due piani di taglio.

Per i collegamenti meccanici realizzati con mezzi di unione a gambo cilindrico, come chiodi, bulloni, perni, viti, e cambre, la capacità portante dipende dal contributo della resistenza allo snervamento dell'acciaio, della resistenza al rifollamento del legno, nonché della resistenza

all'estrazione del mezzo di unione. È sempre da evitare che prima del raggiungimento della resistenza dell'unione, si attivino meccanismi di rottura di tipo fragile come: spacco, espulsione di tasselli di legno in corrispondenza dei singoli connettori, strappo lungo il perimetro del gruppo di mezzi di unione. La resistenza a trazione della sezione netta dell'elemento ligneo o dell'eventuale piastra metallica va comunque verificata.

Per i collegamenti meccanici realizzati con mezzi di unione di superficie, come anelli, caviglie, piastre dentate, la capacità portante è la minore tra la capacità portante del gruppo di mezzi di unione costituente il collegamento stesso, tenendo conto della loro disposizione e del loro numero, e la resistenza della sezione residua indebolita dalla presenza degli stessi elementi di unione.

Per i collegamenti meccanici realizzati con mezzi di unione di acciaio incollati, si utilizzano barre o piastre inserite in apposite sedi ricavate negli elementi di legno da unire e solidarizzate ad essi mediante adesivi strutturali. Tali unioni potranno essere impiegate per strutture in classe di servizio 1 e 2 su legno già in equilibrio igrometrico con l'ambiente. Particolare attenzione andrà posta nel garantire che le caratteristiche dell'adesivo e la sua adesione all'acciaio e al legno siano compatibili con la durabilità della struttura, sulla base di evidenze sperimentali o specifici test di laboratorio, nelle condizioni di temperatura e umidità che saranno presenti per tutta la vita in esercizio della struttura.

La resistenza delle singole unioni dovrà essere valutata con riferimento a normative di comprovata validità.

L'idoneità dei sistemi costruttivi per la realizzazione delle connessioni legno-calcestruzzo sarà dimostrata per mezzo di adeguate campagne sperimentali condotte secondo normative di comprovata validità.

Per connessioni a comportamento fragile si dovrà verificare che la capacità portante della connessione sia almeno pari a sei volte la sollecitazione di esercizio della connessione.

Per connessioni deformabili e duttili la resistenza ultima non potrà essere assunta superiore al valore di scorrimento della connessione che potrà effettivamente essere raggiunto in opera.

Il progetto riporterà espressamente le specifiche relative alle modalità di realizzazione e di messa in opera dei connettori.

#### **C4.4.10 ELEMENTI STRUTTURALI**

Nel caso di travi ad altezza variabile e di travi curve lo stato tensionale viene determinato tenendo conto opportunamente della particolare forma dell'elemento strutturale. Le verifiche di resistenza terranno conto della presenza contemporanea di tensioni normali parallele alla fibratura, di tensioni ortogonali alla fibratura e di tensioni tangenziali.

Formulazioni specifiche per vari casi potranno essere reperite in normative di comprovata validità.

La verifica a taglio delle sezioni terminali di travi con intagli di estremità verrà svolta tenendo conto dello stato tensionale causato dall'intaglio, con riferimento all'altezza effettiva ridotta della sezione trasversale. Sono da evitare travi con intagli senza rastremazione o con rastremazione ridotta, eventualmente potranno essere presi opportuni provvedimenti di dimostrata efficacia per contrastare l'apertura delle fessure del materiale in zona tesa.

Nelle travi gli eventuali fori passanti con dimensione massima maggiore di 50 mm vanno, per quanto possibile, centrati rispetto all'asse longitudinale, e devono essere rispettate distanze e dimensioni minime reperite in normative di comprovata validità.

In presenza di forze di trazione ortogonali alle fibre e per travi in classe di servizio 3, dovranno essere adottati idonei provvedimenti di rinforzo trasversale.

Nel caso di travi aventi la sezione trasversale composta da più parti unite mediante connettori meccanici, occorre tener conto dello scorrimento nelle unioni ai fini della determinazione delle tensioni nelle varie parti nonché per la valutazione delle deformazioni della trave.

Nel caso di travi aventi la sezione trasversale composta da elementi incollati con anime sottili è possibile valutare lo stato tensionale nel materiale nell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane. Se i materiali costituenti le ali e le anime sono diversi si può omogeneizzare la sezione in relazione ai moduli di elasticità medi.

Nel caso di travi aventi la sezione trasversale composta da elementi incollati con ali sottili, realizzate con materiali di legno o derivati dal legno, anche con più anime, è possibile valutare gli sforzi nel materiale nell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane, tenendo conto di una distribuzione non uniforme delle tensioni nelle ali.

L'utilizzo di travi incollate secondo tipologie diverse va valutato con particolare cautela e comunque dopo un'attenta analisi sia tecnologica che statica. In ogni caso si terrà conto del comportamento reologico dei materiali accoppiati e degli incollaggi utilizzati, in relazione alla resistenza, alla deformabilità e alla durabilità.

Nel caso di colonne composte, ottenute assemblando due o più elementi resi collaboranti da idonei sistemi di collegamento, la valutazione della snellezza terrà conto in modo appropriato della deformabilità dei collegamenti.

Per quanto non espressamente specificato e per altri elementi strutturali si può fare riferimento a normative di comprovata validità.

#### **C4.4.11 SISTEMI STRUTTURALI**

Strutture reticolari costituite da elementi lignei assemblati tramite collegamenti metallici, di carpenteria o adesivi saranno generalmente schematizzate come sistemi di travi, tenendo in considerazione la deformabilità dei giunti e le effettive eccentricità dei collegamenti.

Nelle strutture intelaiate la stabilità delle singole membrature verrà verificata tenendo conto della deformabilità dei nodi e della presenza di eventuali sistemi di controventamento, considerando le effettive condizioni di vincolo e di sollecitazione. Per le verifiche nei confronti dell'instabilità globale si tiene conto delle imperfezioni geometriche e strutturali e degli effetti instabilizzanti dei carichi verticali, inquadrando le azioni convenzionali nella stessa classe di durata dei carichi corrispondenti. La stabilità dei telai potrà essere verificata con un'analisi non lineare mettendo in conto una forma imperfetta della struttura.

La stabilità degli archi nel proprio piano va verificata adottando un'analisi del secondo ordine, tenendo conto di imperfezioni iniziali proporzionali alle prime possibili forme d'onda. Si possono adottare modalità approssimate di verifica riferendosi ad un elemento compresso equivalente. Le strutture ad arco vanno sempre verificate per stabilità anche al di fuori del piano dell'elemento ed eventualmente controventate.

Per tutte le strutture spingenti l'equilibrio strutturale potrà essere garantito dai vincoli esterni verificando l'assenza di significativi cedimenti, oppure dovranno essere previsti idonei elementi preposti specificamente all'assorbimento delle spinte.

Le strutture che non risultino adeguatamente rigide devono essere controventate. Le azioni di progetto sui controventi e/o diaframmi verranno determinate tenendo conto anche delle imperfezioni geometriche strutturali, nonché delle deformazioni indotte dai carichi applicati, se significative. Qualora le strutture dei tetti, dei solai, delle pareti svolgano anche funzione di controventamento nel loro piano, la capacità di esplicare tale funzione con un comportamento a lastra va opportunamente verificata, tenendo conto delle modalità di realizzazione e delle caratteristiche dei mezzi di unione.

#### **C4.4.12 ROBUSTEZZA**

Si adotteranno tutti quei provvedimenti atti a diminuirne la sensibilità della struttura nei confronti di azioni eccezionali o di eventi di entità non prevista dalle norme pertinenti (sisma, fuoco, eventi meteorici ..).

Nella definizione delle scelte progettuali andranno previste almeno:

- la protezione della struttura e dei suoi elementi componenti nei confronti dell'umidità;
- l'utilizzazione di mezzi di collegamento intrinsecamente duttili o di sistemi di collegamento a comportamento duttile;
- l'utilizzazione di elementi composti a comportamento globalmente duttile;
- la limitazione delle zone di materiale legnoso sollecitate a trazione perpendicolarmente alla fibratura, soprattutto nei casi in cui tali stati di sollecitazione si accompagnino a tensioni tangenziali (come nel caso degli intagli) e, in genere, quando siano da prevedere elevati gradienti di umidità nell'elemento durante la sua vita utile.
- la scelta di sistemi statici poco sensibili a collassi parziali;
- la scelta e la disposizione corretta dei sistemi di controventamento;
- la scelta di sistemi di collegamento poco sensibili all'azione dell'incendio;
- l'utilizzazione di più elementi funzionanti in parallelo o di collegamenti realizzati con un numero elevato di mezzi elementari di unione a comportamento non fragile;

#### **C4.4.13 DURABILITÀ**

La durabilità delle strutture lignee deve essere sempre assicurata, prevedendo in sede di progetto adeguati particolari costruttivi ed opportuni accorgimenti di protezione dagli agenti atmosferici e dagli attacchi biologici di funghi e/o insetti xilofagi, ed utilizzando le specie legnose più idonee per durabilità naturale o per possibilità di impregnazione, in relazione alle condizioni ambientali di esercizio.

E' possibile anche prevedere elementi sacrificali da sostituire periodicamente secondo il piano di manutenzione da allegare al progetto, che comprende comunque tutte le altre operazioni di manutenzione ordinaria e straordinaria da mettere in atto durante la vita utile della struttura.

I mezzi di unione metallici strutturali devono, generalmente, essere intrinsecamente resistenti alla corrosione, oppure devono essere protetti contro la corrosione.

#### **C4.4.14 RESISTENZA AL FUOCO**

A completamento di quanto previsto nel §3.6.1 delle NTC, e con riferimento a una prefissata resistenza al fuoco, espressa come grandezza temporale, per una generica sezione trasversale di un elemento ligneo si definisce:

- linea di carbonizzazione: il confine tra lo strato carbonizzato e la sezione trasversale residua;
- sezione trasversale residua: la sezione trasversale originaria ridotta dello strato carbonizzato;
- sezione trasversale efficace: la sezione trasversale originaria ridotta, oltre che dello strato carbonizzato, anche di un successivo strato in cui si considerano nulli i valori di resistenza e di rigidità.

La resistenza al fuoco può essere valutata sotto l'ipotesi che le proprietà meccaniche della sezione lignea residua non risultino ridotte rispetto alle condizioni a temperatura di normale utilizzo.

Il calcolo della capacità portante allo stato limite ultimo di collasso (per rottura o per instabilità) di ogni singolo elemento strutturale deve essere effettuato con riferimento a una sezione trasversale efficace, geometricamente definita ad un determinato istante in funzione della velocità di demolizione della sezione lignea causata dalla carbonizzazione.

Generalmente il calcolo può essere effettuato nella sezione ridotta più sollecitata.

Per quanto riguarda gli effetti prodotti dalle azioni dirette applicate alla costruzione si adotta, in generale, la combinazione valida per le cosiddette combinazioni eccezionali di cui al §3.6 delle NTC.

Per quanto riguarda la velocità di carbonizzazione, nonché per i valori di resistenza e di modulo elastico di progetto della sezione efficace, si potrà fare riferimento a quanto riportato nelle pertinenti normative tecniche di comprovata validità.

La resistenza della struttura lignea non coincide, in generale, con quella delle singole membrature componenti, essendo determinanti le prestazioni dei collegamenti e degli altri componenti (come ad esempio i sistemi di stabilizzazione) che, nella pratica, sono abitualmente realizzati con elementi metallici.

Ai fini del calcolo della resistenza al fuoco della struttura lignea è necessario quindi potere valutare la resistenza al fuoco offerta dagli eventuali collegamenti presenti.

Le cosiddette unioni "non protette" (cioè unioni realizzate con elementi metallici esposti, in tutto o in parte), progettate correttamente per le combinazioni a temperatura ambiente e purché a comportamento statico globalmente simmetrico, possono essere generalmente considerate



soddisfacenti alla classe di resistenza R15 o R20, secondo quanto riportato nelle pertinenti normative tecniche di comprovata validità.

Oltre tali valori sono necessari requisiti aggiuntivi da considerare attentamente in sede di progetto, in particolare sullo spessore dell'elemento ligneo collegato e sulla distanza del generico mezzo di connessione dai bordi e dalle estremità del medesimo elemento.

Una più elevata resistenza al fuoco per un collegamento può essere ottenuta, in genere, con una adeguata progettazione del medesimo o mediante protezioni da applicare in opera: anche in questo caso si potrà fare riferimento ad idonea sperimentazione o a quanto riportato nelle pertinenti normative tecniche di comprovata validità.

#### **C4.4.15 REGOLE PER L'ESECUZIONE**

Si raccomanda che in fase di progetto una particolare attenzione venga posta nella individuazione e nella definizione delle tolleranze di lavorazione, esecuzione e montaggio, soprattutto per le membrature sensibili a fenomeni di instabilità. Le limitazioni sull'arcatura contenute nella maggior parte delle regole di classificazione secondo la resistenza meccanica sono inadeguate ai fini della selezione del materiale per questi elementi, e pertanto si raccomanda che venga posta una particolare attenzione alla loro rettilineità.

Si raccomanda che vengano adottati i necessari provvedimenti in fase di stoccaggio, trasporto e costruzione affinché i componenti e gli elementi strutturali di legno e a base di legno non subiscano variazioni di umidità conseguenti ad esposizioni climatiche più severe di quelle attese per la struttura finita.

Prima di essere utilizzato nella costruzione, si raccomanda che il legno sia essiccato fino al valore di umidità appropriato alle condizioni climatiche di esercizio della struttura finita. Limitatamente ai casi previsti al §4.4.15 delle NTC per i quali siano accettate umidità maggiori durante la messa in opera, specifica attenzione verrà posta nella definizione delle condizioni necessarie per un corretto essiccamento in opera prevedendo in fase progettuale gli effetti del processo di essiccamento sul comportamento strutturale.

Nelle regioni dei collegamenti di carpenteria e di quelli meccanici dovrà essere limitata la presenza di nodi, cretti, smussi o altri difetti, che possano ridurre la capacità portante del collegamento.

Se non diversamente previsto in sede progettuale ed espressamente specificato, si raccomanda che i chiodi siano infissi ortogonalmente rispetto alla fibratura e fino a una profondità tale che le superfici delle teste risultino a filo della superficie del legno.

Si raccomanda che il diametro delle preforature non sia maggiore di  $0,8 d$ , essendo  $d$  il diametro del chiodo.

Si raccomanda che i fori nel legno per i bulloni abbiano un diametro che non sia più grande di 1 mm rispetto al diametro  $d$  del bullone. Si raccomanda che i fori nelle piastre di acciaio per i bulloni abbiano un diametro non maggiore di  $\max(2\text{mm}; 0,1d)$ .

Al di sotto della testa del bullone e del dado si raccomanda che siano utilizzate rondelle aventi lunghezza del lato o diametro pari ad almeno  $3d$  e spessore pari ad almeno  $0,1d$  e che le superfici di contatto tra rondella, legno, dado, testa del bullone siano conformi su tutto il loro contorno.

Si raccomanda che bulloni e tirafondi siano serrati in modo tale che gli elementi siano perfettamente accostati. Quando il legno raggiunge l'umidità di equilibrio in fase di costruzione, si deve procedere ad un ulteriore controllo del serraggio al fine di assicurare il mantenimento della capacità portante e della rigidità della struttura.

Per le unioni con spinotti si raccomanda che il diametro dello spinotto non sia minore di 6 mm, che le tolleranze sul suo diametro siano entro  $0/+0,1$  mm, che le preforature negli elementi di legno abbiano un diametro non maggiore di quello dello spinotto e che i fori delle eventuali piastre di acciaio abbiano un diametro non superiore a 1 mm rispetto al diametro dello spinotto.

Per viti infisse in legno di conifera, con diametro del gambo liscio  $d \leq 6$  mm, non è richiesta la preforatura. Per tutte le viti infisse in legno di latifoglie e per viti in legno di conifere aventi un diametro  $d > 6$  mm, è richiesta preforatura tale che:

- il foro-guida per il gambo abbia diametro uguale a quello del gambo stesso e profondità uguale alla lunghezza del gambo;
- il foro-guida per la porzione filettata abbia un diametro pari approssimativamente al 70% del diametro del gambo.

Per legno con massa volumica maggiore di  $500 \text{ kg/m}^3$ , si raccomanda che il diametro di preforatura sia determinato tramite prove.

Nei casi in cui la resistenza dell'incollaggio sia un requisito limitativo per la verifica agli stati limite ultimi, si raccomanda che la produzione delle unioni incollate sia sottoposta a controllo di qualità, per assicurare che l'affidabilità e la qualità dell'unione siano conformi alle specifiche tecniche pertinenti.

Si raccomanda che siano seguite le prescrizioni del produttore dell'adesivo, in relazione alla conservazione, miscelazione e applicazione, alle condizioni ambientali necessarie, sia in fase di

applicazione sia in fase di indurimento, all'umidità degli elementi e a tutti i fattori pertinenti al corretto utilizzo dell'adesivo.

Per gli adesivi per i quali il raggiungimento della piena resistenza richiede un periodo di condizionamento dopo l'indurimento iniziale, si raccomanda che l'applicazione di carichi non avvenga per tutto il tempo necessario.

In fase di montaggio della struttura si raccomanda di evitare sovraccarichi sugli elementi o sulle connessioni, di porre particolare attenzione alla rispondenza degli elementi strutturali alle prescrizioni progettuali con riferimento alle condizioni di umidità, alla presenza di distorsione, di spaccature, difetti o imprecisioni di lavorazione in corrispondenza dei giunti, prevedendo eventualmente la sostituzione degli elementi difettosi.

Nelle fasi di immagazzinamento, trasporto o messa in opera si raccomanda che il sovraccarico degli elementi sia accuratamente evitato. Se la struttura è caricata o vincolata provvisoriamente durante la costruzione in maniera differente da quella prevista nelle condizioni di esercizio in opera, si raccomanda che la condizione temporanea sia considerata come uno specifico caso di carico, includendo ogni possibile azione dinamica. Nel caso di strutture a telaio, archi intelaiati, portali intelaiati, si raccomanda di porre particolare cura nell'evitare distorsioni durante il sollevamento dalla posizione orizzontale a quella verticale.

#### **C4.4.16 CONTROLLI E PROVE DI CARICO**

In considerazione delle specifiche caratteristiche dei materiali legnosi, in aggiunta a quanto previsto per le costruzioni realizzate con altri materiali è opportuno, fin dalla fase di progetto, predisporre un dettagliato piano di controlli che comprenda:

- controlli in fase di costruzione;
- controlli sulla struttura completa;
- controlli della struttura in esercizio.

##### **C4.4.16.1 Controlli in fase di costruzione**

I controlli in fase di costruzione potranno essere realizzati sia in cantiere sia fuori cantiere, quindi sia in fase di produzione che di esecuzione. Potranno comprendere:

- prove preliminari, per verificare l'idoneità di materiali e dei metodi di produzione;
- verifica di materiali e della loro identificazione come: specie legnosa, classificazione, marcatura, trattamenti e umidità, tipo di adesivo, processo di produzione degli elementi incollati, qualità

della linea di colla, tipo dei mezzi di unione, protezione dalla corrosione degli elementi metallici, modalità trasporto, deposito e conservazione in cantiere, movimentazione dei materiali;

- verifiche dimensionali;
- verifica del montaggio e della messa in opera;
- verifica dei dettagli strutturali come: numero di chiodi, bulloni, dimensioni di fori, caratteristiche dei fori, spaziature e distanze dalle estremità e dai bordi di elementi, rotture a spacco;
- controllo finale del risultato del processo di produzione, per esempio tramite ispezione visuale o prova di carico.

#### **C4.4.16.2 Controlli sulla struttura completa**

I controlli sulla costruzione completa sono quelli previsti anche per le altre costruzioni. Le eventuali prove di carico da eseguire a struttura ultimata, così come quelle sui singoli elementi strutturali, anche in fase di costruzione verranno eseguite con riferimento, generalmente, a carichi di prova tali da indurre le sollecitazioni massime di esercizio per combinazioni rare. Le procedure da seguire saranno pertanto limitate alla procedura 1 e/o alla procedura 2 della UNI-EN 380, in relazione al tipo della struttura ed alla natura dei carichi.

L'esito della prova potrà essere valutato sulla base dei seguenti elementi:

- dopo la fase iniziale di assestamento, le deformazioni si accrescano all'incirca proporzionalmente ai carichi, tenuto conto del comportamento reologico del legno;
- nel corso della prova non si siano prodotte lesioni, deformazioni o dissesti che compromettano la sicurezza e la conservazione dell'opera;
- la deformazione elastica risulti compatibile con le previsioni di calcolo;
- la deformazione residua dopo la prima applicazione del carico massimo non superi una quota parte di quella totale tenuto conto degli assestamenti iniziali e dei fenomeni reologici.

#### **C4.4.16.3 Controlli della struttura in esercizio**

Il programma di controllo della struttura in esercizio specificherà le caratteristiche delle ispezioni, dei controlli e delle manutenzioni, adottando quelle misure atte ad assicurare con sufficiente adeguatezza che le condizioni ambientali, strutturali e di utilizzazione permangano e siano conformi alle ipotesi assunte a base del progetto.

Tutte le informazioni necessarie per il corretto utilizzo in esercizio e per la manutenzione della struttura saranno messe a disposizione degli utilizzatori.

## **C4.5 COSTRUZIONI DI MURATURA**

### **C4.5.6 Verifiche**

#### **C4.5.6.2 Verifiche agli stati limite ultimi**

Il metodo semplificato proposto introduce una riduzione della resistenza a compressione della muratura per l'effetto combinato di eccentricità trasversali del carico e effetti geometrici del secondo ordine mediante il coefficiente  $F$ .

E' opportuno ricordare che le tensioni di compressione possono essere distribuite in modo non uniforme in direzione longitudinale al muro, a causa di una eccentricità longitudinale della risultante dei carichi verticali. Tale eccentricità longitudinale può essere dovuta alle modalità con cui i carichi verticali sono trasmessi al muro, oppure alla presenza di momenti nel piano del muro dovuti ad esempio alla spinta del vento nel caso di muri di controvento.

E' necessario tenere conto, nella verifica di sicurezza, della distribuzione non uniforme in senso longitudinale delle compressioni.

In alternativa, è possibile valutare l'eccentricità longitudinale  $e_l$  dei carichi verticali e definire una ulteriore riduzione convenzionale della resistenza a compressione applicando alla resistenza ridotta  $f_{d,rid}$  un ulteriore coefficiente  $\Phi_1$  valutato dalla tabella 4.5.III delle NTC, ponendo  $m = 6e_l/l$  dove  $l$  è la lunghezza del muro, e ponendo  $\lambda = 0$ .

La verifica di sicurezza viene formulata quindi come  $N_d \leq \Phi \Phi_1 f_{dt}l$  dove  $N_d$  è il carico verticale totale agente sulla sezione del muro oggetto di verifica.

#### **C4.5.6.4 Verifiche alle tensioni ammissibili**

E' implicitamente inteso che debbano essere rispettate le aree minime di pareti resistenti in ciascuna direzione ortogonale specificate nella Tabella 7.8.III delle NTC.

## **C5. PONTI**

Il Cap.5 delle NTC tratta i criteri generali e le indicazioni tecniche per la progettazione e l'esecuzione dei ponti stradali e ferroviari.

In particolare, per quanto attiene i ponti stradali, oltre alle principali caratteristiche geometriche, vengono definite le diverse possibili azioni agenti ed assegnati gli schemi di carico corrispondenti alle azioni variabili da traffico.

Gli schemi di carico stradali e ferroviari da impiegare per le verifiche statiche e a fatica sono generalmente coerenti con gli schemi dell'EN1991-2, cui si può far riferimento per aspetti di dettaglio particolarmente specialistici non trattati nelle NTC.

I carichi da traffico per ponti stradali del modello principale sono indipendenti dall'estensione della zona caricata, includono gli effetti dinamici e sono indifferenziati per le verifiche locali e le verifiche globali, cosicché le possibili ambiguità e/o difficoltà applicative sono minimizzate.

Per i ponti stradali sono anche forniti appositi modelli di carico per il calcolo degli effetti globali in ponti di luce superiore a 300 m.

Per i ponti ferroviari particolare attenzione viene posta sui carichi ed i relativi effetti dinamici. Particolari e dettagliate prescrizioni vengono fornite per le verifiche, sia SLU che SLE.

I modelli di carico assegnati, sia per i ponti stradali sia per i ponti ferroviari, sono modelli ideali, intesi riprodurre gli effetti del traffico reale, caratterizzati da assegnato periodo di ritorno. Essi non sono pertanto rappresentativi di veicoli o convogli reali.

A titolo puramente informativo si precisa che i valori caratteristici dei carichi da traffico sono associati ad un periodo di ritorno di 1000 anni.

Si segnala ancora che i coefficienti parziali di sicurezza relativi ai carichi variabili da traffico sono minori di quelli pertinenti alle altre azioni variabili; infatti, il coefficiente  $\gamma_Q$  per le azioni da traffico stradale vale 1,35 per le combinazioni EQU e STR e 1,15 per la combinazione GEO, e il coefficiente  $\gamma_Q$  per le azioni da traffico ferroviario vale 1,45 per le combinazioni EQU e STR e 1,25 per la combinazione GEO.

### **C5.1 PONTI STRADALI**

#### **C5.1.2.4 Compatibilità idraulica**

Le questioni idrauliche, da trattare con ampiezza e grado di approfondimento commisurati alla natura dei problemi ed al grado di elaborazione del progetto, devono essere oggetto di apposita relazione idraulica, che farà parte integrante del progetto stesso.

Gli elementi del ponte, quali le opere strutturali, di difesa ed accessorie, quando interessino l'alveo di un corso d'acqua, devono far parte di un progetto unitario.

Nello studio devono essere in particolare illustrati i seguenti aspetti:

- ricerca e raccolta presso gli Uffici ed Enti competenti delle notizie e dei rilievi esistenti, utili per lo studio idraulico da svolgere;
- giustificazione della soluzione proposta per: l'ubicazione del ponte, le sue dimensioni e le sue strutture in pianta, in elevazione ed in fondazione, tenuto conto del regime del corso d'acqua, dell'assetto morfologico attuale e della sua prevedibile evoluzione, nonché della natura geotecnica della zona interessata;
- studio idrologico degli eventi di massima piena; esame dei principali eventi verificatisi nel corso d'acqua; raccolta dei valori estremi in quanto disponibili, e loro elaborazione in termini di frequenza probabile del loro verificarsi; definizione dei mesi dell'anno durante i quali siano da attendersi eventi di piena, con riferimento alla prevista successione delle fasi costruttive;
- definizione della scala delle portate nella sezione interessata per le condizioni attuali e per quelle dipendenti dal costruendo manufatto, anche per le diverse e possibili fasi costruttive previste; calcolo del rigurgito provocato dal ponte;
- allontanamento delle acque dall'impalcato e prevenzione del loro scolo incontrollato sulle strutture del ponte stesso o su infrastrutture sottostanti.

La quota idrometrica ed il franco devono essere posti in correlazione con la piena di progetto anche in considerazione della tipologia dell'opera e delle situazioni ambientali.

In tal senso può ritenersi normalmente che il valore della portata massima e del relativo franco siano riferiti ad un tempo di ritorno non inferiore a 200 anni; è di interesse stimare i valori della frequenza probabile di ipotetici eventi che diano luogo a riduzioni del franco stesso. Nel caso di corsi di acqua arginati, la quota di sottotrave deve essere comunque non inferiore alla quota della sommità arginale.

Nello studio idraulico devono inoltre essere considerati i seguenti problemi:

- classificazione del corso d'acqua ai fini dell'esercizio della navigazione interna;
- valutazione dello scavo localizzato con riferimento alle forme ed alle dimensioni delle pile, delle spalle e delle relative fondazioni e di altri manufatti presenti nelle vicinanze;

- esame delle conseguenze della presenza di natanti, corpi flottanti e trasportati dalle acque e studio della difesa dagli urti e dalle abrasioni, nonché delle conseguenze di possibili ostruzioni delle luci (specie se queste possono creare invasi anche temporanei a monte), sia in fase costruttiva che durante l'esercizio delle opere.

In situazioni particolarmente complesse può essere opportuno sviluppare le indagini anche con l'ausilio di modelli idraulici sperimentali.

A titolo di indicazione, in aggiunta alla prescrizione di un franco normale minimo di 1,50÷2,00 m, è da raccomandare che il dislivello tra fondo e sottotrave sia non inferiore a 6÷7 m quando si possa temere il transito d'alberi d'alto fusto, con l'avvertenza di prevedere valori maggiori per ponti con luci inferiori a 40 m o per ponti posti su torrenti esposti a sovralti d'alveo per deposito di materiali lapidei provenienti da monte o dai versanti.

Quando l'intradosso delle strutture non sia costituito da un'unica linea orizzontale tra gli appoggi, il franco previsto deve essere assicurato per una ampiezza centrale di 2/3 della luce, e comunque non inferiore a 40 m.

Per ponti posti su vie classificate navigabili va rispettata la luce minima sotto il ponte, che compete ai natanti per i quali il corso è classificato, fino alla portata per la quale sia consentita la navigazione.

Il sistema di smaltimento delle acque meteoriche deve essere tale da evitare ristagni sulla sede stradale. Le caditoie, cui resta affidata la funzione di evacuazione di cui sopra, devono essere disposte in numero ed in posizioni dipendenti dalla geometria pano-altimetrica della sede stradale e dalla pluviometria della zona e dalle loro dimensioni.

Il tubo di eduazione deve essere sufficientemente prolungato fino a portare l'acqua di scolo a distanza tale da evitare la ricaduta sulle strutture anche in presenza di vento.

Nel caso di attraversamento di zone urbane ed in tutti quei casi in cui le acque di eduazione possono produrre danni e inconvenienti, deve essere prescritto che esse siano intubate fino a terra ed eventualmente immesse in un sistema fognante.

Nelle strutture a cassone devono praticarsi dei fori di evacuazione di eventuali acque di infiltrazione nei punti di possibili accumulo, verso i quali devono essere indirizzate le pendenze interne delle strutture. Si devono dotare tali fori di tubi di evacuazione e di gocciolati, al fine di evitare scoli di acque sul manufatto.



### **C5.1.3 AZIONI SUI PONTI STRADALI**

#### **C5.1.3.3 Azioni variabili da traffico**

##### ***C5.1.3.3.5 Definizione delle corsie***

Ai fini del calcolo, la carreggiata deve essere suddivisa in corsie convenzionali, ciascuna di larghezza 3,00 m, come indicato al §5.1.3.3.2 delle NTC, in modo da individuare di volta in volta le condizioni di carico più severe per la verifica in esame. A tal fine, si osserva che le corsie convenzionali possono essere adiacenti oppure no, a seconda del dettaglio considerato e della forma della superficie d'influenza.

Le corsie convenzionali, la loro posizione e la loro numerazione sono indipendenti dalle corsie fisiche, disegnate sulla carreggiata mediante la segnaletica orizzontale.

In alcuni casi, verifiche per particolari SLE e/o verifiche a fatica, le corsie convenzionali possono essere disposte in modo meno severo e possono coincidere con le corsie fisiche.

##### ***C5.1.3.3.6 Schemi di carico***

Gli schemi di carico specificati al §5.1.3.3.3 delle NTC includono gli effetti dinamici determinati con riferimento alla rugosità di pavimentazioni stradali di media qualità secondo la norma ISO8685:1995.

Lo schema di carico 1 vale per ponti di luce non maggiore di 300 m.

Per ponti di luce superiore a 300 m e in assenza di studi specifici, in alternativa allo schema di carico 1, generalmente cautelativo, si può utilizzare lo schema di carico 6.

##### ***C5.1.3.3.7 Disposizioni dei carichi mobili per realizzare le condizioni di carico più gravose***

Gli assi tandem si considerano viaggianti secondo l'asse longitudinale del ponte e sono generalmente disposti in asse alle rispettive corsie.

Nel caso in cui si debbano considerare due corsie con tandem affiancati per ponti con carreggiata di larghezza minore di 5,80 m la minima distanza trasversale tra due tandem affiancati si può considerare uguale a 50 cm.

##### ***C5.1.3.3.7.1 Carichi verticali da traffico su rilevati e su terrapieni adiacenti al ponte***

Ai fini del calcolo delle spalle, dei muri d'ala e delle altre parti del ponte a contatto con il terreno, sul rilevato o sul terrapieno si può considerare applicato lo schema di carico 1, in cui per semplicità, i carichi tandem possono essere sostituiti da carichi uniformemente distribuiti equivalenti, applicati su una superficie rettangolare larga 3,0 m e lunga 2,20 m.

In un rilevato correttamente consolidato, si può assumere una diffusione del carico con angolo di 30°.

#### C5.1.3.3.7.2 Carichi orizzontali da traffico su rilevati e su terrapieni adiacenti al ponte

Ai fini del calcolo delle spalle, dei muri d'ala e dei muri laterali, i carichi orizzontali da traffico sui rilevati o sui terrapieni possono essere considerati assenti.

Per il calcolo dei muri paraghiaia si deve, invece, considerare un'azione orizzontale longitudinale di frenamento, applicata alla testa del muro paraghiaia (vedi Figura C5.1.1), di valore caratteristico pari al 60% del carico asse  $Q_{1k}$ . Pertanto, in ponti di 1<sup>a</sup> categoria si considererà un carico orizzontale di 180 kN, concomitante con un carico verticale di 300 kN, mentre in ponti di 2<sup>a</sup> categoria si considererà un carico orizzontale di 144 kN, concomitante con un carico verticale di 240 kN.

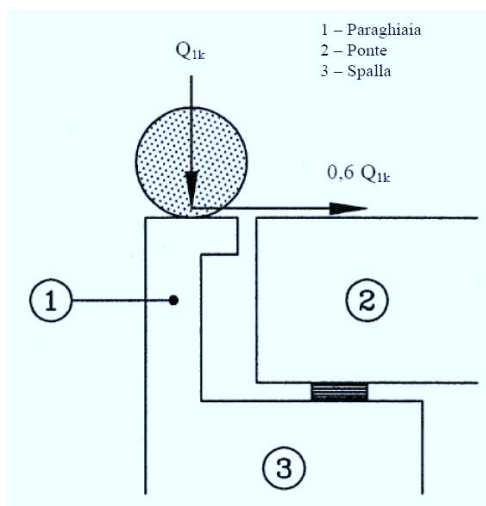


Figura C5.1.1 Carichi da traffico su muri paraghiaia

### C5.1.4 VERIFICHE DI SICUREZZA

#### C5.1.4.3 Verifiche allo stato limite di fatica

I modelli di carico a fatica n. 1, 2, 3 e 4 assegnati al §5.1.4.3 delle NTC includono gli effetti dinamici calcolati con riferimento alla rugosità di pavimentazioni stradali di qualità buona secondo la norma ISO8685:1995.

In prossimità di un giunto d'espansione può essere necessario considerare un fattore di amplificazione dinamica addizionale  $\Delta\varphi_{fat}$ , da applicare a tutti i carichi e dato da

$$\Delta\varphi_{fat} = 1,30 \cdot \left(1 - \frac{d}{26}\right) \geq 1,0 \quad (C5.1.1)$$

dove  $d$  è la distanza in m della sezione considerata dalla sezione di giunto, espressa in m.

#### C5.1.4.9 Ponti di 3<sup>a</sup> categoria

Per i ponti di 3<sup>a</sup> categoria si deve considerare lo schema di carico 4, folla compatta, applicato su tutta la parte sfavorevole della superficie d'influenza.

L'intensità del carico, comprensiva degli effetti dinamici, è di 5,0 kN/m<sup>2</sup>. Tuttavia, quando si possa escludere la presenza di folla compatta, come accade per ponti in zone scarsamente abitate, l'intensità del carico può essere ridotta, previa adeguata giustificazione, a

$$2,50 \text{ kN/m}^2 \leq q_{f,r} = 2,0 + \frac{120}{L + 30} \leq 5,00 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{C5.1.2})$$

dove L è la lunghezza della stesa di carico in m.

Qualora sia necessario considerare la presenza di un veicolo sul ponte per operazioni di manutenzione o di soccorso, si può considerare lo schema di carico di Figura C5.1.2, costituito da due assi di peso  $Q_{sv1}=40 \text{ kN}$  e  $Q_{sv2}=80 \text{ kN}$ , , comprensivi degli effetti dinamici, con carreggiata di 1,3 m ed interasse 3,0 m. L'impronta di ciascuna ruota può essere considerata quadrata di lato 20 cm. A questo schema può essere associata una forza orizzontale di frenamento pari al 60% del carico verticale.

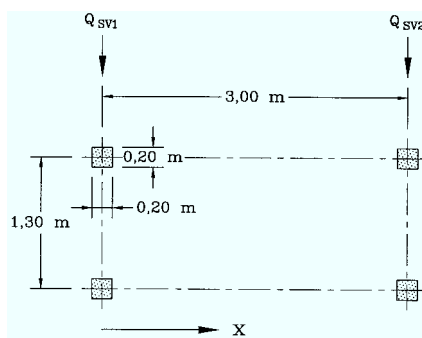


Figura C5.1.2 Veicolo di servizio per ponti di 3<sup>a</sup> categoria

##### C5.1.4.9.1 Modelli dinamici per ponti di 3<sup>a</sup> categoria

Vibrazioni nei ponti pedonali possono essere indotte da varie cause, quali, per esempio, vento o persone singole o in gruppo che camminano, corrono, saltano o danzano sul ponte.

Ai fini delle verifiche nei riguardi dello stato limite di vibrazione può essere necessario considerare appropriati modelli dinamici, che tengano conto del numero e della posizione delle persone simultaneamente presenti sul ponte e di fattori esterni, quale la localizzazione del ponte stesso, e definire opportuni criteri di comfort, facendo riferimento a normative e a procedure di comprovata validità.

A titolo puramente informativo, si può considerare che, in assenza di significativa risposta da parte del ponte, una persona che cammina eccita il ponte con un'azione periodica verticale con frequenza compresa tra 1 e 3 Hz e un'azione orizzontale simultanea con frequenza compresa tra 0,5 e 1,5 Hz, e che un gruppo di persone in leggera corsa eccita il ponte con una frequenza verticale pari a circa 3 Hz.

## **C5.2 PONTI FERROVIARI**

### **C5.2.1.2 Compatibilità idraulica**

Vale quanto detto al § C.5.1.2.4

### **C5.2.2 AZIONI SULLE OPERE**

#### **C5.2.2.3 Azioni variabili da traffico**

Le azioni variabili da traffico assegnate ai §§5.2.2.3 e 5.2.2.4 delle NTC sono relativi alla rete ferroviaria con scartamento standard e alle linee principali.

Per ferrovie a scartamento ridotto, tramvie e linee ferroviarie leggere, metropolitane e funicolari non valgono le prescrizioni di cui sopra e le azioni debbono essere determinate caso per caso, in riferimento alle peculiarità della linea servita, sulla base di studi specifici o a normative di comprovata validità.

#### **C5.2.2.6 Effetti di interazione statica treno-binario-struttura**

Ai fini della determinazione degli effetti di interazione statica treno-binario-struttura, di cui al §5.2.2.6 delle NTC, si possono utilizzare i legami tra la resistenza longitudinale allo scorrimento e lo scorrimento longitudinale per metro di binario singolo, riportati nelle figure C5.2.1, C5.2.2 e C5.2.3 e relativi ai casi di posa su ballast, posa diretta con attacco tradizionale indiretto di tipo K e posa diretta con attacco elastico, rispettivamente.

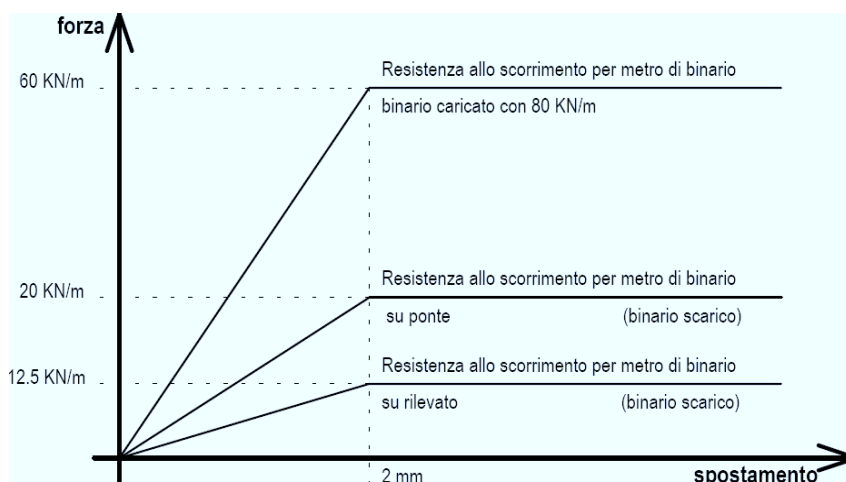
Nel caso di posa su ballast, la forza di scorrimento longitudinale  $q$ , in assenza di carico verticale da traffico, è assunta pari a 12.5 kN/m su rilevato e a 20 kN/m su ponte, mentre in presenza di un carico verticale da traffico di 80 kN/m, è assunta pari a 60 kN/m. Per carichi diversi i valori della resistenza si otterranno per interpolazione o estrapolazione lineare. In tutti i casi si assume uno spostamento di soglia di 2 mm, per cui risulta univocamente definita la rigidità iniziale.

Nel caso di binario con posa diretta, la resistenza allo scorrimento  $q$  dipende dal tipo di attacco e dalla forza di serraggio, oltre che dal carico verticale applicato, come descritto nel seguito. Dette norme non si applicano alle opere d'arte con armamento di tipo innovativo.

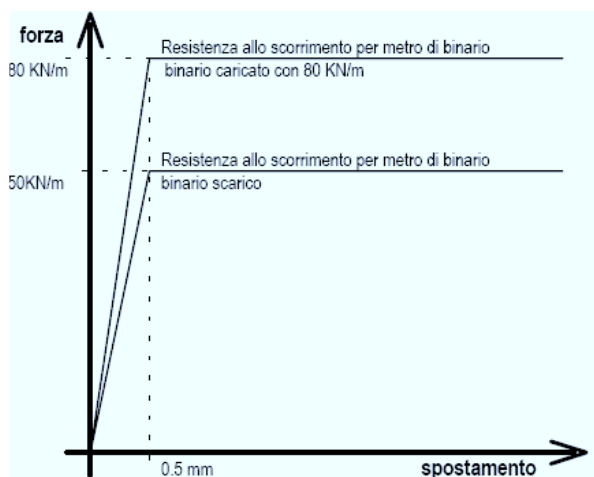
Per l'attacco indiretto di tipo K tradizionale, la forza di scorrimento longitudinale  $q$  è assunta, per interasse fra le traverse di 0.6 m, 50 kN/m in assenza di carico verticale da traffico e 80 kN/m in presenza di un carico verticale da traffico di 80 kN/m.

Per l'attacco elastico, la forza di scorrimento longitudinale  $q$  è assunta pari a 13 kN/m in assenza di carico verticale da traffico e a 35 kN/m in presenza di un carico verticale da traffico di 80 kN/m.

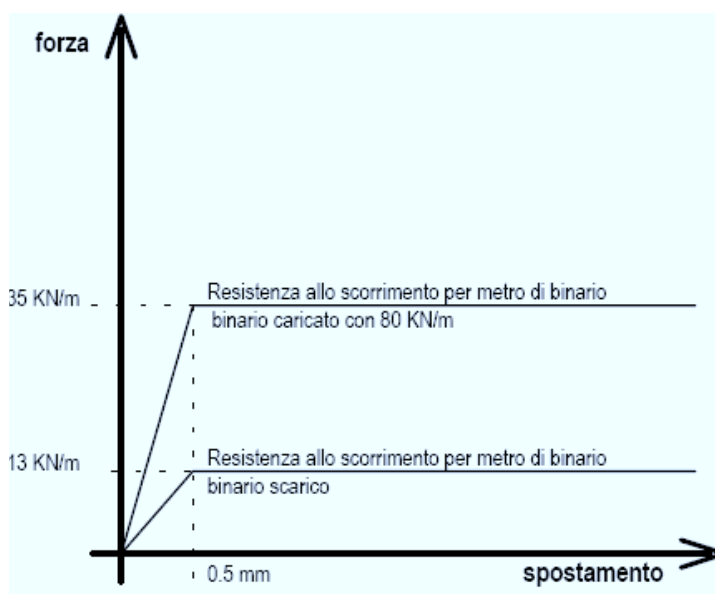
Nel caso di posa diretta e per carichi verticali da traffico diversi, i valori della resistenza si otterranno per interpolazione o estrapolazione lineare. In tutti i casi si assume uno spostamento di soglia di 0.5 mm, per cui risulta univocamente definita la rigidità iniziale.



**Figura C5.2.1** Legame tra resistenza allo scorrimento e scorrimento longitudinale per metro di un singolo binario (posa su ballast)



**Figura C5.2.2** Legame tra resistenza allo scorrimento e scorrimento longitudinale per metro per il singolo binario (posa diretta con attacco tradizionale indiretto di tipo K)



**Figura C5.2.3** *Legame tra resistenza allo scorrimento e scorrimento longitudinale per metro di singolo binario (posa diretta con attacco elastico)*

## C5.2.3 PARTICOLARI PRESCRIZIONI PER LE VERIFICHE

### C5.2.3.3 Verifiche agli SLU e SLE

#### C5.2.3.3.1 Requisiti concernenti gli SLU

Al §5.2.3.3.1 delle NTC, il carico permanente dovuto al ballast è trattato, se sfavorevole, come un carico variabile non da traffico (v. Tabella 5.2.V delle NTC) ed è precisato che qualora se ne prevedano variazioni significative, queste dovranno essere esplicitamente considerate nelle verifiche. In quest'ultimo caso dovranno essere aumentate di conseguenza anche le masse sismiche.

## **C6. PROGETTAZIONE GEOTECNICA**

Per progettazione geotecnica si intende l'insieme delle attività progettuali che riguardano le costruzioni o le parti di costruzioni che interagiscono con il terreno, gli interventi di miglioramento e di rinforzo del terreno, le opere in materiali sciolti, i fronti di scavo, nonché lo studio della stabilità del sito nel quale si colloca la costruzione.

Gli obiettivi della progettazione geotecnica sono la verifica delle condizioni di sicurezza globale e locale del sistema costruzione-terreno, inclusa la determinazione delle sollecitazioni delle strutture a contatto con il terreno e la valutazione delle prestazioni del sistema nelle condizioni d'esercizio.

I caratteri geologici del sito, illustrati nella Relazione Geologica (§ 6.2.1 NTC), costituiscono un importante riferimento per l'impostazione del progetto, soprattutto per le opere infrastrutturali ad elevato sviluppo lineare o che comunque investano aree di notevoli dimensioni.

Le scelte tipologiche, riguardanti in particolare il sistema di fondazione, e la caratterizzazione meccanica dei terreni compresi nel volume significativo, così come definito nel § 3.2.2 delle NTC, sono intrinsecamente connesse e reciprocamente condizionate e definiscono la prima fase delle attività progettuali.

Il carattere non lineare delle relazioni costitutive dei terreni, a partire da bassi livelli di deformazione, il loro possibile comportamento fragile, la dipendenza della risposta meccanica dei terreni dai percorsi tensionali seguiti, gli effetti di scala, unitamente all'influenza delle tecnologie costruttive e delle fasi esecutive, condizionano la programmazione delle indagini geotecniche. È quindi compito e responsabilità del progettista definire il piano delle indagini e delle prove geotecniche, interpretarne i risultati e individuare i più appropriati modelli geotecnici di sottosuolo in base, come esposto, alla tipologia di opera e/o intervento, alle tecnologie previste e alle modalità costruttive.

L'insieme di queste attività, unitamente alle analisi per il dimensionamento geotecnico delle opere, costituiscono l'oggetto della progettazione geotecnica. I risultati delle attività devono essere raccolti nella Relazione Geotecnica nella quale sono descritti i risultati delle indagini e delle prove, della caratterizzazione e modellazione geotecnica e delle analisi eseguite per la verifica delle condizioni di sicurezza e per la valutazione delle prestazioni nelle condizioni d'esercizio del sistema costruzione-terreno (vedi § C6.2.2).

## **C6.2 ARTICOLAZIONE DEL PROGETTO**

### **C6.2.1 CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO**

Lo studio geologico deve essere esteso ad una zona significativamente estesa, in relazione al tipo di opera e al contesto geologico in cui questa si colloca.

I metodi e le tecniche di studio, l'approfondimento e il dettaglio delle analisi e delle indagini devono essere commisurati alla complessità geologica del sito, alle finalità progettuali e alle peculiarità dello scenario territoriale ed ambientale in cui si opera.

La studio geologico deve definire, con preciso riferimento al progetto, i lineamenti geomorfologici della zona nonché gli eventuali processi morfologici ed i dissesti in atto o potenziali e la loro tendenza evolutiva, la successione litostratigrafica locale, con la descrizione della natura e della distribuzione spaziale dei litotipi, del loro stato di alterazione e fratturazione e della loro degradabilità; inoltre, deve illustrare i caratteri geostrutturali generali, la geometria e le caratteristiche delle superfici di discontinuità e fornire lo schema della circolazione idrica superficiale e sotterranea.

Il piano delle indagini specifiche sui terreni e sulle rocce nel sito di interesse deve essere definito ed attuato sulla base dell'inquadramento geologico della zona e in funzione dei dati che è necessario acquisire per pervenire ad una ricostruzione geologica di dettaglio che possa risultare adeguata ed utile per la caratterizzazione e la modellazione geotecnica del sottosuolo.

Nella descrizione dei caratteri geologici del sito devono essere definite le caratteristiche intrinseche delle singole unità litologiche (terreni o rocce) con particolare riguardo ad eventuali disomogeneità, discontinuità, stati di alterazione e fattori che possano indurre anisotropia delle proprietà fisiche dei materiali. Nelle unità litologiche costituite da alternanze di materiali diversi devono essere descritte le caratteristiche dei singoli litotipi e quantificati gli spessori e la successione delle alternanze.

Alla scala dell'ammasso roccioso, che in molti casi è costituito dall'insieme di più unità litologiche, devono essere evidenziate le differenze di caratteristiche fra le diverse unità e devono essere descritte in dettaglio le discontinuità, quali contatti stratigrafici e/o tettonici, piani di stratificazione, fratture, faglie con relativa fascia di frizione, cavità per dissoluzione.

La Relazione Geologica sarà corredata da elaborati grafici (carte e sezioni geologiche, planimetrie e profili per rappresentare in dettaglio aspetti significativi o specifici tematismi, ecc) in scala adeguata al dettaglio degli studi eseguiti e dalla documentazione delle indagini appositamente effettuate e di quelle derivate dalla letteratura tecnico-scientifica o da precedenti lavori.



I risultati delle indagini e degli studi effettuati devono essere esposti in modo esteso ed esauriente e commentati con riferimento al quadro geologico generale della zona presa in considerazione, sottolineando eventuali incertezze nella ricostruzione geologica che possano risultare significative ai fini dello sviluppo del progetto.

#### **C6.2.2 INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA**

Tra i dati geotecnici necessari per il progetto dell'opera devono in particolare essere presi in considerazione la successione stratigrafica, il regime delle pressioni interstiziali, le caratteristiche meccaniche dei terreni e tutti gli altri elementi significativi del sottosuolo, nonché le proprietà dei materiali da impiegare per la costruzione di opere di materiali sciolti.

La caratterizzazione degli ammassi rocciosi richiede inoltre l'individuazione delle famiglie (o dei sistemi) di discontinuità presenti e la definizione della loro giacitura (orientazione) e spaziatura. Devono essere anche descritte le seguenti caratteristiche delle discontinuità: forma, apertura, continuità, scabrezza, riempimento.

Le indagini devono essere sviluppate secondo gradi di approfondimento e di ampiezza commisurati alle diverse fasi attraverso le quali si sviluppa il progetto.

Per definire il profilo geotecnico, le caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni e il regime delle pressioni interstiziali, devono essere eseguite specifiche indagini, in sito e in laboratorio, secondo un programma definito dal progettista in base alle caratteristiche dell'opera in progetto e alle presumibili caratteristiche del sottosuolo.

Opere che interessino grandi aree e che incidano profondamente sul territorio richiedono un progetto di fattibilità secondo i criteri di cui al § 6.12 delle NTC.

Nel caso di opere di notevole mole e importanza dal punto di vista della sicurezza o che interessino terreni con caratteristiche meccaniche scadenti, è opportuno effettuare il controllo del comportamento dell'opera durante e dopo la costruzione. A tal fine deve essere predisposto un programma di osservazioni e misure di ampiezza commisurata all'importanza dell'opera e alla complessità della situazione geotecnica.

Le indagini geotecniche devono permettere un'adeguata caratterizzazione geotecnica del volume significativo di terreno, che è la parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla costruzione dell'opera e che influenza l'opera stessa. Il volume significativo ha forma ed estensione diverse a seconda del problema in esame e deve essere individuato caso per caso, in base alle caratteristiche dell'opera e alla natura e caratteristiche dei terreni.

**Indagini e prove geotecniche in sito**

A titolo indicativo, nella Tabella C6.2.I si elencano i mezzi di indagine e le prove geotecniche in sito di più frequente uso.

**Tabella C6.2.I** Mezzi di indagine e prove geotecniche in sito

Proprietà fisiche e meccaniche	Terreni a grana fine	Prove penetrometriche Prove scissometriche Prove dilatometriche Prove pressiometriche Prove di carico su piastra Prove di laboratorio
	Terreni a grana grossa	Prove penetrometriche Prove di carico su piastra Prove di laboratorio
	Rocce	Prove speciali in sito (prove di taglio) Prove di carico su piastra Prove di laboratorio
Misure di pressione interstiziale	Terreni di qualsiasi tipo	Piezometri
Permeabilità	Terreni a grana fine	Misure piezometriche Prove di laboratorio
	Terreni a grana grossa	Prove idrauliche in fori di sondaggio Prove di emungimento da pozzi
Verifica di procedimenti tecnologici	Palificate	Prove di carico su pali singoli Prove di carico su gruppi di pali
	Impermeabilizzazioni	Prove di permeabilità in sito e misura di altezza piezometrica prima e dopo l'intervento
	Consolidamenti	Determinazione delle proprietà meccaniche in sito prima e dopo l'intervento Prove di laboratorio
Indagini di tipo geofisico	In foro con strumentazione in profondità	Cross hole Down hole Con "suspension logger"
	Senza esecuzioni di fori, con strumentazione in profondità	Penetrometro sismico Dilatometro sismico
	Con strumentazione in superficie	Prove SASW Prove di rifrazione sismica Prove di riflessione sismica

Il tipo e la tecnica esecutiva delle perforazioni di sondaggio devono essere scelti in funzione della natura dei terreni e delle operazioni da compiere nel corso del sondaggio (prelievo di campioni indisturbati, installazione di strumenti di misura, esecuzione di prove, ecc.).

Di regola, le indagini di tipo geofisico permettono di valutare le caratteristiche di rigidità a bassi livelli di deformazione dei terreni; i risultati ottenuti non possono quindi essere utilizzati direttamente nelle verifiche di sicurezza rispetto agli stati limite che prevedano il raggiungimento della resistenza del terreno. È opportuno che i dati forniti dalle indagini geofisiche siano interpretati alla luce dei risultati ottenuti dalle altre indagini (successione stratigrafica, regime pressioni interstiziali, ecc.).

La scelta dei mezzi di indagine deve essere effettuata in fase di progetto dell'indagine e verificata durante lo svolgimento dell'indagine stessa.

La posizione dei punti di indagine e la loro quota assoluta devono essere rilevate topograficamente e riportate in planimetria.

Gli scavi esplorativi (pozzi, cunicoli e trincee) devono essere eseguiti nel rispetto delle norme di sicurezza per gli scavi a cielo aperto o in sotterraneo, avendo cura di garantire l'accessibilità per tutto il tempo di durata delle indagini.

Gli scavi devono essere realizzati in modo da non causare apprezzabili modifiche alla situazione esistente, sia dal punto di vista statico sia da quello idraulico. Dopo la loro utilizzazione, salvo il caso che vengano direttamente inglobati nell'opera, essi devono essere accuratamente riempiti ed intasati con materiale idoneo in modo da ripristinare, per quanto possibile, la situazione iniziale.

Nel corso dell'esecuzione di perforazioni di sondaggio, particolare cura deve essere posta per evitare di provocare mescolanze tra terreni diversi e di porre in comunicazione acquiferi diversi.

I risultati delle indagini e prove geotecniche in sito devono essere documentati con:

- una planimetria della zona con indicate le posizioni delle verticali di indagine;
- indicazioni sui tipi e le caratteristiche delle attrezzature impiegate;
- i profili stratigrafici ottenuti dalle perforazioni di sondaggio e dagli scavi esplorativi;
- i particolari esecutivi delle prove e delle misure eseguite;
- i risultati delle prove e delle misure eseguite;
- le notizie di eventuali eventi particolari verificatisi durante l'esecuzione dei lavori e ogni altro dato utile per la caratterizzazione del sottosuolo.

#### ***Prove geotecniche di laboratorio***

Le prove geotecniche di laboratorio devono permettere di valutare i valori appropriati delle grandezze fisiche e meccaniche necessarie per tutte le verifiche agli stati limite ultimi e agli stati limite di esercizio.

Le prove sui terreni utilizzati come materiali da costruzione devono essere effettuate su campioni rappresentativi dei materiali disponibili, preparati in laboratorio secondo modalità da stabilire in relazione alle condizioni di posa in opera previste e alla destinazione del manufatto.

I risultati delle prove di laboratorio devono essere accompagnati da chiare indicazioni sulle procedure sperimentali adottate.

#### ***Caratterizzazione e modellazione geotecnica***

I risultati delle indagini e prove geotecniche, eseguite in sito e in laboratorio, devono essere interpretate dal progettista che, sulla base dei risultati acquisiti, della tipologia di opera e/o intervento, delle tecnologie previste e delle modalità costruttive, deve individuare i più appropriati modelli geotecnici di sottosuolo e i valori caratteristici dei parametri geotecnici ad essi correlati. I parametri geotecnici da valutare per l'esecuzione delle analisi e delle verifiche nei riguardi degli stati limite ultimi e di esercizio dipendono dai modelli costitutivi adottati per descrivere il comportamento meccanico dei terreni.

#### ***Valori caratteristici dei parametri geotecnici***

La scelta dei valori caratteristici dei parametri geotecnici avviene in due fasi.

La prima fase comporta l'identificazione dei parametri geotecnici appropriati ai fini progettuali. Tale scelta richiede una valutazione specifica da parte del progettista, per il necessario riferimento ai diversi tipi di verifica.

Ad esempio, nel valutare la stabilità di un muro di sostegno è opportuno che la verifica allo scorrimento della fondazione del muro sia effettuata con riferimento al valore a volume costante o allo stato critico dell'angolo di resistenza al taglio, poiché il meccanismo di scorrimento, che coinvolge spessori molto modesti di terreno, e l'inevitabile disturbo connesso con la preparazione del piano di posa della fondazione, possono comportare modifiche significative dei parametri di resistenza. Per questo stesso motivo, nelle analisi svolte in termini di tensioni efficaci, è opportuno trascurare ogni contributo della coesione nelle verifiche allo scorrimento. Considerazioni diverse, invece, devono essere svolte con riferimento al calcolo della capacità portante della fondazione del muro che, per l'elevato volume di terreno indisturbato coinvolto, comporta il riferimento al valore di picco dell'angolo di resistenza al taglio, senza trascurare il contributo della coesione efficace del terreno.

Identificati i parametri geotecnici appropriati, la seconda fase del processo decisionale riguarda la valutazione dei valori caratteristici degli stessi parametri.

Nella progettazione geotecnica, in coerenza con gli Eurocodici, la scelta dei valori caratteristici dei parametri deriva da una stima cautelativa, effettuata dal progettista, del valore del parametro appropriato per lo stato limite considerato.

Nella scelta dei valori caratteristici è necessario tener conto, come già esposto, della specifica verifica e delle condizioni costruttive che ad essa corrispondono. Riprendendo l'esempio dell'analisi di stabilità di un muro di sostegno, al progettista è richiesta una valutazione specifica dei valori caratteristici dei parametri geotecnici appropriati alle diverse verifiche.

Nelle valutazioni che il progettista deve svolgere per pervenire ad una scelta corretta dei valori caratteristici, appare giustificato il riferimento a valori prossimi ai valori medi quando nello stato limite considerato è coinvolto un elevato volume di terreno, con possibile compensazione delle eterogeneità o quando la struttura a contatto con il terreno è dotata di rigidità sufficiente a trasferire le azioni dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti. Al contrario, valori caratteristici prossimi ai valori minimi dei parametri geotecnici appaiono più giustificati nel caso in cui siano coinvolti modesti volumi di terreno, con concentrazione delle deformazioni fino alla formazione di superfici di rottura nelle porzioni di terreno meno resistenti del volume significativo, o nel caso in cui la struttura a contatto con il terreno non sia in grado di trasferire forze dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti a causa della sua insufficiente rigidità. La scelta di valori caratteristici prossimi ai valori minimi dei parametri geotecnici può essere dettata anche solo dalle caratteristiche dei terreni; basti pensare, ad esempio, all'effetto delle discontinuità sul valore operativo della resistenza non drenata.

Una migliore approssimazione nella valutazione dei valori caratteristici può essere ottenuta operando le opportune medie dei valori dei parametri geotecnici nell'ambito di piccoli volumi di terreno, quando questi assumano importanza per lo stato limite considerato.

#### **C6.2.2.5 Relazione geotecnica**

La Relazione Geotecnica contiene i principali risultati ottenuti dalle indagini e prove geotecniche, descrive la caratterizzazione e la modellazione geotecnica dei terreni interagenti con l'opera, e riassume i risultati delle analisi svolte per la verifica delle condizioni di sicurezza e la valutazione delle prestazioni nelle condizioni d'esercizio del sistema costruzione-terreno.

A titolo esemplificativo, si indicano di seguito i tipici contenuti della Relazione Geotecnica:

- descrizione delle opere e degli interventi;
- problemi geotecnici e scelte tipologiche;
- descrizione del programma delle indagini e delle prove geotecniche;

- caratterizzazione fisica e meccanica dei terreni e delle rocce e definizione dei valori caratteristici dei parametri geotecnici;
- verifiche della sicurezza e delle prestazioni: identificazione dei relativi stati limite;
- approcci progettuali e valori di progetto dei parametri geotecnici;
- modelli geotecnici di sottosuolo e metodi di analisi;
- risultati delle analisi e loro commento.

La relazione deve essere inoltre corredata da una planimetria con l'ubicazione delle indagini, sia quelle appositamente effettuate, sia quelle di carattere storico e di esperienza locale eventualmente disponibili, dalla documentazione sulle indagini in sito e in laboratorio, da un numero adeguato di sezioni stratigrafiche con indicazione dei profili delle grandezze misurate (resistenza alla punta di prove penetrometriche, altezze piezometriche, valori di propagazione delle onde di taglio, ecc.).

Nei casi in cui sia necessario il ricorso al Metodo Osservazionale, di cui al § 6.2.4 delle NTC, o per opere e sistemi geotecnici di particolare complessità, la Relazione Geotecnica deve comprendere anche l'illustrazione del piano di monitoraggio, con l'individuazione della strumentazione di controllo e la definizione delle procedure di acquisizione, archiviazione ed elaborazione delle misure.

Nel caso di impiego del Metodo Osservazionale, inoltre, la Relazione Geotecnica deve comprendere anche la descrizione delle possibili soluzioni alternative, con le relative verifiche, e la specificazione delle grandezze geometriche, fisiche e meccaniche da tenere sotto controllo per l'adozione di una delle soluzioni alternative previste e dei relativi limiti di accettabilità.

### **C6.2.3 VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI**

Conseguentemente ai principi generali enunciati nelle NTC, la progettazione geotecnica si basa sul metodo degli stati limite e sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza.

Nel metodo degli stati limite, ultimi e di esercizio, i coefficienti parziali sono applicati alle azioni, agli effetti delle azioni, alle caratteristiche dei materiali e alle resistenze.

I coefficienti parziali possono essere diversamente raggruppati e combinati tra loro in funzione del tipo e delle finalità delle verifiche, nei diversi stati limite considerati.

#### **C6.2.3.1 Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)**

Si considerano cinque stati limite ultimi che, mantenendo la denominazione abbreviata degli eurocodici, sono così identificati:

**EQU** – perdita di equilibrio della struttura, del terreno o dell'insieme terreno-struttura, considerati come corpi rigidi;

**STR** – raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali, compresi gli elementi di fondazione;

**GEO** – raggiungimento della resistenza del terreno interagente con la struttura con sviluppo di meccanismi di collasso dell'insieme terreno-struttura;

**UPL** – perdita di equilibrio della struttura o del terreno, dovuta alla sottospinta dell'acqua (galleggiamento);

**HYD** – erosione e sifonamento del terreno dovuta a gradienti idraulici.

Gli stati limite **STR** e **GEO** sono gli unici che prevedono il raggiungimento della resistenza delle strutture o del terreno, rispettivamente. Nei paragrafi successivi essi sono specificati per le diverse tipologie di opere e sistemi geotecnici. Con riferimento agli stati limite **GEO**, si possono menzionare, a mero titolo di esempio, gli stati limite che riguardano il raggiungimento del carico limite nei terreni di fondazione e lo scorrimento sul piano di posa di fondazioni superficiali e muri di sostegno, la rotazione intorno a un punto di una paratia a sbalzo o con un livello di vincolo, ecc. In questi casi, si esegue, di fatto, una verifica del sistema geotecnico nei confronti di un meccanismo di collasso che, in alcuni casi, può implicare anche la plasticizzazione degli elementi strutturali. Al contrario, nelle verifiche rispetto agli stati limite **STR**, ci si riferisce in genere al raggiungimento della crisi di una delle sezioni della struttura, senza pervenire necessariamente alla determinazione di un meccanismo di collasso, o alla valutazione di una distanza da esso.

Nelle verifiche di sicurezza rispetto agli stati limite ultimi, può essere utilizzato l'Approccio 1 o l'Approccio 2. Nell'ambito dell'Approccio 1, la combinazione 1 è generalmente dimensionante per le verifiche di sicurezza rispetto agli stati limite di tipo strutturale, **STR**, mentre la combinazione 2 risulta in genere dimensionante per le verifiche di sicurezza rispetto agli stati limite di tipo geotecnico, **GEO**. Le combinazioni dei coefficienti parziali da utilizzare per le diverse tipologie di opere e sistemi geotecnici sono indicati nei paragrafi successivi.

Gli stati limite **EQU**, **UPL** e **HYD** non prevedono il raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali. Se si porta in conto la resistenza del terreno, si devono utilizzare per essa i coefficienti parziali del gruppo M2 (Tabella 6.2.II NTC).

Con riferimento ad opere e sistemi geotecnici, lo stato limite di ribaltamento di un muro di sostegno, ad esempio, deve essere trattato come uno stato limite di equilibrio di corpo rigido, **EQU**. Gli stati limite **UPL** e **HYD** si riferiscono a stati limite ultimi di tipo idraulico (§ 6.2.3.2 NTC). Ad

esempio, gli stati limite di sollevamento per galleggiamento di strutture interrato (parcheggi sotterranei, stazioni metropolitane, ecc.) o di opere marittime devono essere trattati come stati limite di equilibrio **UPL**. Al contrario, lo stato limite di sifonamento al quale corrisponde l'annullamento delle tensioni efficaci e che può essere prodotto da moti di filtrazione diretti dal basso verso l'alto, devono essere trattati come stati limite **HYD**.

#### **C6.2.3.3 Verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE)**

Per le opere e i sistemi geotecnici, gli stati limite di esercizio si riferiscono al raggiungimento di valori critici di spostamenti e rotazioni, assoluti e/o relativi, e distorsioni che possano compromettere la funzionalità dell'opera. È quindi necessario valutare, utilizzando i valori caratteristici delle azioni e delle resistenze dei materiali, gli spostamenti e le rotazioni delle opere, nonché il loro andamento nel tempo.

### **C6.3 STABILITÀ DEI PENDII NATURALI**

Nello studio delle condizioni di stabilità dei pendii devono essere presi in considerazione almeno i seguenti fattori:

- caratteristiche geologiche;
- caratteristiche morfologiche;
- proprietà fisiche e meccaniche dei terreni costituenti il pendio;
- regime delle pressioni interstiziali e delle pressioni dell'acqua nelle discontinuità eventualmente presenti;
- peso proprio e azioni applicate sul pendio;
- regime delle precipitazioni atmosferiche;
- sismicità della zona.

#### **C6.3.2 MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL PENDIO**

Lo studio geologico comprende il rilevamento diretto delle discontinuità del terreno (giunti di deposizione, faglie, diaclasi, fratture) delle quali devono essere determinate la distribuzione spaziale, la frequenza e le caratteristiche. Attraverso un'analisi geomorfologia quantitativa del pendio e delle aree adiacenti devono essere ricercate indicazioni su franosità della zona e su natura, caratteristiche e grandezza di eventuali movimenti verificatisi in passato e sulla loro possibile evoluzione nel tempo.



### **C6.3.3 MODELLAZIONE GEOTECNICA DEL PENDIO**

Lo studio geotecnico riguarda la programmazione del piano di indagini, finalizzato all'acquisizione dei dati necessari alle analisi, quali la caratterizzazione dei terreni o delle rocce costituenti il pendio, la valutazione del regime delle pressioni interstiziali e la definizione del modello di sottosuolo, nonché l'analisi delle condizioni di stabilità del pendio, il dimensionamento degli interventi di stabilizzazione e la programmazione del piano di monitoraggio.

Le verticali di indagine devono essere preferibilmente allineate lungo una o più sezioni longitudinali del pendio ed essere opportunamente spaziate per ottenere informazioni sufficienti lungo tutta l'estensione del pendio.

Il regime delle pressioni interstiziali nel sottosuolo deve essere ricostruito con sufficiente approssimazione mediante misure puntuali delle pressioni interstiziali eseguite con piezometri o celle piezometriche. Questi devono essere installati in posizioni opportunamente scelte in relazione alle caratteristiche geometriche e stratigrafiche del pendio e alla posizione presunta della superficie di scorrimento, potenziale o effettiva.

Se la verifica di stabilità riguarda pendii naturali in frana, le indagini devono definire la posizione e la forma della superficie di scorrimento. A tal fine si deve provvedere alla misura degli spostamenti in superficie e in profondità. Queste misure devono permettere la determinazione dell'entità degli spostamenti e del loro andamento nel tempo, da porre eventualmente in relazione al regime delle pressioni interstiziali e a quello delle precipitazioni atmosferiche. Gli spostamenti in profondità devono essere riferiti a quelli misurati in superficie, avendo cura di eseguire le misure con la stessa cadenza temporale.

Le prove di laboratorio devono permettere la determinazione delle caratteristiche di resistenza nelle condizioni di picco, di post-picco e nelle condizioni residue.

### **C6.3.4 VERIFICHE DI SICUREZZA**

Nelle verifiche di stabilità si utilizzano i valori caratteristici dei parametri di resistenza ( $c'_k$ ,  $\phi'_k$ ). Il coefficiente di sicurezza è definito dal rapporto tra la resistenza al taglio disponibile lungo la superficie di scorrimento e lo sforzo di taglio mobilitato lungo di essa. Il suo valore minimo deve essere scelto e motivato dal progettista in relazione al livello di affidabilità dei dati acquisiti, ai limiti del modello di calcolo utilizzato, nonché al livello di protezione che si vuole garantire (§ 6.3.4 NTC).

Nei pendii interessati da frane attive o quiescenti, che possano essere riattivate dalle cause originali o da un'azione sismica, bisogna fare riferimento alla resistenza al taglio a grandi deformazioni, in

dipendenza dell'entità dei movimenti e della natura dei terreni. Le caratteristiche di resistenza devono quindi intendersi come valori operativi lungo la superficie di scorrimento.

### **C6.3.5 INTERVENTI DI STABILIZZAZIONE**

Nel dimensionamento degli interventi di stabilizzazione devono essere valutate le condizioni di stabilità iniziali, prima dell'esecuzione dell'intervento, e quelle finali, ad intervento eseguito, in modo da valutare l'incremento del margine di sicurezza rispetto al cinematismo di collasso critico potenziale o effettivo. In dipendenza della tipologia di intervento deve essere valutata l'evoluzione temporale dell'incremento del coefficiente di sicurezza nel tempo, per garantire il raggiungimento di condizioni di stabilità adeguate in tempi compatibili con i requisiti di progetto. In ogni caso, le condizioni di stabilità devono essere verificate non solo lungo il cinematismo di collasso critico originario, ma anche lungo possibili cinematismi alternativi che possano innescarsi a seguito della realizzazione dell'intervento di stabilizzazione.

### **C6.4 OPERE DI FONDAZIONE**

Le fondazioni sono distinte in fondazioni superficiali, o dirette (ad es.: plinti, travi, platee), e fondazioni profonde (ad es.: pali, pozzi, cassoni).

#### **C6.4.1 CRITERI GENERALI DI PROGETTO**

Il comportamento delle fondazioni è condizionato da numerosi fattori, dei quali si elencano quelli che generalmente occorre considerare:

*a) Terreni di fondazione:*

successione stratigrafica;

proprietà fisiche e meccaniche dei terreni;

regime delle pressioni interstiziali.

Tutti questi elementi devono essere definiti mediante specifiche indagini geotecniche.

*b) Opere in progetto:*

dimensioni dell'insieme dell'opera;

caratteristiche della struttura in elevazione, con particolare riferimento alla sua attitudine a indurre o a subire cedimenti differenziali;

sequenza cronologica con la quale vengono costruite le varie parti dell'opera;

distribuzione, intensità o variazione nel tempo dei carichi trasmessi in fondazione, distinguendo i carichi permanenti da quelli variabili, e questi, a loro volta, in statici e dinamici.

*c) Fattori ambientali:*

caratteri morfologici del sito;

deflusso delle acque superficiali;

presenza o caratteristiche di altri manufatti (edifici, canali, acquedotti, strade, muri di sostegno, gallerie, ponti, ecc.) esistenti nelle vicinanze o dei quali è prevista la costruzione.

Le fasi di progetto assumono ampiezza e grado di approssimazione diversi secondo l'importanza del manufatto e dei fattori sopra elencati e in relazione al grado di sviluppo della progettazione.

Qualora non si adotti un unico tipo di fondazione per tutto il manufatto, si deve tenere conto dei diversi comportamenti dei tipi di fondazione adottati, in particolare per quanto concerne i cedimenti.

Nel caso di ponti, opere marittime e simili è necessario in particolare considerare la configurazione e la mobilità dell'alveo fluviale o del fondo marino, la erodibilità di questi in dipendenza del regime delle acque e delle caratteristiche dei terreni e del manufatto.

La costruzione di manufatti in zone franose, per i quali non è possibile una diversa localizzazione, richiede la valutazione delle azioni trasmesse dai terreni in movimento al manufatto e alla sua fondazione. A tal fine è necessario definire le caratteristiche geometriche e cinematiche dei dissesti in conformità a quanto indicato nel § 6.3 delle NTC.

Prescrizioni per le indagini

Nel caso di fabbricati di civile abitazione la profondità da raggiungere con le indagini può essere dell'ordine di  $b \div 2b$ , dove  $b$  è la lunghezza del lato minore del rettangolo che meglio approssima la forma in pianta del manufatto. Nel caso di fondazioni su pali, la profondità, considerata dall'estremità inferiore dei pali, può essere dell'ordine di  $0.5b \div b$ .

La progettazione delle opere di fondazione deve essere svolta contestualmente a quella delle strutture in elevazione, tenendo conto delle condizioni geotecniche e delle prestazioni richieste alla costruzione nel suo complesso.

Il dimensionamento geotecnico delle fondazioni deve essere effettuato con riferimento ai modelli geotecnici del volume significativo definiti per i diversi stati limite considerati.

Particolare attenzione deve essere posta nel progetto di opere contigue ad altre costruzioni, soprattutto se sono previsti scavi per impostare le nuove fondazioni. In queste condizioni è necessaria la valutazione degli effetti indotti dalla nuova opera sulle costruzioni preesistenti, in tutte le fasi della sua costruzione. Attenzione è inoltre dovuta alla scelta e al dimensionamento delle pareti di scavo, per limitare gli spostamenti del terreno circostante.

Quale che sia il sistema di fondazione prescelto, l'applicazione del metodo degli stati limite richiede necessariamente sia le verifiche agli stati limite ultimi sia le verifiche agli stati limite di esercizio poiché queste ultime permettono, da un lato, di completare la valutazione delle prestazioni delle fondazioni e, dall'altro, potrebbero essere maggiormente condizionanti per la progettazione.

Per le verifiche agli stati limite ultimi delle fondazioni sono ammessi i due approcci progettuali richiamati nel § C6.2.3 della presente Circolare.

Gli stati limite ultimi delle fondazioni si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno interagente con le fondazioni (GEO) e al raggiungimento della resistenza degli elementi che compongono la fondazione stessa (STR).

#### **C6.4.2 FONDAZIONI SUPERFICIALI**

##### ***Criteria di progetto***

Nel progetto si deve tenere conto della presenza di sottoservizi e dell'influenza di questi sul comportamento del manufatto.

Nel caso di reti idriche e fognarie occorre particolare attenzione ai possibili inconvenienti derivanti da immissioni o perdite di liquidi nel sottosuolo.

È opportuno che il piano di posa in una fondazione sia tutto allo stesso livello. Ove ciò non sia possibile, le fondazioni adiacenti, appartenenti o non ad un unico manufatto, saranno verificate tenendo conto della reciproca influenza e della configurazione dei piani di posa.

Le fondazioni situate nell'alveo o nelle golene di corsi d'acqua possono essere soggette allo scalzamento e perciò vanno adeguatamente difese e approfondite. Analoga precauzione deve essere presa nel caso delle opere marittime.

##### **C6.4.2.1 Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)**

Gli stati limite ultimi per sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni (GEO) riguardano il collasso per carico limite nei terreni di fondazione e per scorrimento sul piano di posa.

Tutte le azioni su un elemento di fondazione possono essere ricondotte a una forza risultante applicata al piano di posa.

Nello stato limite di collasso per raggiungimento del carico limite della fondazione, l'azione di progetto è la componente della risultante delle forze in direzione normale al piano di posa. La resistenza di progetto è il valore della forza normale al piano di posa cui corrisponde il raggiungimento del carico limite nei terreni in fondazione.

Nello stato limite di collasso per scorrimento, l'azione di progetto è data dalla componente della risultante delle forze in direzione parallela al piano di scorrimento della fondazione, mentre la resistenza di progetto è il valore della forza parallela allo stesso piano cui corrisponde lo scorrimento della fondazione. Per fondazioni massicce (pozzi, blocchi di ancoraggio, ecc.) a diretto contatto con le pareti di scavo, eventualmente sostenute da paratie o palancole, nella verifica allo scorrimento si può tenere conto della resistenza al taglio mobilitata lungo le pareti parallele all'azione di progetto, oltre che della spinta attiva e della resistenza passiva parallele alla stessa azione.

Nell'impiego dell'espressione trinomia per la valutazione del carico limite, i valori di progetto dei parametri di resistenza ( $c'_d$ ,  $\phi'_d$ ) devono essere impiegati sia per la determinazione dei fattori di capacità portante,  $N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$ , sia per la determinazione dei coefficienti correttivi, ove tali coefficienti intervengano.

Il progetto delle fondazioni superficiali deve prevedere anche l'analisi degli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza degli elementi che compongono la fondazione stessa (STR). In questo caso l'azione di progetto è costituita dalla sollecitazione nell'elemento e la resistenza di progetto è il valore della sollecitazione che produce la crisi nell'elemento esaminato.

#### Approccio 1

Nelle verifiche agli stati limite ultimi per il dimensionamento geotecnico delle fondazioni (GEO), si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni. L'analisi può essere condotta con la Combinazione 2 (A2+M2+R2), nella quale i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti del gruppo M2 e la resistenza globale del sistema tramite i coefficienti  $\gamma_R$  del gruppo R2. Nell'uso di questa combinazione, le azioni di progetto in fondazione derivano da analisi strutturali che devono essere svolte impiegando i coefficienti parziali del gruppo A2.

Nelle verifiche agli stati limite ultimi finalizzate al dimensionamento strutturale (STR), si considerano gli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza negli elementi che costituiscono la fondazione. L'analisi può essere svolta utilizzando la Combinazione 1 (A1+M1+R1), nella quale i coefficienti sui parametri di resistenza del terreno (M1) e sulla resistenza globale del sistema (R1) sono unitari, mentre le azioni permanenti e variabili sono amplificate. Nell'uso di questa combinazione, le azioni di progetto in fondazione derivano da analisi strutturali svolte impiegando i coefficienti parziali del gruppo A1.

### Approccio 2

Nelle verifiche effettuate seguendo l'approccio progettuale 2, le azioni di progetto in fondazione derivano da un'unica analisi strutturale svolta impiegando i coefficienti parziali del gruppo A1.

Nelle verifiche agli stati limite ultimi per il dimensionamento geotecnico delle fondazioni (GEO), si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni. L'analisi può essere condotta con la Combinazione (A1+M1+R3), nella quale i coefficienti parziali sui parametri di resistenza del terreno (M1) sono unitari e la resistenza globale del sistema è ridotta tramite i coefficienti  $\gamma_R$  del gruppo R3. Tali coefficienti si applicano solo alla resistenza globale del terreno, che è costituita, a seconda dello stato limite considerato, dalla forza normale alla fondazione che produce il collasso per carico limite, o dalla forza parallela al piano di scorrimento della fondazione che ne produce il collasso per scorrimento. Essi vengono quindi utilizzati solo nell'analisi degli stati limite GEO.

Nelle verifiche agli stati limite ultimi finalizzate al dimensionamento strutturale (STR), si considerano gli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza negli elementi di fondazione. Per tale analisi non si utilizza il coefficiente  $\gamma_R$  e si procede perciò come nella Combinazione 1 dell'Approccio 1.

#### **C6.4.2.2 Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE)**

Per effetto delle azioni trasmesse in fondazione, i terreni subiscono deformazioni che provocano spostamenti del piano di posa. Le componenti verticali degli spostamenti (cedimenti) assumono in genere valori diversi sul piano di posa di un manufatto. Si definisce cedimento differenziale la differenza dei cedimenti tra punti di una stessa fondazione, di fondazioni distinte con sovrastrutture comuni e di fondazioni distinte con sovrastrutture staticamente indipendenti.

In base alla evoluzione nel tempo si distinguono i cedimenti immediati e i cedimenti differiti. Questi ultimi sono caratteristici dei terreni a grana fine, poco permeabili, e dei terreni organici.

I cedimenti e gli spostamenti delle fondazioni e del terreno circostante possono essere valutati con metodi empirici o analitici.

Nel caso di terreni a grana fine, i parametri che caratterizzano la deformabilità sono di regola ottenuti da prove di laboratorio su campioni indisturbati. Nel caso di terreni a grana media o grossa, i parametri anzidetti possono essere valutati sulla base dei risultati di indagini geotecniche in sito.

I valori delle proprietà meccaniche da adoperare nell'analisi sono quelli caratteristici e i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri di resistenza sono sempre unitari.

Sulla base della previsione dei cedimenti deve esprimersi un giudizio sulla loro ammissibilità con riferimento ai limiti imposti dal comportamento statico e dalla funzionalità del manufatto. Qualora il manufatto in progetto possa influire sul comportamento statico e sulla funzionalità di manufatti adiacenti, il giudizio di ammissibilità deve essere esteso a questi ultimi.

### **C6.4.3 FONDAZIONI SU PALI**

#### ***Criteri di progetto***

In dipendenza delle modalità esecutive, i tipi più comuni di pali di fondazione possono essere classificati in:

pali prefabbricati e infissi (ad es.: pali infissi a percussione, vibrazione, pressione, ecc.)

pali gettati in opera senza asportazione di terreno;

pali gettati in opera con asportazione di terreno;

pali ad elica continua.

L'interasse tra i pali va stabilito tenuto conto della funzione della palificata e del procedimento costruttivo. Di regola e salvo condizioni particolari, l'interasse minimo deve essere pari a 3 volte il diametro del palo.

Per le palificate soggette ad azioni orizzontali di intensità non trascurabile si deve valutare lo stato di sollecitazione nel palo e nel terreno e verificarne l'ammissibilità sviluppando calcoli specifici in presenza di tali azioni.

I pali possono essere impiegati come fondazioni a sé stanti, come riduttori dei cedimenti di fondazioni superficiali estese e come elementi contribuenti alla capacità portante di fondazioni miste (piastre su pali). Queste ultime rappresentano una tipologia innovativa di fondazioni su pali.

#### ***Indagini geotecniche***

Le indagini geotecniche devono intendersi estese dal piano di campagna fino alla profondità significativa sotto la base dei pali.

Le considerazioni che precedono evidenziano l'importanza di un'accurata definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo. La caratterizzazione geotecnica dei terreni che interagiscono con i pali deve comunque essere effettuata tenendo conto delle diverse modalità di trasmissione degli sforzi lungo la superficie laterale e alla base, così come dei diversi relativi meccanismi di collasso. Conseguentemente, il progettista deve orientare le indagini in sito e le prove di laboratorio verso la ricerca dei parametri più appropriati alla descrizione di tali meccanismi, oltre che alla valutazione della rigidità del complesso palo-terreno necessaria per le verifiche agli stati limite di esercizio.

Considerazioni del tutto analoghe valgono per i pali caricati trasversalmente. In quest'ultimo caso, per lo specifico tipo d'interazione palo-terreno, è necessaria un'accurata caratterizzazione geotecnica dei terreni più superficiali, maggiormente coinvolti nel fenomeno d'interazione.

#### **C6.4.3.1 Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)**

Analogamente alle fondazioni superficiali, per le verifiche agli stati limite ultimi sono ammessi due distinti e alternativi approcci progettuali. Nel primo approccio progettuale devono essere considerate due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, la prima ( $A_1+M_1+R_1$ ) generalmente riferibile alle verifiche strutturali (STR), la seconda ( $A_2+M_1+R_2$ )<sup>5</sup> alle verifiche geotecniche (GEO). Il secondo approccio progettuale prevede un'unica combinazione di gruppi di coefficienti parziali ( $A_1+M_1+R_3$ ).

Nelle verifiche per il dimensionamento geotecnico (GEO), in tutti gli approcci progettuali la resistenza di progetto dei pali si ottiene dividendo il valore caratteristico della resistenza per un coefficiente,  $\gamma_R$ , diverso in ogni combinazione. Inoltre, nell'ambito di ciascuna combinazione, i coefficienti  $\gamma_R$  sono diversificati rispetto alle modalità costruttive dei pali e ai contributi di resistenza lungo il fusto e alla base.

La resistenza caratteristica dei pali può essere dedotta da prove di carico su pali pilota, non utilizzabili nell'opera; da metodi di calcolo analitici, basati sui valori caratteristici dei parametri geotecnici o su correlazioni empiriche con i risultati di prove in sito (penetrometriche e pressiometriche, prevalentemente); da prove dinamiche di progetto, ad alto livello di deformazione, su pali pilota.

In analogia con l'Eurocodice 7, le Norme introducono una serie di fattori di correlazione che dipendono dal numero di prove di carico (statiche o dinamiche) e dall'affidabilità della caratterizzazione geotecnica nel volume significativo, premiando la numerosità e la completezza degli accertamenti. Ad esempio, nel caso in cui la resistenza caratteristica sia valutata con procedimenti analitici, i valori dei fattori di correlazione permettono di valorizzare la qualità del modello geotecnico di sottosuolo, la cui accuratezza può essere migliorata al crescere del numero di verticali d'indagine lungo le quali risulti una completa caratterizzazione geotecnica dei terreni. A questo proposito si deve ribadire che il numero di verticali d'indagine, con i requisiti necessari

---

<sup>5</sup> Nel testo delle NTC, per un mero refuso, in questa combinazione di gruppi di coefficienti parziali è stato indicato  $M_2$ , che invece deve, correttamente, essere  $M_1$ .



innanzi richiamati per ciascuna di esse, deve essere riferito al volume significativo. Ciò significa, ad esempio, che per gli edifici il volume significativo deve essere riferito a ciascun corpo di fabbrica, mentre per un'opera lineare, come un viadotto, il volume significativo riguarda ogni singola fondazione.

#### **C6.4.3.7 Prove di carico**

L'applicazione del carico sul palo deve essere graduale e le modalità e durata della prova devono essere fissate sulla base delle caratteristiche meccaniche dei terreni.

La misura degli spostamenti della testa del palo deve essere riferita a punti fissi non influenzati dalle operazioni di prova.

Gli strumenti impiegati per le prove devono essere tarati e controllati.

### **C6.5 OPERE DI SOSTEGNO**

I più comuni tipi di muri di sostegno possono essere suddivisi dal punto di vista costruttivo in muri in pietrame a secco eventualmente sistemato a gabbioni; muri di muratura ordinaria o di conglomerato cementizio; muri di conglomerato cementizio armato, formati in genere da una soletta di fondazione e da una parete con o senza contrafforti; speciali muri in terra costituiti da associazione di materiale granulare e elementi di rinforzo, con paramento rigido o deformabile (muri in terra armata, muri in terra rinforzata e muri cellulari).

Il coefficiente di spinta attiva assume valori che dipendono dalla geometria del paramento del muro e dei terreni retrostanti, nonché dalle caratteristiche meccaniche dei terreni e del contatto terra-muro.

Nel caso di muri i cui spostamenti orizzontali siano impediti, la spinta può raggiungere valori maggiori di quelli relativi alla condizione di spinta attiva.

Per la distribuzione delle pressioni interstiziali occorre fare riferimento alle differenti condizioni che possono verificarsi nel tempo in dipendenza, ad esempio, dell'intensità e durata delle precipitazioni, della capacità drenante del terreno, delle caratteristiche e della efficienza del sistema di drenaggio.

Le azioni sull'opera devono essere valutate con riferimento all'intero paramento di monte, compreso il basamento di fondazione.

Gli stati limite ultimi delle opere di sostegno si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno interagente con le opere (GEO) e al raggiungimento della resistenza degli elementi che compongono le opere stesse (STR).

### **C6.5.3. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE**

#### **C6.5.3.1 Verifiche di sicurezza (SLU)**

##### ***C6.5.3.1.1 Muri di sostegno***

Gli stati limite ultimi per sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno interagente con un muro di sostegno riguardano lo scorrimento sul piano di posa, il raggiungimento del carico limite nei terreni di fondazione e la stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno. Per quest'ultimo stato limite si rimanda alla sezione relativa alle opere di materiali sciolti e ai fronti di scavo.

Lo stato limite di ribaltamento non prevede la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione, e deve essere trattato come uno stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU), utilizzando i coefficienti parziali sulle azioni della Tabella 2.6.I delle NTC e adoperando coefficienti parziali del gruppo M2 per il calcolo delle spinte (Tabella 6.2.II NTC).

Tutte le azioni agenti sul muro di sostegno possono essere ricondotte a una forza risultante applicata al piano di posa.

Nello stato limite ultimo di collasso per scorrimento, l'azione di progetto è data dalla componente della risultante delle forze in direzione parallela al piano di scorrimento della fondazione, mentre la resistenza di progetto è il valore della forza parallela allo piano cui corrisponde lo scorrimento del muro.

Nello stato limite di collasso per raggiungimento del carico limite della fondazione, l'azione di progetto è la componente della risultante delle forze in direzione normale al piano di posa. La resistenza di progetto è il valore della forza normale al piano di posa a cui corrisponde il raggiungimento del carico limite nei terreni in fondazione.

Il progetto del muro di sostegno deve prevedere anche l'analisi degli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza degli elementi che compongono il muro stesso, siano essi elementi strutturali o una combinazione di terreno e elementi di rinforzo. In questo caso l'azione di progetto è costituita dalla sollecitazione nell'elemento e la resistenza di progetto è il valore della sollecitazione che produce la crisi nell'elemento esaminato.

Per muri di sostegno che facciano uso di ancoraggi o di altri sistemi di vincolo, deve essere verificata la sicurezza rispetto a stati limite ultimi che comportino la crisi di questi elementi.

##### **Approccio 1**

Nelle verifiche agli stati limite ultimi per il dimensionamento geotecnico della fondazione del muro (GEO), si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della

resistenza del terreno. L'analisi può essere condotta con la Combinazione 2 (A2+M2+R2), nella quale i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti parziali del gruppo M2, i coefficienti globali  $\gamma_R$  sulla resistenza del sistema (R2) sono unitari e le sole azioni variabili sono amplificate con i coefficienti del gruppo A2. I parametri di resistenza di progetto sono perciò inferiori a quelli caratteristici e di conseguenza i valori di progetto delle spinte sul muro di sostegno sono maggiori e le resistenze in fondazione sono minori dei rispettivi valori caratteristici.

Nelle verifiche STR si considerano gli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali o comunque negli elementi che costituiscono il muro di sostegno, inclusi eventuali ancoraggi. L'analisi può essere svolta utilizzando la Combinazione 1 (A1+M1+R1), nella quale i coefficienti sui parametri di resistenza del terreno (M1) e sulla resistenza globale del sistema (R1) sono unitari, mentre le azioni permanenti e variabili sono amplificate mediante i coefficienti parziali del gruppo A1 che possono essere applicati alle spinte, ai pesi e ai sovraccarichi.

#### Approccio 2

Nelle verifiche per il dimensionamento geotecnico della fondazione del muro (GEO), si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno. L'analisi può essere condotta con la Combinazione (A1+M1+R3), nella quale le azioni permanenti e variabili sono amplificate mediante i coefficienti parziali del gruppo A1, che possono essere applicati alle spinte, ai pesi e ai sovraccarichi; i coefficienti parziali sui parametri di resistenza del terreno (M1) sono unitari e la resistenza globale del sistema è ridotta tramite i coefficienti  $\gamma_R$  del gruppo R3. Tali coefficienti si applicano solo alla resistenza globale del terreno, che è costituita, a seconda dello stato limite considerato, dalla forza parallela al piano di posa della fondazione che ne produce lo scorrimento, o dalla forza normale alla fondazione che produce il collasso per carico limite. Essi vengono quindi utilizzati solo nell'analisi degli stati limite GEO.

Nelle verifiche STR si considerano gli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali o comunque negli elementi che costituiscono il muro di sostegno. Per tale analisi non si utilizza il coefficiente  $\gamma_R$  e si procede come nella Combinazione 1 dell'Approccio 1.

#### ***C6.5.3.1.2 Paratie***

Gli stati limite ultimi per sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con una paratia riguardano la rotazione intorno a un punto dell'opera, l'instabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate, l'instabilità globale dell'insieme terreno-opera, il collasso per carico limite verticale e lo sfilamento di uno o più ancoraggi.

Per l'instabilità del fondo scavo in terreni a grana fine e per l'instabilità globale dell'insieme terreno-opera si rimanda alla sezione relativa alle opere di materiali sciolti e ai fronti di scavo.

Per lo stato limite di sfilamento degli ancoraggi si rimanda alla sezione relativa agli ancoraggi.

Per lo stato limite di collasso per carico limite verticale si rimanda alla sezione relativa ai pali di fondazione.

Per rotazione intorno a un punto dell'opera deve intendersi uno stato limite in cui si raggiungano le condizioni di equilibrio limite nel terreno interagente con l'opera e sia cinematicamente possibile, al raggiungimento della resistenza del terreno, un atto di moto rigido per la paratia. Tipicamente, per una paratia con più livelli di vincolo questo stato limite ultimo non può verificarsi.

Gli stati limite relativi al raggiungimento delle resistenze negli elementi strutturali sono quelli relativi alla rottura della paratia e alla rottura del sistema di contrasto costituito da puntoni, ancoraggi, travi di ripartizione, ecc..

Gli stati limite di sifonamento del fondo scavo o di instabilità del fondo scavo per sollevamento sono di tipo HYD e UPL e vanno analizzati come illustrato al § 6.2.3.2 delle NTC.

#### Approccio 1

Nelle verifiche agli stati limite ultimi per il dimensionamento geotecnico delle paratie (GEO), si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e, specificamente, dal raggiungimento delle condizioni di equilibrio limite nel terreno interagente con la paratia. L'analisi può essere condotta con la Combinazione 2 (A2+M2+R1), nella quale i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti parziali del gruppo M2, i coefficienti  $\gamma_R$  sulla resistenza globale (R1) sono unitari e le sole azioni variabili sono amplificate con i coefficienti del gruppo A2. I parametri di resistenza di progetto sono perciò inferiori a quelli caratteristici e di conseguenza il valore di progetto della spinta attiva è maggiore, e quello della resistenza passiva è minore, dei corrispondenti valori caratteristici. Le azioni di progetto  $E_d$  sono le risultanti o i momenti risultanti delle forze sulla paratia che producono il cinematismo di collasso ipotizzato, mentre le resistenze di progetto  $R_d$  sono le risultanti o i momenti risultanti delle forze che vi si oppongono.

Nelle verifiche STR si considerano gli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali. L'analisi può essere svolta utilizzando la Combinazione 1 (A1+M1+R1), nella quale i coefficienti sui parametri di resistenza del terreno (M1) e sulla resistenza globale del sistema (R1) sono unitari, mentre le azioni permanenti e variabili sono amplificate mediante i coefficienti parziali del gruppo A1. In questo caso, i coefficienti parziali amplificativi delle azioni possono

applicarsi direttamente alle sollecitazioni, calcolate con i valori caratteristici delle azioni e delle resistenze. In particolare, le sollecitazioni (comprese quelle nei puntoni e negli ancoraggi) devono calcolarsi portando in conto, anche in maniera semplificata, l'interazione fra paratia e terreno, operando su configurazioni che rispettino l'equilibrio e la compatibilità con il criterio di resistenza. Dato che i coefficienti parziali amplificativi delle azioni permanenti e variabili (gruppo A1) sono diversi, è necessario in genere distinguere le sollecitazioni prodotte dai carichi permanenti da quelle prodotte dai carichi variabili.

#### **C6.5.3.2 Verifiche di esercizio (SLE)**

Gli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante possono essere valutati con metodi empirici o analitici. Gli spostamenti dipendono dai parametri di resistenza dei terreni, dalla rigidità dei terreni e del sistema di sostegno (compresi puntoni e ancoraggi), dalle condizioni idrauliche e dalle sequenze costruttive.

Se si adoperano metodi empirici deve essere documentata l'analogia tra il problema in esame e i casi di studio utilizzati per la messa a punto del metodo.

Se si adoperano metodi analitici, devono essere adeguatamente documentate la scelta dei modelli costitutivi per i terreni e per il sistema di sostegno e la scelta dei parametri del modello. I valori delle proprietà meccaniche da adoperare nell'analisi sono quelli caratteristici e i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri di resistenza sono sempre unitari.

### **C6.6 TIRANTI DI ANCORAGGIO**

#### ***Indagini specifiche***

Le indagini geotecniche devono intendersi estese alle porzioni di terreno che interagiscono con il sistema dei tiranti e con l'eventuale struttura ancorata. Devono essere raccolti dati relativi ai caratteri morfologici e alle condizioni di stabilità generale della zona interessata dai lavori; al profilo stratigrafico, al regime delle pressioni interstiziali e alle caratteristiche chimiche dell'acqua interstiziale. In particolare l'indagine deve consentire di definire le proprietà fisiche e meccaniche dei terreni e delle rocce in sede con riferimento anche al loro comportamento nel tempo.

#### **C6.6.2 VERIFICHE DI SICUREZZA (SLU)**

Lo stato limite ultimo che chiama in causa la resistenza del terreno è quello relativo allo sfilamento dell'ancoraggio per raggiungimento della resistenza al contatto fra bulbo e terreno. La corrispondente verifica può essere effettuata con la combinazione di coefficienti parziali  $A1+M1+R3$ , dove i coefficienti  $\gamma_R$  sono quelli riportati nella Tabella 6.6.I delle NTC.

Per i tiranti delle paratie, l'azione di progetto sull'ancoraggio si ottiene amplificando mediante i coefficienti  $A_1$  quella calcolata mediante un'analisi che porti in conto, anche in maniera semplificata, l'interazione fra paratia e terreno, operando su configurazioni che rispettino l'equilibrio e la compatibilità con il criterio di resistenza, e nella quale tutti i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri di resistenza siano unitari.

## **C6.7 OPERE IN SOTTERRANEO**

Le opere in sotterraneo indicate nella norma cui si riferiscono le presenti istruzioni sono ad esempio le gallerie idrauliche, stradali, ferroviarie, con relativi imbocchi di estremità o intermedi (pozzi, finestre, discenderie), le caverne per centrali idroelettriche, gli scavi per stazioni (metropolitane e ferroviarie), parcheggi, depositi sotterranei.

Lo scavo in sotterraneo si può sviluppare in differenti posizioni rispetto alla superficie topografica: con piccolo ricoprimento di terreno o di roccia (ad es.: gallerie metropolitane, subacquee, parietali); con grande ricoprimento di terreno o di roccia (ad es.: gallerie di valico, depositi sotterranei)

Per gli aspetti non trattati nelle NTC nei riguardi delle gallerie minerarie ci si riferisca alla specifica normativa.

### ***Indagini specifiche***

Il programma di ricerche e di indagini sui terreni e sulle rocce deve essere predisposto ed attuato sulla base dell'inquadramento geologico della zona ed in dipendenza dell'entità del ricoprimento. Nel caso di rocce fratturate le ricerche devono comprendere la descrizione qualitativa e quantitativa dello stato di fratturazione ed in genere delle discontinuità strutturali presenti nella formazione.

### **C6.7.4 CRITERI DI PROGETTO**

Nella previsione progettuale dei metodi di scavo, particolare considerazione dovrà averci per la sicurezza in avanzamento, per la stabilità di eventuali manufatti circostanti e per la sistemazione del materiale di risulta. La costruzione di un'opera in sotterraneo determina una modifica dello stato di tensione efficace iniziale del sottosuolo. Le variazioni di tensione dipendono dalla forma e dalle dimensioni dell'opera, dalla posizione di questa rispetto alla superficie esterna, dal metodo seguito nella costruzione e dalla sequenza delle fasi costruttive, nonché dal tipo di rivestimento, provvisorio o definitivo, adottati. Ulteriori variazioni possono essere indotte durante l'esercizio dell'opera per effetto di sollecitazioni statiche e dinamiche dovute al traffico, o alla spinta di fluidi eventualmente convogliati dalla galleria, o ad azioni sismiche.

L'entità delle deformazioni indotte nel terreno dalla costruzione di un'opera in sotterraneo dipendono da un lato dalla natura e dallo stato tensionale del terreno e dall'altro dalle caratteristiche dello scavo e dalle metodologie esecutive adottate. Gli spostamenti della superficie esterna per effetto dello scavo in sotterraneo devono essere sempre valutati con prudenza, tenendo conto anche dell'effetto di eventuali riduzioni delle pressioni interstiziali provocate dalla costruzione dell'opera.

#### **C6.7.4.1 Metodi di scavo**

La stabilità del fronte di avanzamento dipende dallo stato dei terreni che si attraversano o di quelli immediatamente circostanti, dalla grandezza del ricoprimento in rapporto al diametro della galleria, dalla velocità di avanzamento, dalle caratteristiche della eventuale macchina di scavo, dai procedimenti che si seguono nella posa in opera dei sostegni e del pre-rivestimento. In particolari terreni (ad es.: sabbie fini, argille consistenti o rocce fessurate) le condizioni di stabilità possono essere notevolmente modificate dagli effetti meccanici dei fenomeni di filtrazione o di percolazione dal fronte di scavo.

Eventuali interventi di trattamento preventivo, previsti in progetto per migliorare temporaneamente o permanentemente le proprietà meccaniche dei terreni, devono essere adeguatamente illustrati, giustificati e dimensionati secondo quanto disposto al § 6.9 delle NTC.

Le previsioni di progetto devono essere sufficientemente cautelative per tener conto di eventuali variazioni delle proprietà meccaniche dei terreni lungo l'asse della galleria.

#### **C6.7.4.2 Verifica del rivestimento**

Il comportamento del rivestimento dipende dalle dimensioni e dalla profondità della galleria, dallo stato tensionale del sottosuolo, dalla rigidità della struttura, dal metodo, dalla sequenza e dai tempi delle operazioni di scavo e di costruzione dell'eventuale pre-rivestimento.

Il comportamento del pre-rivestimento dipende principalmente dalle modalità e dall'accuratezza con le quali viene realizzato. Pertanto l'adeguatezza del rivestimento e dell'eventuale pre-rivestimento sarà controllata in fase costruttiva per mezzo di misure.

#### **C6.7.6 CONTROLLO E MONITORAGGIO**

Il programma dei controlli previsti in progetto indicherà la strumentazione da impiegare, nonché l'ubicazione degli strumenti e la sequenza delle misure.

#### **C6.8 OPERE DI MATERIALI SCIOLTI E FRONTI DI SCAVO**

Le opere di materiali sciolti indicati nella norma cui si riferiscono le presenti istruzioni sono ad esempio i rilevati per strade, ferrovie, aeroporti e piazzali, i riempimenti a tergo di strutture di sostegno, gli argini e i moli. Per gli aspetti non trattati nelle NTC nei riguardi delle dighe in terra ci si riferisca alla specifica normativa.

## **C6.8.1 CRITERI GENERALI DI PROGETTO**

### **C6.8.1.1 Rilevati e rinterri**

Per i rilevati ed i rinterri a tergo di opere di sostegno sono da preferire le terre a grana media o grossa. Terre a grana fine possono essere impiegate per opere di modesta importanza e quando non sia possibile reperire materiali migliori. Si possono adoperare anche materiali ottenuti dalla frantumazione di rocce. Sono da escludere materiali con forti percentuali di sostanze organiche di qualsiasi tipo e materiali fortemente rigonfianti.

Per i muri in terra armata o rinforzata i materiali da preferire sono costituiti da terre con passante ai 15 micron non superiore al 20%, le cui caratteristiche meccaniche e chimico fisiche devono soddisfare i requisiti richiesti comunemente per tali tipi di opere.

Per gli elementi di rinforzo dei muri in terra armata o rinforzata è necessario effettuare verifiche locali, di rottura e di sfilamento, e verifiche nei riguardi dell'azione aggressiva dell'ambiente ed in particolare delle acque.

I materiali per gli argini saranno scelti tenendo presenti i possibili moti di filtrazione. Per i dreni saranno adoperati materiali di elevata permeabilità. La loro granulometria deve essere scelta in relazione alle caratteristiche dei materiali a contatto con i dreni stessi secondo quanto specificato di seguito.

Per i moli devono essere adoperati blocchi di rocce durevoli, in particolare nei confronti dell'acqua marina, e di dimensioni e caratteristiche idonee a resistere alle azioni esercitate dal moto ondoso. Limitatamente alla zona interna del manufatto possono essere adoperati materiali naturali o di frantumazione purché privi di frazione fine e opportunamente protetti da filtri.

Per gli aspetti non trattati nelle NTC nei riguardi dell'impiego delle terre nei manufatti stradali e ferroviari ci si riferisca alla specifica normativa per la campionatura, le prove sui materiali e la tecnica di impiego delle terre.

### **C6.8.1.2 Drenaggi e filtri**

I drenaggi e i filtri hanno lo scopo di:

ridurre il valore delle pressioni interstiziali nel sottosuolo o in manufatti di materiali sciolti;

eliminare o ridurre le pressioni interstiziali a tergo di strutture di sostegno;

consentire la filtrazione verso l'esterno di acque presenti nel sottosuolo o in manufatti di materiali sciolti senza causare il sifonamento;

interrompere l'eventuale risalita di acqua per capillarità.



I drenaggi e i filtri, in relazione alle finalità per cui vengono realizzati, devono essere progettati in modo da soddisfare i seguenti requisiti:

il materiale filtrante deve essere più permeabile del terreno con il quale è a contatto;

la granulometria del materiale filtrante deve essere tale da evitare che particelle di terreno causino intasamento del filtro e del drenaggio;

lo spessore dello strato filtrante deve essere sufficientemente elevato da consentire una buona distribuzione delle frazioni granulometriche nello strato stesso e deve essere definito tenendo conto anche dei procedimenti costruttivi.

Se i criteri di progetto sopra elencati non possono essere soddisfatti con un solo strato filtrante, sarà impiegato un tipo a più strati. Ciascuno strato filtrante nei riguardi di quelli adiacenti sarà progettato alla stessa stregua di un filtro monostrato.

I tubi disposti nei drenaggi allo scopo di convogliare l'acqua raccolta devono essere dimensionati tenendo conto della portata massima ed i fori di drenaggio dei tubi vanno dimensionati in modo da evitare che granuli del materiale filtrante penetrino nelle tubazioni stesse.

I materiali naturali o artificiali da impiegare per la confezione di drenaggi e filtri, devono essere formati da granuli resistenti e duresi e non devono contenere sostanze organiche o altre impurità.

Le acque ruscellanti in superficie non devono penetrare entro i drenaggi e i filtri; esse devono essere regimentate in superficie mediante canalizzazioni.

Il terreno formante il piano di posa di drenaggio e filtri non deve subire rimaneggiamenti, deve essere sufficientemente consistente e se necessario costipato.

Durante la costruzione vanno eseguiti regolari controlli della granulometria del materiale impiegato.

Il materiale del filtro e del drenaggio va posto in opera evitando la separazione delle frazioni granulometriche.

#### **C6.8.6 FRONTI DI SCAVO**

I fronti di scavo indicati nella norma cui si riferiscono le presenti istruzioni attengono ad esempio a scavi di fondazioni, trincee stradali o ferroviarie, canali ecc. Per gli aspetti non trattati nelle NTC nei riguardi dei fronti di scavo di miniere e cave ci si riferisca alla specifica normativa.

##### **C6.8.6.1 Indagini geotecniche e caratterizzazione geotecnica**

In merito alle indagini specifiche da svolgere si precisa che:

i rilievi topografici devono essere estesi ad un'area più ampia di quella direttamente interessata ai lavori;

le indagini geotecniche in sito devono permettere il riconoscimento della costituzione del sottosuolo e la determinazione della pressione interstiziale e della pressione dell'acqua nelle discontinuità eventualmente presenti. La profondità delle verticali di indagine deve essere stabilita in relazione a quella dello scavo, avendo cura di estendere l'indagine a monte del previsto ciglio e al di sotto della quota del fondo scavo;

le prove di laboratorio devono permettere la determinazione delle caratteristiche di resistenza nelle condizioni di picco, di post-picco e nelle condizioni residue.

#### C6.8.6.2 Criteri generali di progetto e verifiche di sicurezza

Le verifiche di sicurezza si intendono soddisfatte se la condizione (6.2.1) delle NTC risulta soddisfatta per tutti i possibili cinematismi di collasso. Bisogna quindi ricercare la condizione di minimo per il rapporto  $R_d/E_d$ . Le verifiche devono essere effettuate utilizzando la combinazione dei coefficienti parziali di cui al § 6.8.2 delle NTC: (A2+M2+R2), in cui i coefficienti A2 sono moltiplicativi delle azioni e i coefficienti M2 ed R2 sono rispettivamente riduttivi dei parametri di resistenza e della resistenza globale del sistema.

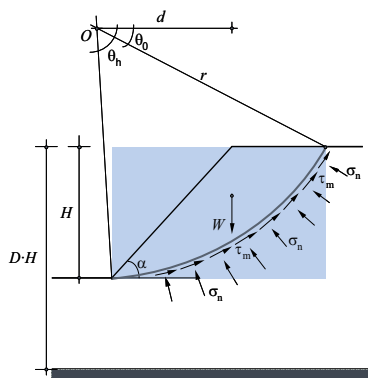


Figura C6.8.1 Equilibrio del fronte di scavo

È bene precisare che al peso dell'unità di volume della massa potenzialmente instabile va applicato il coefficiente A2 riportato nella colonna GEO della Tabella 2.6.I delle NTC ( $\gamma_{G1} = 1.0$ ).

Si consideri, ad esempio, la sicurezza di un fronte di scavo in terreni coesivi, eseguita nelle condizioni di breve termine in tensioni totali. Utilizzando il metodo dell'equilibrio globale, nell'ipotesi di cinematismi di collasso rotazionali (Fig. 6.8.1) il margine di sicurezza è tradizionalmente espresso dal rapporto tra il momento delle azioni resistenti e il momento delle azioni destabilizzanti

$$F = \frac{M_R}{M_D} = \frac{c_u \cdot r^2 \cdot \Delta\theta}{W \cdot d}$$

dove:

$c_u$  = resistenza non drenata

$r$  = raggio della superficie di scorrimento

$\Delta\theta = \theta_0 - \theta_h$  = angolo di apertura del settore AB

$W$  = peso della massa potenzialmente instabile

$d$  = braccio della forza peso rispetto al centro di rotazione (O)

Nell'ambito dei principi generali enunciati nelle NTC, basati sull'impiego dei coefficienti parziali, si devono definire le resistenze di progetto  $R_d$  e le azioni di progetto  $E_d$ :

$$R_d = M_{R_d} = \frac{1}{\gamma_R} \left[ \frac{c_u}{\gamma_{cu}} \cdot r^2 \cdot \Delta\theta \right]$$

$$E_d = M_{D_d} = \gamma_{G1} \cdot W \cdot d$$

e controllare il rispetto della condizione  $R_d \geq E_d$ .

L'impiego dei coefficienti parziali permette l'uso delle soluzioni speditive disponibili in letteratura per l'analisi di sicurezza di scarpate e fronti di scavo.

Per le analisi di sicurezza svolte nelle condizioni di breve termine, in tensioni totali, si considera, a mero titolo di esempio, la soluzione di Taylor (1948), basata ancora sul metodo dell'equilibrio limite globale. In essa, il margine di sicurezza è tradizionalmente espresso nella forma:

$$F = \frac{N \cdot c_u}{\gamma \cdot H}$$

dove:

$N$  = fattore di stabilità definito da Taylor (1948)

$\gamma$  = peso dell'unità di volume del terreno

Nell'applicazione del metodo, il margine di sicurezza può essere inteso come rapporto tra la resistenza e l'azione di progetto. Applicando i coefficienti parziali previsti al § 6.8 delle NTC, risulta:

$$\frac{R_d}{E_d} = \frac{1}{\gamma_R} \left[ \frac{c_u}{\gamma_{cu}} \cdot \frac{N}{\gamma \cdot H} \right]$$

La verifica è da ritenersi soddisfatta se è  $R_d \geq E_d$ .

Per le analisi di sicurezza svolte nelle condizioni lungo termine, in tensioni efficaci, si può considerare, ancora a mero titolo di esempio, la soluzione di Bishop e Morgenstern (1960), basata sul metodo delle strisce proposto da Bishop (1955). In essa il margine di sicurezza viene espresso mediante la relazione:

$$F = m - n \cdot r_u$$

dove

$r_u = u / \sigma_v$  è il coefficiente di pressione interstiziale

e  $m$  ed  $n$  sono coefficienti adimensionali funzione della geometria del problema ( $H$ ,  $D$ ,  $\beta$ ) mostrata in figura, dei parametri di resistenza del terreno ( $c'$  e  $\phi'$ ) e del peso dell'unità di volume ( $\gamma$ ):

Nel rispetto delle NTC, i coefficienti  $m$  ed  $n$  devono essere valutati utilizzando i valori di progetto dei parametri di resistenza ( $c'_d$ ,  $\phi'_d$ ), verificando al contempo che sia rispettata la condizione:

$$\frac{R_d}{E_d} = \frac{1}{\gamma_R} (m_d - n_d \cdot r_u) \geq 1$$

### **C6.11 DISCARICHE CONTROLLATE DI RIFIUTI E DEPOSITI DI INERTI**

In questa categoria rientrano gli accumuli di materiali sciolti di qualsiasi natura inclusi quelli versati alla rinfusa (ad es. i depositi di rifiuti solidi urbani e industriali, i materiali di risulta di scavi e demolizioni, le discariche minerarie).

L'entità degli accertamenti e degli studi da svolgere va commisurata all'esigenza di sicurezza, all'importanza della discarica, alla morfologia della zona e alla presenza nel sottosuolo di terreni di bassa resistenza e alle possibili influenze sulla circolazione idrica, superficiale e sotterranea, e sulla quantità delle acque.

In merito ai provvedimenti necessari per la stabilità nel tempo, si richiama la necessità di far ricorso ad un'idonea strumentazione di controllo laddove si presentino casi particolarmente importanti per altezze, volumi ed ubicazioni del territorio.

Il richiamo delle norme all'aspetto idrogeologico riguarda principalmente possibili riflessi negativi dell'intervento sulla circolazione idrica nel sottosuolo.

---

## **C6.12 FATTIBILITÀ DI OPERE SU GRANDI AREE**

### **C6.12.1. INDAGINI SPECIFICHE**

Per l'accertamento della fattibilità dell'opera saranno raccolte informazioni atte a definire:

le caratteristiche geologiche e geomorfologiche dell'area;

le caratteristiche topografiche dell'area;

i caratteri delle acque superficiali e sotterranee;

le caratteristiche e il comportamento di manufatti esistenti nei dintorni.

Lo studio geologico deve definire i lineamenti geomorfologici e la loro tendenza evolutiva, i caratteri stratigrafici e strutturali, il grado di alterazione, la degradabilità e la fratturazione degli ammassi rocciosi, nonché lo schema idrogeologico.

Lo studio geotecnico deve permettere la definizione delle proprietà fisiche e meccaniche dei principali tipi di terreno e il regime delle pressioni interstiziali. A tal fine saranno eseguite indagini in sito e in laboratorio in quantità ed estensione proporzionate alla prevista destinazione dell'area.

Sarà accertata l'eventuale esistenza di cavità naturali o artificiali nel sottosuolo, di dimensioni significative ai fini del progetto.

Nel caso di aree che, in tutto o in parte, ricadano in specchi d'acqua marini, lacustri o fluviali, gli studi saranno estesi ai fondali e devono essere integrati dal rilievo della batimetria che comprenda anche le zone adiacenti, significative ai fini della destinazione dell'area.

---

### **C6.12.2 VERIFICHE DI FATTIBILITÀ**

La verifica di fattibilità comprende l'accertamento delle modifiche che il sistema di opere in progetto può indurre nell'area e deve precisare se le condizioni locali impongano l'adozione di soluzioni e procedimenti costruttivi di particolare onerosità. Nel caso di aree acclivi, deve essere accertata la stabilità dei pendii con riferimento alla condizione precedente la realizzazione delle opere in progetto e a seguito della costruzione di tali opere, secondo quanto prescritto al § 6.3 delle NTC.

Nel caso di reti idriche o fognarie, ed in genere di sottoservizi in aree urbanizzate o da urbanizzare, deve essere accertata l'influenza di queste sui manufatti esistenti, sia in fase di costruzione sia in fase di esercizio a seguito di eventuali guasti o rotture.

Per l'estrazione di liquidi o gas dal sottosuolo devono essere valutate le deformazioni provocate dalle variazioni dello stato tensionale efficace, i conseguenti spostamenti della superficie topografica e la loro influenza sulla stabilità e sulla funzionalità dei manufatti esistenti.

#### **C6.12.2.1 Emungimento da falde idriche**

Il modello fisico assunto a base della progettazione delle opere e degli interventi deve essere ottenuto da specifici studi idrogeologici e geotecnici.

## C7. PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

La norma illustra, per ciascuna delle tipologie costruttive considerate nei precedenti capitoli 4 e 5, i provvedimenti specifici da adottare, in presenza di azioni sismiche, finalizzandoli alla progettazione e costruzione delle opere nuove (per le opere esistenti si rimanda al Cap.8 delle NTC e C8 delle presenti istruzioni).

Le indicazioni fornite integrano, ma non sostituiscono, quelle fornite nei Cap.4 e 5 relativamente ai modelli di calcolo, alle sollecitazioni ed alle resistenze degli elementi strutturali. Si deve inoltre fare riferimento al Cap.2 per la combinazioni delle azioni, ed al Cap.3 per la definizione dell'entità dell'azione sismica in relazione ai diversi stati limite da considerare ed alle sue modalità di rappresentazione. Particolare attenzione richiedono infine le indicazioni geotecniche specificamente antisismiche (§ 7.11) al solito additive e non sostitutive di quelle già riportate nel Cap.6.

Ampio spazio è stato riservato, sia nelle NTC che nel presente documento, alle costruzioni ed ai ponti con isolamento e dissipazione di energia (§ 7.10 e C7.10); tale attenzione è giustificata dalla indiscutibile efficacia che tale approccio progettuale manifesta nel costruire antisismico e dalla sua conseguente, crescente, diffusione.

Nello stilare la norma si è fatto sistematico riferimento all'EN-1998, ma in un'ottica di sintesi e semplificazione, così da produrre una norma in accordo con esso ed al contempo estremamente più sintetica e semplice da utilizzare. Con tale finalità, particolare attenzione è stata dedicata a raccogliere, in una trattazione sintetica iniziale valida per tutte le tipologie costruttive, i requisiti comuni nei confronti degli stati limite (§ 7.1), i criteri generali di progettazione e modellazione (§ 7.2), i metodi di analisi ed i criteri di verifica (§ 7.3). così da renderli il più possibile esaurienti e, nel contempo, perfettamente integrati nella trattazione generale e semplici da intendere ed impiegare.

Nell'ottica di sintesi e semplificazione detta, è sembrato opportuno, in situazioni di pericolosità sismica molto bassa (zona 4) ammettere metodi di progetto-verifica semplificati. In tal senso, per le opere realizzate in siti ricadenti in zona 4 e qualora siano rispettate le ulteriori condizioni appresso elencate, le NTC consentono l'utilizzo dei due diversi metodi semplificati di verifica nel seguito illustrati:

- **Metodo 1** - Per le costruzioni di tipo 1 e 2 e di classe d'uso I e II, le verifiche di sicurezza possono essere condotte alle tensioni ammissibili, secondo quanto specificato nel § 2.7 delle NTC.

- **Metodo 2** - Per tutti i tipi di costruzione e le classi d'uso, le verifiche di sicurezza nei confronti dello SLV possono essere condotte per una forza di progetto calcolata assumendo uno spettro di progetto costante e pari a 0,07g, ed ammettendo implicitamente un possibile danneggiamento delle strutture, corrispondente ad un fattore di struttura di valore comunque non superiore a  $q = 2,15$ .

Il **Metodo 2** consente la progettazione della costruzione sotto l'azione sismica di cui sopra nei modi indicati nei Cap.4, 5, 6 delle NTC a condizione che soddisfì i tre requisiti seguenti:

- ai fini della ripartizione delle sollecitazioni sismiche tra gli elementi strutturali resistenti, gli orizzontamenti debbono essere assimilabili a diaframmi rigidi <sup>(6)</sup>, ossia ad elementi infinitamente rigidi nel loro piano; maggiori indicazioni al riguardo sono riportate nel § C7.2.6.
- i particolari costruttivi sono quelli relativi alla classe di duttilità bassa "CDB" quale definita nel § 3.2.1 delle NTC, ossia le azioni sismiche convenzionali sono determinate ammettendo solo un danneggiamento limitato delle strutture.
- per le verifiche agli stati limite si utilizza la combinazione delle azioni definita al § 3.2.4 delle NTC.

Per le costruzioni semplici in muratura, sono previste regole di progetto semplificate che non prevedono verifiche di sicurezza dettagliate, secondo quanto specificato in § 7.8.1.9

### **C7.1 REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE**

Per garantire il rispetto degli Stati Limite Ultimi e di Esercizio, quali definiti al § 3.2.1 delle NTC, occorre effettuare diverse verifiche di sicurezza. Ciascuna di esse garantisce, per ogni Stato Limite, quindi per il corrispettivo livello di azione sismica, il raggiungimento di una data prestazione da parte della costruzione nel suo complesso.

Le verifiche di sicurezza da effettuare sono riepilogate in funzione della Classe d'uso nella successiva Tab. C7.1.I, in cui si fa riferimento anche al paragrafo che nelle NTC disciplina ciascuna verifica. A riguardo, si evidenzia che le verifiche allo SLC devono essere effettuate di necessità sulle sole costruzioni provviste di isolamento sismico.

---

<sup>6)</sup> Gli orizzontamenti sono assimilabili a diaframmi rigidi solo se, modellandone la deformabilità nel piano, gli spostamenti orizzontali massimi dei nodi in condizioni sismiche non superano, per più del 10%, quelli calcolati con l'assunzione di piano rigido.



Tabella C7.1.I - Verifiche di sicurezza in funzione della Classe d'uso.

SL	Descrizione della prestazione	Riferimento Norme	Classe d'uso			
			I	II	III	IV
SLO	Contenimento del danno degli elementi non strutturali	§ 7.3.7.2			x	x
	Funzionalità degli impianti	§ 7.3.7.3			x	x
SLD	Resistenza degli elementi strutturali	§ 7.3.7.1			x	x
	Contenimento del danno degli elementi non strutturali	§ 7.3.7.2	x	x		
	Contenimento delle deformazioni del sistema fondazione-terreno	§ 7.11.5.3	x	x	x	x
	Contenimento degli spostamenti permanenti dei muri di sostegno	§ 7.11.6.2.2	x	x	x	x
SLV	Assenza di martellamento tra strutture contigue	§ 7.2.2	x	x	x	x
	Resistenza delle strutture	§ 7.3.6.1	x	x	x	x
	Duttilità delle strutture	§ 7.3.6.2	x	x	x	x
	Assenza di collasso fragile ed espulsione di elementi non strutturali	§ 7.3.6.3	x	x	x	x
	Resistenza dei sostegni e collegamenti degli impianti	§ 7.3.6.3	x	x	x	x
	Stabilità del sito	§ 7.11.3	x	x	x	x
	Stabilità dei fronti di scavo e dei rilevati	§ 7.11.4	x	x	x	x
	Resistenza del sistema fondazione-terreno	§ 7.11.5.3	x	x	x	x
	Stabilità dei muri di sostegno	§ 7.11.6.2.2	x	x	x	x
	Stabilità delle paratie	§ 7.11.6.3.2	x	x	x	x
Resistenza e stabilità dei sistemi di contrasto e degli ancoraggi	§ 7.11.6.4.2	x	x	x	x	
SLC	Resistenza dei dispositivi di vincolo temporaneo tra costruzioni isolate	§ 7.2.1	x	x	x	x
	Capacità di spostamento degli isolatori	§ 7.10.6.2.2	x	x	x	x

L'utilizzo del **metodo 2** di verifica prevede solo verifiche nei confronti dello SLV.

Nella progettazione in presenza di azioni sismiche, il ruolo dei particolari costruttivi è essenziale ai fini del conseguimento della sicurezza strutturale. Poiché le prestazioni delle strutture sotto terremoto sono fortemente condizionate dal comportamento delle loro zone critiche, soggette a plasticizzazione ciclica, per esse e per gli elementi ad esse collegate si forniscono regole pratiche di progettazione volte a assicurare sia la capacità portante che quella dissipativa richiesta all'intero sistema strutturale. Le indicazioni inerenti alle zone critiche sono volte ad assicurarne la duttilità

necessaria a garantire il raggiungimento del livello di danneggiamento ammesso dalle NTC per le azioni sismiche relative agli Stati Limite Ultimi senza che la struttura collassi.

## **C7.2 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE**

### **C7.2.1 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE**

In ragione della necessità che la costruzione sia dotata di sistemi strutturali capaci, con costi accettabili, di soddisfare i requisiti di sicurezza nei confronti sia dei carichi verticali che dell'azione sismica, in siti a sismicità significativa i criteri di progettazione nei confronti delle azioni sismiche devono essere considerati già nell'impostazione della progettazione strutturale.

La costruzione deve essere dunque dotata di sistemi resistenti lungo almeno due direzioni e capaci di garantire un'adeguata resistenza e rigidezza nei confronti sia dei moti traslazionali, sia dei moti torsionali dovuti all'eccentricità tra il centro di massa ed il centro di rigidezza dell'intera struttura o anche solo di una sua porzione.

Tali moti torsionali tendono a sollecitare i diversi elementi strutturali in maniera non uniforme. A tal fine, sono da preferirsi configurazioni strutturali in cui i principali elementi resistenti all'azione sismica sono distribuiti nelle zone periferiche della costruzione e al contempo limitano l'eccentricità tra centro di massa e centro di rigidezza a ciascun livello della costruzione. Per massimizzare la rigidezza torsionale conseguita nel modo suddetto è necessario che gli orizzontamenti funzionino da diaframma rigido ai fini della ripartizioni delle forze sugli elementi verticali che li sostengono, nei modi specificati al § 7.2.6 delle NTC.

Per quanto riguarda gli effetti della componente verticale dell'azione sismica, nel § 7.2.1 sono indicati gli elementi e le tipologie costruttive che maggiormente risentono delle accelerazioni verticali indotte dal sisma, nonché i livelli di pericolosità per i quali tale componente deve essere considerata nel progetto. Per gli elementi soggetti a tali azioni e per quelli di supporto dei medesimi è ammesso l'uso di modelli parziali che tengano conto della rigidezza degli elementi adiacenti.

In generale non si tiene conto della variabilità spaziale del moto sismico e si adotta per esso una rappresentazione di tipo "puntuale", quale è quella che prevede l'utilizzo degli spettri di risposta e adotta un unico valore di accelerazione del suolo per tutti i punti di contatto con la struttura.; Quando l'estensione del sistema di fondazione non garantisce che l'intera costruzione sia soggetta ad una eccitazione sismica uniforme, è necessario considerare la variabilità spaziale del moto di cui al § 3.2.5 delle NTC.

La progettazione nei confronti delle azioni sismiche ammette, generalmente, un danneggiamento esteso ma controllato delle costruzioni per i livelli di azione relativi agli SLV ed SLC ed un

possibile danneggiamento, di entità comunque limitata, per lo SLD<sup>7</sup>. Mentre nei primi due casi la risposta sismica della struttura è affidata, oltre che alle sue caratteristiche in termini di resistenza, alla sua capacità di sviluppare deformazioni cicliche in campo plastico, in quest'ultimo caso (SLD), essa è affidata essenzialmente alle sue caratteristiche di rigidità e resistenza. In ragione di ciò, le strutture si considerano avere comportamento dissipativo nei riguardi degli stati limite ultimi e sostanzialmente non dissipativo nei riguardi degli stati limite di esercizio.

Fanno eccezione le strutture dotate di isolamento alla base, per le quali anche i requisiti riferiti agli stati limite ultimi vengono conseguiti evitando significative escursioni in campo plastico degli elementi strutturali della sovrastruttura e della sottostruttura.

Ai fini di un buon comportamento dissipativo d'insieme, le deformazioni inelastiche devono essere distribuite nel maggior numero possibile di elementi duttili.

In funzione della tecnologia costruttiva e dei materiali utilizzati, è dunque possibile separare i meccanismi deformativi essenzialmente fragili, quindi per loro natura scarsamente dissipativi, dagli altri meccanismi ai quali è possibile associare, mediante adeguati accorgimenti, significativa capacità di dissipare energia in ragione della loro duttilità.

La progettazione deve dunque garantire l'attivazione dei meccanismi deformativi duttili, evitando al contempo che si attivino meccanismi in elementi meno duttili (ad es. in pilastri soggetti a sforzi normali rilevanti) e meccanismi resistenti fragili (ad es. resistenza a taglio, resistenza dei nodi trave-pilastro).

La duttilità d'insieme della costruzione si ottiene, in definitiva, individuando gli elementi ed i meccanismi resistenti ai quali affidare le capacità dissipative e localizzando all'interno del sistema strutturale le zone in cui ammettere la plasticizzazione, in modo da ottenere un meccanismo deformativo d'insieme stabile, che coinvolga il maggior numero possibile di fonti di duttilità locale.

L'intero capitolo, coerentemente con i principi generali, trasferisce al progettista tutte le informazioni necessarie per progettare e verificare costruzioni "duttili", ossia rispettose dei criteri di "gerarchia delle resistenze" e delle richieste di duttilità locale.

---

<sup>7</sup> Lo spettro di risposta relativo allo SLD può presentare accelerazioni maggiori rispetto a quello relativo allo SLV. Tuttavia, la resistenza delle costruzioni di classe I e II è determinata esclusivamente sulla base delle azioni sismiche relative allo SLV, per cui esse non sono progettate, in generale, per sopportare le azioni sismiche relative allo SLD senza danneggiarsi. Solo per costruzioni di classe III e IV sono previste verifiche di resistenza nei confronti delle azioni sismiche allo SLD (v § 7.3.7.1 delle NTC). Si sottolinea, inoltre, che nelle verifiche in spostamenti allo SLD (v. § 7.3.7.2 delle NTC) si utilizzano gli spostamenti calcolati con lo spettro di risposta elastico ( $\eta=1$ ), assumendo che i valori così determinati si adattino sia al caso di costruzione danneggiata che al caso di costruzione non danneggiata.

In coerenza con EN-1998, i fattori di struttura sono differenziati in base alla Classe di duttilità delle strutture, Alta (CD “A”) e Bassa (CD “B”). Il fattore di struttura dipende direttamente dal rapporto di sovrarresistenza della struttura  $\alpha_u/\alpha_y$ , che permette al progettista di valutare in maniera forfaitaria l’incremento delle azioni sismiche necessario per passare dalla plasticizzazione del primo elemento alla formazione del meccanismo strutturale.

Le regole semplificate fornite premiano le strutture iperstatiche. Sono invece introdotte opportune regole per penalizzare le strutture irregolari, che non sono vietate ma vanno progettate per azioni sismiche più alte di quelle attribuite alle strutture regolari per tenere conto delle maggiori concentrazioni di danno che possono aversi nel caso di irregolarità. In particolare la irregolarità in elevazione è penalizzata mediante una riduzione del 20% del fattore di struttura. L’irregolarità in pianta è invece penalizzata riducendo il rapporto di sovrarresistenza strutturale  $\alpha_u/\alpha_y$ .

Fondamentali sono le regole finalizzate a conseguire la corretta “gerarchia delle resistenze”.

Il perseguimento della corretta gerarchia delle resistenze è obbligatorio, sia per le strutture in CD “A” che per le strutture in CD “B”, con queste regole che aumentano opportunamente la resistenza dei possibili meccanismi fragili, sia locali che globali, rendendo altamente improbabile che essi si attivino prima dei meccanismi duttili.

Una volta attivati i meccanismi duttili, infatti, le sollecitazioni agenti sugli elementi fragili, sia a livello locale che a livello globale, per ovvi motivi di equilibrio si stabilizzano, rendendo l’attivazione dei meccanismi fragili altamente improbabile, come già detto.

Per scongiurare l’attivazione di possibili meccanismi fragili locali, viene utilizzata la regola di gerarchia delle resistenze sulle sollecitazioni. Per evitare la rottura prematura per meccanismo fragile della generica sezione critica, quest’ultima è progettata per sostenere sollecitazioni derivate da condizioni di equilibrio che tengano conto della formazione di cerniere plastiche e della sovrarresistenza delle zone adiacenti. Ad esempio la resistenza di progetto nei confronti delle sollecitazioni di taglio viene determinata non sulla base dei valori forniti dal modello di calcolo, bensì sulla base delle resistenze cui sono associati meccanismi deformativi duttili, generalmente flessionali, opportunamente amplificate mediante il coefficiente di sovrarresistenza  $\gamma_{RD}$ .

Nei casi in cui le cerniere siano di tipo flessionale, nel rispetto dei criteri della gerarchia delle resistenze, le sollecitazioni di taglio  $V_{Ed}$  da utilizzare all’atto della verifica di resistenza si ottengono garantendo l’equilibrio dell’intero elemento strutturale o della sua porzione alle cui estremità si ammette la formazione delle cerniere plastiche. Esso è dunque soggetto ai carichi gravitazionali

valutati nella condizione sismica e, nelle sezioni di estremità, ai momenti resistenti  $M_{Rb,i}$  delle sezioni plasticizzate amplificati dal fattore di sovrarresistenza  $\gamma_{Rd}$ , come mostrato in Fig. C7.2.1 per una generica porzione di trave.

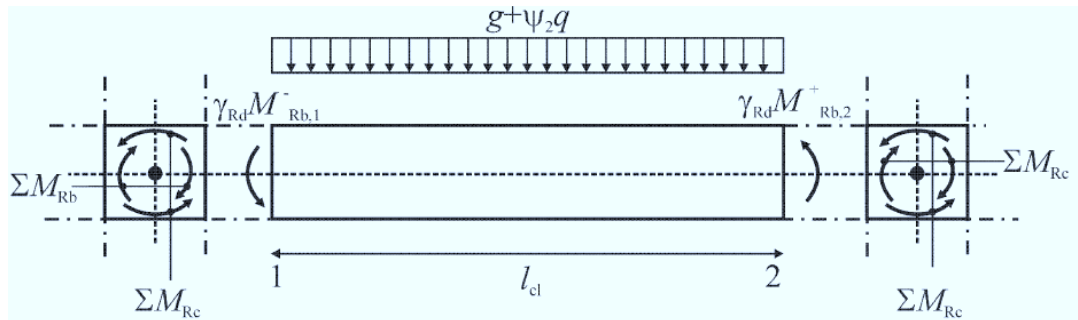


Figura C7.2.1 – Equilibrio dei momenti per il calcolo delle sollecitazioni di taglio di calcolo  $V_{Ed}$

Nei telai, per scongiurare l’attivazione di meccanismi fragili globali, come il meccanismo di “piano debole” che comporta la plasticizzazione, anticipata rispetto alle travi, di gran parte dei pilastri di un piano, il progetto delle zone dissipative dei pilastri è effettuato considerando le sollecitazioni corrispondenti alla resistenza delle zone dissipative delle travi amplificata mediante il coefficiente  $\gamma_{Rd}$  che vale 1,3 in CD “A” e 1,1 per CD “B”.

In tali casi, generalmente, il meccanismo dissipativo prevede la localizzazione delle cerniere alle estremità delle travi e le sollecitazioni di progetto dei pilastri possono essere ottenute a partire dalle resistenze d’estremità delle travi che su di essi convergono, facendo in modo che, per ogni nodo trave-pilastro ed ogni direzione e verso dell’azione sismica, la resistenza complessiva dei pilastri sia maggiore della resistenza complessiva delle travi amplificata del coefficiente  $\gamma_{Rd}$ , in accordo con la formula (7.4.4) delle NTC.

In particolare uno dei modi per soddisfare tale formula consiste nell’amplificare i momenti flettenti di calcolo dei pilastri derivanti dall’analisi per un fattore di amplificazione  $\alpha$ , dato dall’espressione:

$$\alpha = \gamma_{Rd} \cdot \frac{\sum M_{b,Rd}}{\sum M_{C,Sd}} \quad (C7.2.1)$$

in cui  $M_{b,Rd}$  è il momento resistente di progetto della generica trave convergente nel nodo e  $M_{C,Sd}$  è il momento flettente di calcolo del generico pilastro convergente nel nodo; le sommatorie sono estese a tutte le sezioni delle travi e dei pilastri concorrenti nel nodo.

Nel caso in cui i momenti di calcolo nel pilastro siano di verso discorde, al denominatore della formula (C7.2.1) va applicata la prescrizione del § 7.4.4.2.1, terzo capoverso delle NTC e, pertanto, va posto il solo valore maggiore, mentre il minore va sommato ai momenti resistenti delle travi; tale prescrizione non va invece applicata quando si considera la formula (7.4.4) delle NTC che, operando in termini di resistenze flessionali, considera i valori assoluti delle grandezze indipendentemente dal verso.

È opportuno sottolineare che l'utilizzo della formula (C7.2.1) rappresenta solo uno dei possibili modi per arrivare al rispetto della formula (7.4.4) delle NTC che rimane l'unica condizione di norma da rispettare per proteggere i pilastri dalla plasticizzazione prematura.

### **C7.2.2 CARATTERISTICHE GENERALI DELLE COSTRUZIONI**

Una costruzione è regolare in pianta ed in altezza quando il suo comportamento è governato principalmente da modi di vibrare sostanzialmente traslazionali lungo due direzioni ortogonali e quando tali modi siano caratterizzati da spostamenti crescenti in maniera approssimativamente lineare con l'altezza.

I criteri di regolarità forniti nel §7.2.2 delle NTC sono quindi da intendersi come condizioni necessarie ma non sufficienti ai fini di controllare la regolarità; è compito del progettista verificare che la regolarità della costruzione non sia condizionata da altre caratteristiche non incluse nei criteri presentati.

Si precisa che al § 7.2.2, punto g) delle NTC con il termine “un altro orizzontamento” deve intendersi “l'orizzontamento adiacente”.

In accordo con quanto specificato al §7.3.2 delle NTC, quando il comportamento di una struttura dipende significativamente dai modi di vibrare superiori, quindi anche quando è regolare in altezza, non è possibile utilizzare per essa metodi d'analisi di tipo statico e si deve ricorrere, di necessità, ad analisi di tipo dinamico.

Relativamente all'ultimo capoverso del § 7.2.2 delle NTC, sottoparagrafo “Distanza tra costruzioni contigue” si precisa che quanto indicato vale esclusivamente per le costruzioni esistenti, sussistendo, comunque, l'obbligo per le nuove costruzioni del calcolo degli spostamenti.

### **C7.2.3 CRITERI DI PROGETTAZIONE DI ELEMENTI STRUTTURALI “SECONDARI” ED ELEMENTI NON STRUTTURALI**

Gli elementi strutturali secondari devono essere in grado di mantenere la loro portanza nei confronti dei carichi verticali nella configurazione deformata più sfavorevole tenendo conto, quando necessario, delle non linearità geometriche, nei modi specificati nel §7.3. I particolari costruttivi che

si applicano agli elementi strutturali secondari sono quelli prescritti al cap. 4 solo per gli elementi che non subiscono plasticizzazioni sotto le azioni di progetto allo SLU. In caso contrario valgono le prescrizioni del cap. 7.

L'espressione (7.2.2) delle NTC, che fornisce l'accelerazione massima che l'elemento non<sup>8</sup> strutturale subisce durante il sisma per lo stato limite in esame, non può essere utilizzata per costruzioni dotate di isolamento sismico.

#### **C7.2.4 CRITERI DI PROGETTAZIONE DEGLI IMPIANTI**

In aggiunta a quanto già indicato nelle NTC, si segnala che i corpi illuminanti debbono essere dotati di dispositivi di sostegno tali da impedirne il distacco in caso di terremoto; in particolare, se montati su controsoffitti sospesi, devono essere efficacemente ancorati ai sostegni longitudinali e trasversali del controsoffitto e non direttamente ad esso.

Alcune indicazioni aggiuntive relative agli impianti sono riportate nell'Appendice C8I al presente documento, relativa al Cap.C8 (Costruzioni esistenti).

#### **C7.2.6 CRITERI DI MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E AZIONE SISMICA**

Gli orizzontamenti devono essere dotati di opportuna rigidità e resistenza nel piano e collegati in maniera efficace alle membrature verticali che li sostengono perché possano assolvere la funzione di diaframma rigido ai fini della ripartizione delle forze orizzontali tra le membrature verticali stesse. Particolare attenzione va posta quando abbiano forma molto allungata o comunque non compatta: in quest'ultimo caso, occorre valutare se le aperture presenti, soprattutto se localizzate in prossimità dei principali elementi resistenti verticali, non ne riducano significativamente la rigidità. Essi possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano se, modellandone la deformabilità nel piano, i loro spostamenti orizzontali massimi in condizioni sismiche non superano per più del 10% quelli calcolati con l'assunzione di piano rigido. Tale condizione può ritenersi generalmente soddisfatta nei casi specificati nelle NTC (v. § 7.2.6), salvo porre particolare attenzione quando essi siano sostenuti da elementi strutturali verticali (per es. pareti) di notevole rigidità e resistenza.

Quando gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano, le masse e le inerzie rotazionali di ogni piano possono essere concentrate nel loro centro di gravità.

---

<sup>8</sup> Si segnala che, per un refuso, nelle NTC la legenda riferita ad  $S_a$  e precedente la formula 7.2.2 parla di elemento strutturale intendendo riferirsi ad elemento non strutturale.

## **C7.3 METODI DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA**

Le indicazioni fornite in questo paragrafo sono integrate dalle indicazioni fornite nel Cap.4 delle NTC.

### **C7.3.3 ANALISI LINEARE DINAMICA O STATICA**

#### **C7.3.3.1 Analisi lineare dinamica**

L'analisi lineare dinamica, così come presentata nelle NTC, è condotta secondo tre passaggi fondamentali:

- 1) determinazione dei modi di vibrare "naturali" della costruzione (analisi modale);
- 2) calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- 3) combinazione degli effetti relativi a ciascun modo di vibrare.

L'analisi modale consiste nella soluzione delle equazioni del moto della costruzione, considerata elastica, in condizioni di oscillazioni libere (assenza di forzante esterna) e nella individuazione di particolari configurazioni deformate che costituiscono i modi naturali di vibrare di una costruzione. Questi modi di vibrare sono una caratteristica propria della struttura, in quanto sono individuati in assenza di alcuna forzante, e sono caratterizzate da un periodo proprio di oscillazione  $T$ , da uno smorzamento convenzionale  $\xi$ , caratteristiche proprie degli oscillatori elementari (sistemi dinamici ad un grado di libertà), nonché da una forma. Tranne che per casi particolari, quali quelli per esempio di costruzioni dotate di sistemi di isolamento e di dissipazione, si assume che i modi di vibrare abbiano tutti lo stesso valore dello smorzamento convenzionale  $\xi$  pari al 5%.

Qualunque configurazione deformata di una costruzione, e quindi anche il suo stato di sollecitazione, può essere ottenuta come combinazione di deformate elementari, ciascuna con la forma di un modo di vibrare. Ovviamente, in funzione dell'azione che agisce sulla costruzione, alcuni modi di vibrare avranno parte più significativa di altri nella descrizione della conseguente configurazione deformata. La massa partecipante di un modo di vibrare esprime la quota parte delle forze sismiche di trascinamento, e quindi dei relativi effetti, che il singolo modo è in grado di descrivere. Per poter cogliere con sufficiente approssimazione gli effetti dell'azione sismica sulla costruzione, è opportuno considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%, trascurando solo i modi di vibrare meno significativi in termini di massa partecipante.

L'utilizzo dello spettro di risposta consente di calcolare gli effetti massimi del terremoto sulla costruzione associati a ciascun modo di vibrare. Poiché durante il terremoto, tuttavia, gli effetti



massimi associati ad un modo di vibrare non si verificano generalmente nello stesso istante in cui sono massimi quelli associati ad un altro modo di vibrare, tali effetti non possono essere combinati tra di loro mediante una semplice somma ma con specifiche regole di combinazione, di natura probabilistica, che tengono conto di questo sfasamento temporale.

Se il periodo di vibrazione di ciascun modo differisce di almeno il 10% da quello di tutti gli altri, la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi può essere effettuata valutando la combinazione come radice quadrata della somma dei quadrati (Square Root of Sum of Squares o SRSS) degli effetti relativi a ciascun modo, secondo l'espressione:

$$E = \left( \sum_i E_i^2 \right)^{1/2} \quad (C7.3.1)$$

con: E valore combinato dell'effetto ed  $E_i$  valore dell'effetto relativo al modo i.

Tale regola deriva dall'ipotesi che i contributi massimi dei singoli modi non siano correlati e non si verifichino contemporaneamente.

La possibilità che i massimi contributi modali siano correlati può essere tenuta in conto attraverso la combinazione quadratica completa (Complete Quadratic Combination o CQC):

$$E = \left( \sum_j \sum_i \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j \right)^{1/2} \quad (C7.3.2)$$

con:

$E_j$  valore dell'effetto relativo al modo j;

$\rho_{ij}$  coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j calcolato secondo la seguente espressione:

$$\rho_{ij} = \frac{8\sqrt{\xi_i \cdot \xi_j} (\xi_i + \beta_{ij} \cdot \xi_j) \cdot \beta_{ij}^{3/2}}{(1-\beta_{ij}^2)^2 + 4\xi_i \cdot \xi_j \cdot \beta_{ij} \cdot (1 + \beta_{ij}^2) + 4(\xi_i^2 + \xi_j^2) \cdot \beta_{ij}^2} \quad (C7.3.3)$$

$\xi_i, \xi_j$  smorzamento viscoso convenzionale rispettivamente del modo i e del modo j;

$\beta_{ij}$  è il rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia i-j di modi ( $\beta_{ij} = T_j/T_i$ ).

Solo per strutture non dissipative è ammessa altresì la possibilità di condurre un'analisi lineare dinamica mediante integrazione al passo delle equazioni del moto (v. § 7.3.2 delle NTC), nel qual caso l'azione sismica deve essere rappresentata in forma di componenti accelerometriche, secondo quanto specificato nel § 3.2.3.6 delle NTC.

---

<sup>9</sup> Questa espressione degenera nella (7.3.4) delle NTC nel caso in cui  $\xi_i = \xi_j = \xi$ .

### C7.3.3.2 Analisi lineare statica

L'analisi lineare statica consiste sostanzialmente in una analisi lineare dinamica semplificata in cui:

- 1) non si effettua l'analisi dinamica della costruzione per determinare i modi di vibrare "naturali" della costruzione e si ipotizza un modo di vibrare principale della costruzione caratterizzato da un periodo  $T_1$  calcolato in maniera approssimata, come dall'espressione (7.3.5) delle NTC, e da spostamenti linearmente crescenti con l'altezza dal piano di fondazione, ai quali corrisponde la distribuzione di forze statiche data dall'espressione (7.3.6) delle NTC. A questo modo di vibrare si associa un'aliquota  $\lambda$  di massa partecipante pari a 0,85 se la costruzione ha almeno tre orizzontamenti e se  $T_1 < 2T_C$ , 1,0 in tutti gli altri casi;
- 2) si calcolano gli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per il solo modo di vibrare principale considerato;
- 3) non si effettua alcuna combinazione degli effetti in quanto non si considerano modi di vibrare secondari.

### C7.3.4 ANALISI NON LINEARE STATICA O DINAMICA

#### C7.3.4.1 Analisi non lineare statica

Questo metodo d'analisi è utilizzabile solo per costruzioni il cui comportamento sotto la componente del terremoto considerata è governato da un modo di vibrare naturale principale, caratterizzato da una significativa partecipazione di massa.

L'analisi richiede che al sistema strutturale reale venga associato un sistema strutturale equivalente ad un grado di libertà.

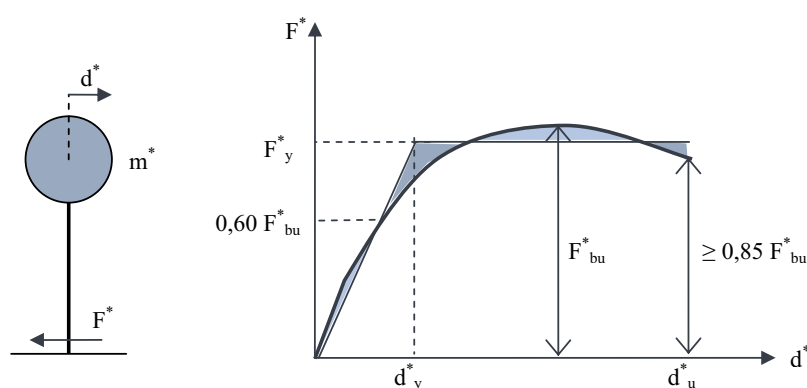


Figura C7.3.1 – Sistema e diagramma bilineare equivalente

La forza  $F^*$  e lo spostamento  $d^*$  del sistema equivalente sono legati alle corrispondenti grandezze  $F_b$  e  $d_c$  del sistema reale dalle relazioni:

$$\begin{aligned} F^* &= F_b / \Gamma \\ d^* &= d_c / \Gamma \end{aligned} \quad (C7.3.4)$$

dove  $\Gamma$  è il “fattore di partecipazione modale” definito dalla relazione:

$$\Gamma = \frac{\varphi^T M \tau}{\varphi^T M \varphi} \quad (C7.3.5)$$

Il vettore  $\tau$  è il vettore di trascinamento corrispondente alla direzione del sisma considerata; il vettore  $\varphi$  è il modo di vibrare fondamentale del sistema reale normalizzato ponendo  $d_c = 1$ ; la matrice  $M$  è la matrice di massa del sistema reale.

Alla curva di capacità del sistema equivalente occorre ora sostituire una curva bilineare avente un primo tratto elastico ed un secondo tratto perfettamente plastico (vedi Fig. C7.3.1). Detta  $F_{bu}$  la resistenza massima del sistema strutturale reale ed  $F_{bu}^* = F_{bu} / \Gamma$  la resistenza massima del sistema equivalente, il tratto elastico si individua imponendone il passaggio per il punto  $0,6F_{bu}^*$  della curva di capacità del sistema equivalente, la forza di plasticizzazione  $F_y^*$  si individua imponendo l'uguaglianza delle aree sottese dalla curva bilineare e dalla curva di capacità per lo spostamento massimo  $d_u^*$  corrispondente ad una riduzione di resistenza  $\leq 0,15F_{bu}^*$ .

Il periodo elastico del sistema bilineare è dato dall'espressione:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}} \quad (C7.3.6)$$

dove  $m^* = \Phi^T M \tau$  e  $k^*$  è la rigidezza del tratto elastico della bilineare.

Nel caso in cui il periodo elastico della costruzione  $T^*$  risulti  $T^* \geq T_C$  la domanda in spostamento per il sistema anelastico è assunta uguale a quella di un sistema elastico di pari periodo (v. § 3.2.3.2.3 delle NTC e Fig. C7.3.2a):

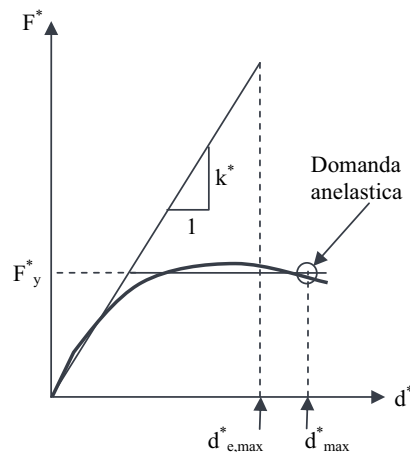
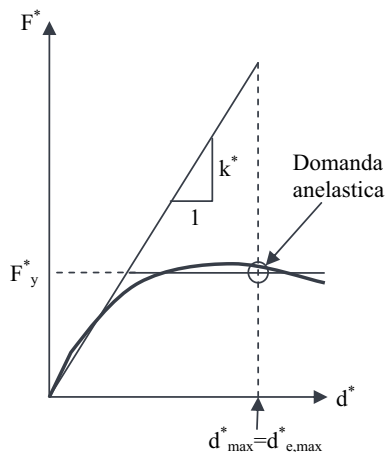
$$d_{\max}^* = d_{e,\max}^* = S_{Dc}(T^*) \quad (C7.3.7)$$

Nel caso in cui  $T^* < T_C$  la domanda in spostamento per il sistema anelastico è maggiore di quella di un sistema elastico di pari periodo (v. Fig. C7.3.2b) e si ottiene da quest'ultima mediante l'espressione:

$$d_{\max}^* = \frac{d_{e,\max}^*}{q^*} \left[ 1 + (q^* - 1) \frac{T_C}{T^*} \right] \geq d_{e,\max}^* \quad (C7.3.8)$$

dove  $q^* = S_e(T^*)m^*/F_y^*$  rappresenta il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente.

Se risulta  $q^* \leq 1$  allora si ha  $d_{\max}^* = d_{e,\max}^*$ .



**Figura C7.3.2a** – Spostamento di riferimento per  $T > T_c$       **Figura C7.3.2b** – Spostamento di riferimento per  $T \leq T_c$

Gli effetti torsionali accidentali sono considerati nel modo previsto al § 7.2.6 delle NTC.

Una volta trovata la domanda in spostamento  $d_{\max}^*$  per lo stato limite in esame si verifica che sia  $d_{\max}^* \leq d_u^*$  e si procede alla verifica della compatibilità degli spostamenti per gli elementi/meccanismi duttili e delle resistenze per gli elementi/meccanismi fragili.

L'analisi non lineare statica condotta nei modi previsti dalle NTC può sottostimare significativamente le deformazioni sui lati più rigidi e resistenti di strutture flessibili torsionalmente, cioè strutture in cui il modo di vibrare torsionale abbia un periodo superiore ad almeno uno dei modi di vibrare principali traslazionali. Per tener conto di questo effetto, tra le distribuzioni secondarie delle forze occorre scegliere la distribuzione adattiva.

L'azione sismica deve essere applicata, per ciascuna direzione, in entrambi i possibili versi e si devono considerare gli effetti più sfavorevoli derivanti dalle due analisi.

#### **C7.3.4.2 Analisi non lineare dinamica**

I modelli strutturali da utilizzare per effettuare analisi non lineari dinamiche devono rispettare i requisiti del § 7.2.6 delle NTC. In particolare essi devono consentire una corretta rappresentazione del comportamento degli elementi strutturali in termini di resistenza, anche in funzione di possibile fenomeni di degrado associati alle deformazioni cicliche, e di comportamento post-elastico.

Quando si effettua questo tipo di analisi occorre utilizzare un'analisi non lineare anche per la valutazione degli effetti dei carichi verticali. Questa analisi deve precedere l'analisi con accelerogrammi e può essere anche di tipo statico-incrementale, facendo crescere tutti i carichi gravitazionali in maniera proporzionale fino al loro valore di progetto.

Il confronto tra analisi dinamica non lineare ed analisi modale con spettro di progetto in termini di sollecitazioni globali alla base è finalizzato a verificare che tali differenze siano contenute, a riprova della bontà dell'analisi dinamica non lineare effettuata.

### **C7.3.5 RISPOSTA ALLE DIVERSE COMPONENTI DELL'AZIONE SISMICA ED ALLA VARIABILITÀ SPAZIALE DEL MOTO**

Quando la variabilità spaziale del moto può avere effetti significativi sulla risposta strutturale essa deve essere considerata.

In generale l'effetto principale della variabilità è dovuto ai notevoli spostamenti relativi che essa genera alla base delle strutture, mentre la risposta dinamica risulta inferiore a quella ottenuta con moto sincrono. In questi casi risulta pertanto cautelativa la valutazione della risposta sovrapponendo l'effetto della distorsione degli appoggi a terra alla risposta all'azione sincrona, come indicato al punto 3.2.5.

Qualora si utilizzi l'analisi non lineare si potranno cautelativamente imporre le distorsioni alla base ed effettuare l'analisi dinamica sincrona.

In alternativa è possibile imporre alla base della costruzione serie temporali del moto sismico differenziate ma coerenti tra loro, in accordo con le caratteristiche dei siti ove sono situati i punti di appoggio della costruzione.

Quest'ultimo criterio, apparentemente più rigoroso, presenta difficoltà operative nella effettiva definizione delle storie temporali che richiedono una notevole cautela da parte del progettista.

In ogni caso si deve considerare anche la risposta al moto sincrono.

### **C7.3.6 CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI**

#### **C7.3.6.3 Verifiche degli elementi non strutturali e degli impianti**

La prestazione consistente nell'evitare collassi fragili e prematuri e la possibile espulsione sotto l'azione della  $F_a$  delle tamponature si può ritenere conseguita con l'inserimento di leggere reti da intonaco sui due lati della muratura, collegate tra loro ed alle strutture circostanti a distanza non superiore a 500 mm sia in direzione orizzontale sia in direzione verticale, ovvero con l'inserimento di elementi di armatura orizzontale nei letti di malta, a distanza non superiore a 500 mm.

### **C7.3.7 CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO**

Per le verifiche degli elementi strutturali in termini di resistenza, di cui al § 7.3.7.1 delle NTC, nello spettro allo SLD va considerato un valore  $\eta=2/3$  per tenere in conto la sovraresistenza degli elementi strutturali. Per la valutazione degli spostamenti finalizzati alle verifiche degli elementi strutturali in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali, di cui al § 7.3.7.2 delle NTC, si pone sempre  $\eta=1$  in quanto, anche nel caso in cui si verificasse un limitato danneggiamento di alcuni elementi strutturali, si assume comunque che gli spostamenti complessivi della costruzione siano pari a quelli calcolati nell'ipotesi di struttura elastica.

### **C7.4 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO**

Il capitolo è dedicato alle costruzioni di calcestruzzo in presenza di azioni sismiche e tratta in maniera dettagliata le richieste per i materiali e le regole di dimensionamento e verifica per le travi, i pilastri, i nodi trave-pilastro, i diaframmi orizzontali, le pareti, le travi di collegamento. Le costruzioni con struttura prefabbricata in cemento armato sono trattate al § 7.4.5 delle NTC.

La duttilità delle sezioni inflesse e pressoinflesse è controllata mediante specifiche regole che semplificano notevolmente quelle fornite dall'EN-1998-1, prescrivendo le percentuali di armatura necessarie ad evitare rotture fragili, con il limite inferiore finalizzato ad evitare la rottura della sezione all'atto della fessurazione del cls. ed il limite superiore finalizzato ad evitare la rottura della sezione per schiacciamento del cls. Riguardo a quest'ultimo punto viene adeguatamente premiata la presenza di armatura in compressione che, come noto, aumenta la duttilità riducendo la tensione sul calcestruzzo compresso, a parità di sollecitazioni. Ciò si evince anche dai minimi di armatura compressa richiesti nelle travi: 50% di quella tesa nelle zone critiche, 25% altrove.

Nello spirito di una norma anche di carattere prestazionale, viene fornita l'indicazione secondo cui, quando non precisato, la protezione della corretta gerarchia delle resistenze va effettuata mediante coefficiente  $\gamma_{RD}$  di valore non inferiore a 1,2 in CD "A" e 1,0 per CD "B".

Nei telai, per scongiurare l'attivazione di meccanismi fragili locali, viene applicata la regola di gerarchia delle resistenze taglio-flessione: per evitare la rottura prematura per taglio della generica sezione critica si valuta la resistenza a taglio di progetto non sulla base dei valori forniti dal modello di calcolo bensì a partire dalle resistenze flessionali, opportunamente amplificate mediante il coefficiente  $\gamma_{RD}$ ; tale coefficiente, sempre presente nelle regole di gerarchia delle resistenze, vale 1,2 in CD "A" e 1,0 in CD "B".

Sempre nei telai, per scongiurare l'attivazione di meccanismi fragili globali, ossia la presenza di "piano debole" e cioè rotture dei pilastri anticipate rispetto alle travi, la gerarchia delle resistenze

impone che il progetto delle zone non dissipative faccia riferimento alle resistenza delle zone dissipative amplificate mediante il coefficiente  $\gamma_{RD}$  che vale 1,3 in CD “A” e 1,1 per CD “B”.

Ampio spazio è dato dalla norma per lo studio dei nodi trave-pilastro non confinati. In particolare l’argomento è trattato fornendo sia i termini per le verifiche, che le regole di dettaglio ed i minimi di armatura.

Altri casi esplicitamente previsti sono: a) la protezione dalla rottura fragile dei diaframmi orizzontali, mediante un coefficiente 1,3; b) la protezione dalla rottura anticipata delle fondazioni, ottenuta utilizzando come azioni le resistenze degli elementi in elevazione e non le sollecitazioni; non oltre però le sollecitazioni amplificate per 1,3 in CD “A” e 1,1 in CD “B”. Quest’ultimo aspetto rappresenta una novità rispetto alle precedenti normative sismiche ed è dettata dall’esperienza progettuale maturata recentemente in Italia.

#### **C7.4.4. DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI**

L’analisi delle sollecitazioni è effettuata con riferimento alla combinazione sismica delle azioni specificata al § 3.2.4 delle NTC – espressioni (3.2.16) e (3.2.17) – ed alla combinazione delle componenti orizzontali e verticali del sisma specificata al § 7.3.5 delle NTC (espressione (7.3.15)). Le verifiche di resistenza degli elementi strutturali si effettuano come indicato al § 4.1.2.1 delle NTC, dove si assumono, per tener conto del degrado ciclico dei materiali, gli stessi coefficienti parziali  $\gamma_C$  e  $\gamma_S$  delle condizioni non sismiche.

Le verifiche di duttilità previste al § 7.4.4 delle NTC si intendono implicitamente soddisfatte se si seguono le regole per i materiali, i dettagli costruttivi e la gerarchia delle resistenze indicate al § 7.4 delle NTC per le diverse tipologie ed elementi strutturali.

Per la verifica di resistenza del nodo, nell’espressione (7.4.8) si può assumere, al posto del fattore  $h_{jc}$  (distanza tra le giaciture più esterne di armature del pilastro), il fattore  $h_{c,max}$ , intendendo come tale il massimo tra le dimensioni della sezione del pilastro.

Nella valutazione della duttilità di curvatura per le verifiche di duttilità nelle zone critiche, il contributo in termini di resistenza e di duttilità dovuto al confinamento del calcestruzzo va considerato utilizzando modelli adeguati. A tal fine, la sola parte di calcestruzzo contenuta all’interno delle armature che garantiscono il confinamento può essere considerata efficacemente confinata.

In presenza di sforzo normale, per conseguire il limite di 1,5 indicato nelle NTC è necessario tener conto del confinamento prodotto dal calcestruzzo dalla presenza delle staffe. Si evidenzia che tale problema nelle usuali strutture intelaiate riguarda soltanto le sezioni al piede dei pilastri.

### **C 7.4.4.1 Travi**

#### **C 7.4.4.1.1 Sollecitazioni di calcolo**

Al 2° capoverso del § 7.4.4.1.1 delle NTC si evidenzia che la figura a cui si fa riferimento non è la Fig. 7.4.1 ma la Fig. C7.2.1 riportata nelle presenti Istruzioni.

Inoltre, al 6° capoverso del medesimo § 7.4.4.1.1 si evidenzia che la figura a cui si fa riferimento nelle NTC non è la Fig. 7.4.2 ma la Fig. 7.4.1.

### **C7.4.4.2 Pilastri**

#### **C7.4.4.2.1 Sollecitazioni di calcolo**

La frase “Nel caso in cui i momenti nel pilastro al di sopra ed al di sotto del nodo siano tra loro discordi, al denominatore della formula (7.4.4) va posto il solo valore maggiore, il minore va sommato ai momenti di plasticizzazione delle travi” va intesa nel senso che “Nel caso in cui i momenti nel pilastro al di sopra ed al di sotto del nodo siano tra loro discordi, al membro sinistro della formula (7.4.4) va posto il solo valore maggiore, il minore va sommato ai momenti di plasticizzazione delle travi”. La frase riportata nelle NTC si riferisce all’espressione (C7.2.1) delle presenti Istruzioni, che può essere utilizzata in sostituzione della espressione (7.4.4).

Nella valutazione del taglio di calcolo mediante l’espressione (7.4.5), la lunghezza del pilastro  $l_p$  è da valutarsi escludendo l’ingombro delle travi in esso confluenti.

### **C 7.4.4.5 Pareti**

#### **C 7.4.4.5.1 Sollecitazioni di calcolo**

Si sottolinea un refuso: la figura a cui si fa riferimento nelle NTC non è la Fig. 7.4.1 ma la Fig. 7.4.2.

### **C7.4.5 COSTRUZIONI CON STRUTTURA PREFABBRICATA**

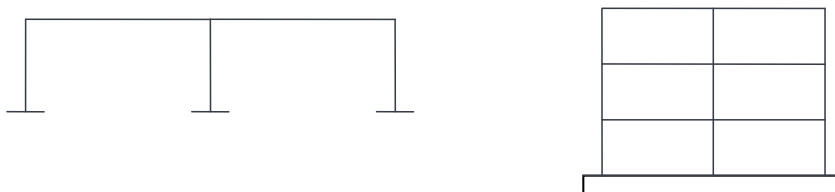
#### **7.4.5.1 Tipologie strutturali e fattori di struttura**

Il § 7.4.5.1 delle NTC si riferisce alle tipologie delle strutture prefabbricate per le quali si riportano nel seguito alcune precisazioni



#### **C7.4.5.1.1 Strutture a telaio**

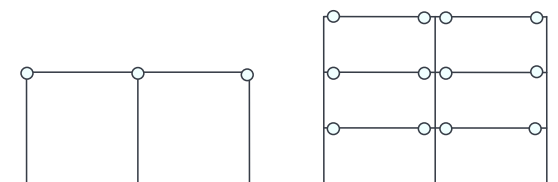
Una prima categoria di sistemi a telaio prefabbricati si riferisce a strutture con collegamenti monolitici realizzati con getti integrativi che danno continuità di forze e momenti, ad emulazione delle strutture gettate in opera (v. Fig. C7.4.1).



**Fig. C7.4.1.- Strutture a telaio con collegamenti monolitici**

A questa categoria di telai si applicano le regole relative ai collegamenti tipo *c* di cui al § 7.4.5.2.1 delle NTC.

Una seconda categoria di sistemi a telaio prefabbricati si riferisce a strutture con collegamenti a cerniera tra travi e pilastri che danno continuità di forze (v. Fig. C7.4.2). A questa categoria di telai, tipica della tecnologia prefabbricata, si applicano le regole relative ai collegamenti tipo *a* di cui al § 7.4.5.2.1 delle NTC, mentre il vincolo di base dei pilastri deve realizzare un incastro totale con la fondazione dimensionato con le regole relative ai collegamenti tipo *b* di cui al § 7.4.5.2.1 delle NTC.



**Fig. C7.4.2.- Strutture a telaio con collegamenti a cerniera**

#### **C7.4.5.1.2 Strutture a pilastri isostatici**

Le strutture con pilastri isostatici del tipo di quelle rappresentate in Fig. C7.4.3, che consentono le libere dilatazioni della copertura per effetto di fenomeni come le variazioni termiche, concentrano le azioni orizzontali dovute al sisma su alcuni pilastri. Per queste strutture si applicano le regole date al § 7.4.5.2.1 con riferimento sia ai collegamenti fissi, sia ai collegamenti scorrevoli.



**Fig. C7.4.3.- Strutture a pilastri isostatici**

## **C7.4.6 DETTAGLI COSTRUTTIVI**

### **C7.4.6.2 Limitazioni geometriche**

#### ***C7.4.6.1.2 Pilastri***

Con riferimento al 2° capoverso del § 7.4.6.1.2 delle NTC, dove si pone una limitazione geometrica alle dimensioni della sezione dei pilastri nel caso di rilevanti effetti del 2° ordine ( $\theta > 0,1$ ), si precisa che tale limitazione non si applica quando detti effetti vengano compiutamente valutati attraverso un'analisi non lineare che tenga conto delle non-linearità sia meccaniche che geometriche. Resta la limitazione sul valore massimo degli effetti del 2° ordine data al § 7.3.1 delle NTC ( $\theta \leq 0,3$ ).

### **C7.4.6.2 Limitazioni geometriche**

#### ***C7.4.6.2.1 Travi***

Con riferimento al 3° capoverso del § 7.4.6.2.1 delle NTC, si chiarisce che il termine “*comunque*  $\rho_{comp} \geq 0,25 \rho$ .” deve intendersi “*e nel resto della trave comunque*  $\rho_{comp} \geq 0,25 \rho$ .”

## **C7.5 COSTRUZIONI D'ACCIAIO**

Nel capitolo sono opportunamente integrate le regole generali di progettazione ed esecuzione per le Costruzioni in acciaio per l'impiego in zona sismica.

In particolare:

- sono precisati i limiti cui debbono soddisfare le proprietà meccaniche dei materiali in termini di incrudimento (rapporto  $f_t/f_y$ ), allungamento percentuale a rottura  $A_5$  e sovrarresistenza (rapporto  $f_{ym}/f_y$ );
- sono fornite prescrizioni più dettagliate per la concezione dei dettagli, in particolare nelle zone dissipative, e per le modalità di verifica in termini di gerarchia delle resistenze trave-colonna;
- infine, a ciascuna tipologia strutturale ricorrente, in funzione della classe di duttilità adottata - alta (A) o bassa (B) - è associato il corrispondente fattore di struttura  $q$ , nonché il rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$ , che tiene conto delle riserve plastiche disponibili.

Infine sono fornite prescrizioni più dettagliate per la concezione dei dettagli, in particolare nelle zone dissipative, e per le modalità di verifica in termini di gerarchia delle resistenze trave-colonna al fine di garantire la richiesta duttilità.

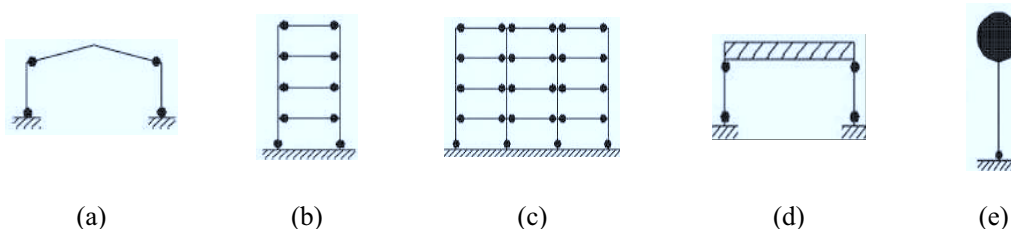
## C7.5.2 TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI STRUTTURA

### C7.5.2.1 Tipologie strutturali

Nelle strutture a telaio le zone dissipative devono essere localizzate principalmente all'estremità delle travi e/o nei nodi trave-colonna in modo tale da dissipare efficacemente l'energia sismica attraverso cicli flessionale inelastici. La localizzazione delle cerniere plastiche nelle strutture a telaio dovrebbe seguire le distribuzioni indicate nella figura C7.5.1 a seconda delle soluzioni strutturali realizzate.

E' possibile, inoltre, ipotizzare la formazione di cerniere plastiche nelle colonne, ma solo nelle seguenti parti:

- alla base della struttura a telaio (a, b, c, d, e);
- in sommità delle colonne all'ultimo piano dell'edificio (b e c in alternativa alle travi della copertura);
- alla base ed alla sommità delle colonne nelle strutture ad un unico piano (d).



**Fig. C7.5.1.** Configurazioni dissipative di strutture intelaiate: disposizione delle cerniere plastiche, secondo le tipologie esposte nella tabella 7.5.II del §7.5.2.2 delle NTC

Nel caso in cui la dissipazione dell'energia sismica avvenga essenzialmente nelle colonne (figure C7.5.1.d e C7.5.1.e), lo sforzo normale in esse agente,  $N_{Ed}$ , dovrebbe essere adeguatamente limitato per non intaccare eccessivamente le proprietà dissipative della colonna nelle zone "critiche" preposte alla dissipazione. In generale, a meno di analisi più approfondite, per strutture del tipo d ed e (figura C7.5.1) la sollecitazione assiale dovrebbe verificare la seguente disuguaglianza

$$N_{Ed} \leq 0.3 \times N_{PL,Rd} \quad (C7.5.1)$$

dove  $N_{PL,Rd}$  è lo sforzo normale resistente della colonna.

Per contro, una tipologia dissipativa ad un piano, in cui le cerniere plastiche sono localizzate nelle travi ed alla base delle colonne (tipo a, figura C7.5.1), è caratterizzata da maggiori proprietà dissipative rispetto alle strutture del tipo d (figura C7.5.1). Infatti, gran parte della capacità dissipativa della struttura è fornita dalle cerniere plastiche delle travi, soggette a sforzi normali trascurabili: per tale ragione il fattore di struttura  $q_0$  è pari a  $5\alpha_w/\alpha_1$  per il tipo (a) ed a  $2\alpha_w/\alpha_1$  per il tipo (d) e per il tipo (e).

In genere nel calcolo del fattore di struttura, si assume per il coefficiente di sovra-resistenza  $\alpha_w/\alpha_1$  il valore proposto nel §7.5.2. Tale valore, però, può essere determinato utilizzando metodi di analisi non lineari quali l'analisi statica non-lineare oppure l'analisi dinamica non-lineare (§7.3.4.1 e §7.3.4.2). Ad ogni modo, durante la progettazione tale coefficiente non può assumere valori maggiori di 1.6, anche nel caso si ottengano valori più elevati a seguito di analisi non-lineari.

### **C7.5.3 REGOLE DI PROGETTO GENERALI PER ELEMENTI STRUTTURALI DISSIPATIVI**

#### **C7.5.3.3 Collegamenti in zone dissipative**

Nel caso in cui, in un collegamento si abbiano unioni bullonate, queste devono essere sufficientemente sovraresistenti per evitare la rottura dei bulloni a taglio. Per tale ragione, la resistenza di progetto dei bulloni a taglio deve essere almeno 1.2 volte superiore alla resistenza a rifollamento dell'unione. Inoltre, deve essere assolutamente evitata la rottura dei bulloni a trazione, meccanismo di collasso caratterizzato da un comportamento fragile. Per tale motivo, anche i bulloni soggetti a trazione devono essere dotati di un'opportuna sovraresistenza.

### **C7.5.4 REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE INTELAIATE**

#### **C7.5.4.5 Pannelli nodali**

Affinché il pannello d'anima della colonna possa sostenere lo sviluppo del meccanismo dissipativo globale a telaio, secondo uno degli schemi proposti nella figura 1, è necessario che la forza di taglio trasmessa dalle travi al pannello d'anima della colonna sia calcolata in condizioni di collasso. Per tale motivo la forza con cui è necessario confrontare la resistenza a taglio di progetto del pannello,  $V_{WP,Rd}$ , non deriva dalle sollecitazioni di calcolo ottenute dall'analisi strutturale, bensì dal momento plastico resistente delle travi in esso concorrenti tramite la formula

$$V_{WP,Ed,U} = \gamma_{ov} \cdot \frac{\sum M_{b,pl,Rd}}{Z} \left( 1 - \frac{z}{H - h_b} \right) \quad (C7.5.2)$$

dove  $\sum M_{b,pl,Rd}$  è la sommatoria dei momenti plastici resistenti delle travi,  $H$  è l'altezza di interpiano del telaio,  $z$  è il braccio di coppia interna della trave e  $h_b$  è l'altezza della sezione della trave. La

resistenza del pannello nodale privo di piatti di irrigidimento e/o continuità, ove i fenomeni di instabilità non sono condizionanti, è data da

$$V_{WP,Rd} \geq \frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot A_{VC} \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{\sigma}{f_y}\right)^2} \quad (C7.5.3)$$

dove  $A_{VC}$  (§4.3.3.1.2 delle NTC) è l'area resistente a taglio, mentre  $\sigma$  è la tensione normale media agente nel pannello dovuta allo sforzo normale di calcolo presente nella colonna.

In figura C7.5.2 sono rappresentati i dettagli costruttivi dei pannelli nodali, cui è necessario fare riferimento per il calcolo della resistenza a taglio. I piatti di continuità in prosecuzione delle ali della trave devono essere sempre previsti nel caso di collegamenti trave-colonna saldati.

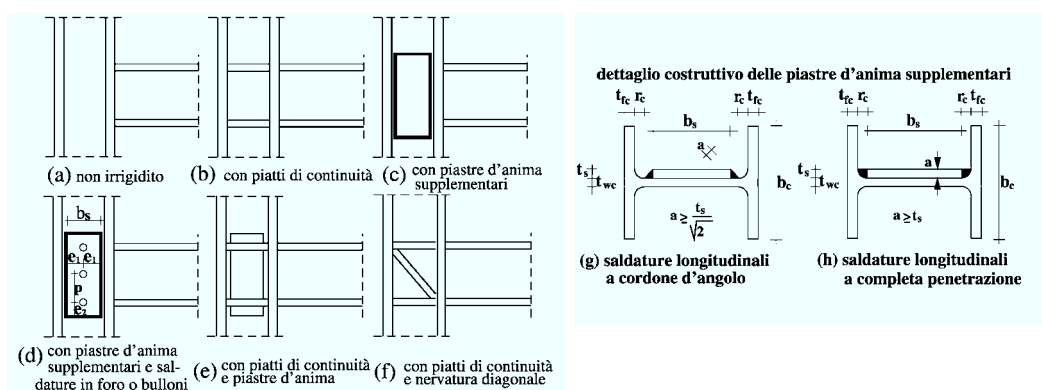


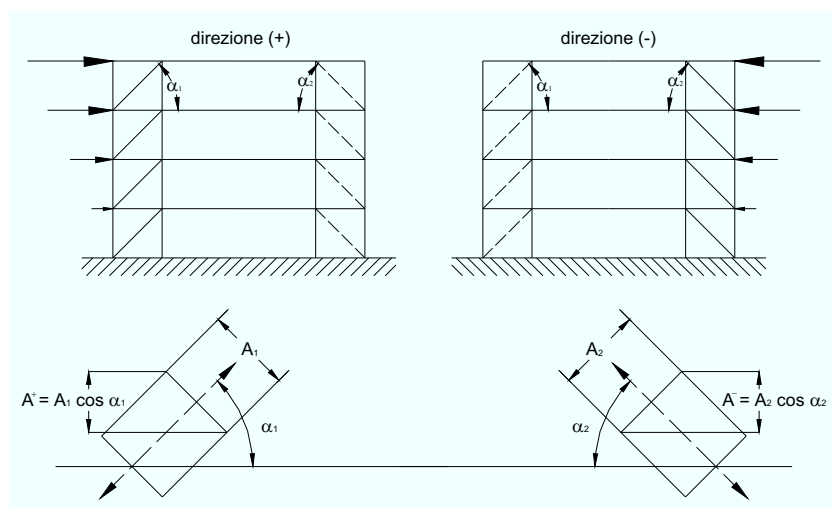
Fig. C7.5.2. Dettagli costruttivi di pannelli nodali irrigiditi.

### C7.5.5 REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE CON CONTROVENTI CONCENTRICI

La risposta carico-spostamento laterale di una struttura con controventi concentrici deve risultare sostanzialmente indipendente dal verso dell'azione sismica. Tale requisito si ritiene soddisfatto se od ogni piano vale la seguente disuguaglianza:

$$\frac{|A^+ - A^-|}{A^+ + A^-} \leq 0,05 \quad (C7.5.6)$$

essendo  $A^+$  e  $A^-$  le proiezioni verticali delle sezioni trasversali delle diagonali tese, valutate per i due versi possibili delle azioni sismiche secondo quanto presentato nella figura C7.5.3.



**Fig. C7.5.3.** Definizione dell'area delle sezioni dei controventi tesi,  $A^+$  ed  $A^-$ , da utilizzare nella formula C7.5.6

### C7.5.6 REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURA CON CONTROVENTI ECCENTRICI

Le capacità dissipative di un elemento di connessione (“link”) di una struttura a controventi eccentrici dipendono dai dettagli strutturali con cui è realizzato tale elemento. In particolare, la presenza degli irrigidimenti trasversali d’anima garantisce lo sviluppo delle deformazioni plastiche all’interno del “link”, per cui le regole costruttive presentate in §7.5.6 devono essere necessariamente impiegate per la realizzazione di “link” sia lunghi che corti.

Per quanto riguarda gli elementi di connessione corti, la instabilità inelastica a taglio potrebbe limitare le capacità dissipative di tale elemento che potrebbe non raggiungere la necessaria capacità rotazionale (espressa in termini di mrad). Pertanto, allo scopo di migliorare la duttilità locale devono essere impiegati degli irrigidimenti d’anima il cui interasse “a” deve soddisfare, per raggiungere una capacità deformativa, le limitazioni presentate nella figura C7.5.4 (a)

Il comportamento degli elementi di connessione lunghi è dominato dalla plasticizzazione per flessione per cui è necessario disporre irrigidimenti che coprano tutta l’altezza dell’anima del profilo. Anche nel caso di collegamenti “intermedi” o “lunghi” il passo degli irrigidimenti governa le capacità dissipative dell’elemento. Per cui per ottenere “link” di buone proprietà dissipative è necessario seguire le prescrizioni costruttive presentate nelle figure C7.5.4 (b) e C7.5.4 (c).

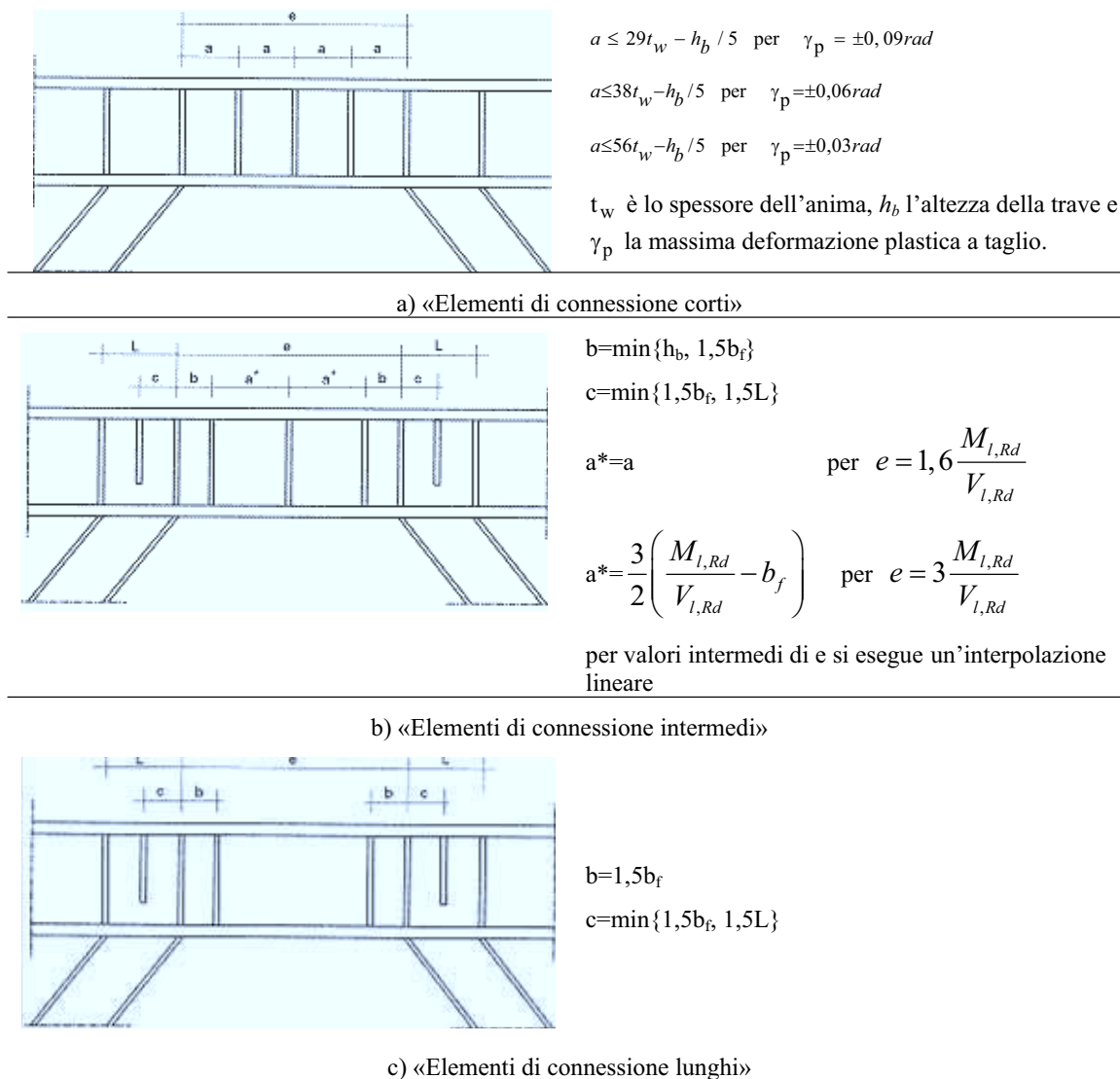


Fig. C7.5.4. Dettagli costruttivi degli elementi di connessione.

## C7.6 COSTRUZIONI COMPOSTE DI ACCIAIO-CALCESTRUZZO

Le regole integrative di progettazione ed esecuzione per l'impiego in zona sismica delle Costruzioni composte acciaio-calcestruzzo sono per larga parte analoghe a quelle delle corrispondenti strutture metalliche; sono state tuttavia previste regole specifiche aggiuntive per quanto riguarda la disposizione delle armature in soletta in prossimità dei nodi trave-pilastro pilastro e la progettazione dei pannelli nodali delle strutture intelaiate.

## C7.6.4 CRITERI DI PROGETTO E DETTAGLI PER STRUTTURE DISSIPATIVE

### C7.6.4.3 Collegamenti composti nelle zone dissipative

Nelle zone dissipative delle travi soggette a momento negativo, occorre predisporre armatura metallica ad elevata duttilità, così come schematicamente riportato in Fig. C7.6.1.

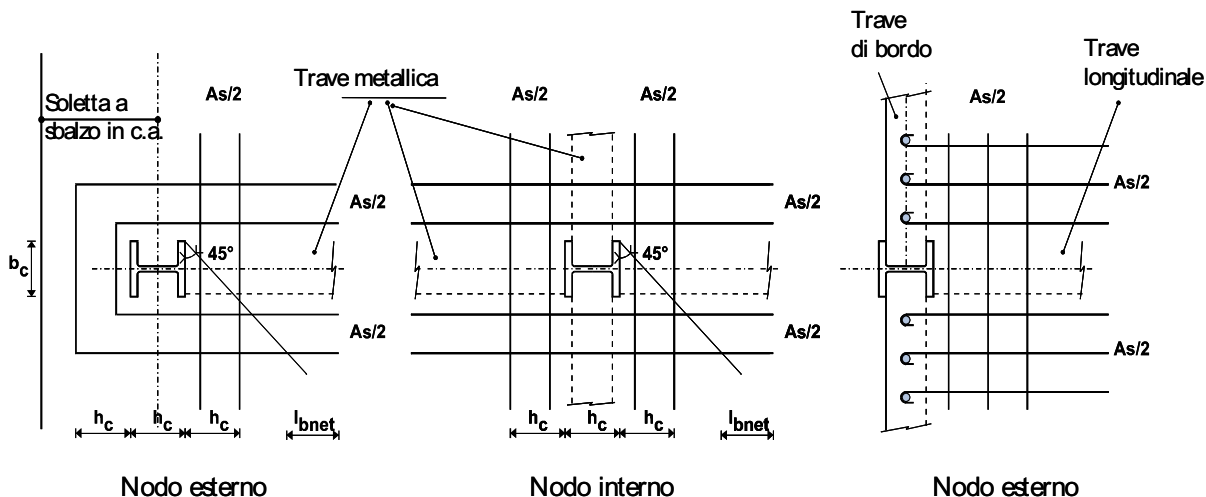


Fig. C7.6.1 - Dettagli di armatura in corrispondenza dei nodi trave-colonna

La disposizione delle barre d'armatura presentata in figura 5 è efficace solo nel caso in cui la connessione trave-colonna sia sufficientemente rigida affinché possano svilupparsi le cerniere plastiche all'interno delle travi composte. Nel caso si utilizzino collegamenti travi-colonna a parziale ripristino di resistenza e semi-rigidi è necessario eseguire una opportuna qualifica, per via sperimentale e/o numerica, del collegamento e progettare su tale base la disposizione dell'armatura in soletta per una ottimale distribuzione delle tensioni e per evitare un prematuro collasso della porzione di soletta soggetta a compressione.

Le cerniere plastiche all'interno della trave composta devono avere un comportamento duttile; per cui nel disporre l'armatura di rinforzo in corrispondenza dei nodi trave-colonna composti è necessario assicurare:

- eliminare tutti i possibili fenomeni di instabilità dell'equilibrio nelle barre d'armatura posizionate in prossimità del nodo;
- evitare la prematura rottura della soletta in calcestruzzo a contatto con la colonna composta.

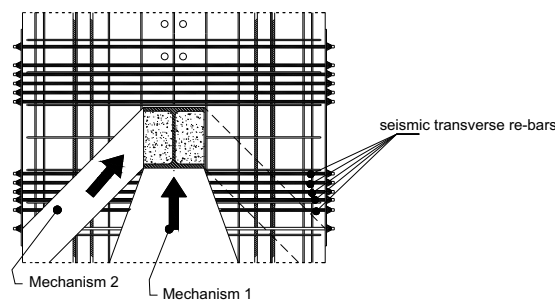


Per il calcolo delle armature necessarie in soletta devono essere utilizzati metodi di calcolo basati su schemi di equilibrio “puntone-tirante”. Inoltre, per favorire una migliore diffusione delle sollecitazioni di compressione dalla colonna composta alla soletta è possibile predisporre opportuni sistemi di connessione a taglio tra il calcestruzzo presente nella colonna composta (tipologie rivestite o parzialmente rivestite) e quello della soletta, in modo da incrementare la porzione di soletta collaborante nel trasferimento delle sollecitazioni in condizioni sismiche.

#### C7.6.4.3.1 Modelli resistenti per la soletta soggetta a compressione

Per nodi trave-colonna rigidi ed a completo ripristino di resistenza la compressione trasferibile dalla soletta alla colonna può valutarsi con il procedimento esposto nel seguito e basato su meccanismi resistenti puntone-tirante. L'armatura disposta come indicato in fig. C7.6.1 ed un dettaglio di connessione opportuno tra calcestruzzo della colonna composta e soletta consentono infatti il trasferimento delle compressioni alla colonna tramite (fig. C7.6.2.) due meccanismi resistenti:

- **meccanismo 1** – compressione diretta,
- **meccanismo 2** – puntoni inclinati.



**Fig. C7.6.2.** Vista in pianta dei meccanismi resistenti attivabili nella soletta compressa (momento positivo)

La forza trasmessa alla colonna dal **meccanismo 1**, è pari a:

$$F_{Rd,1} = d_{eff} \cdot b_b \cdot f_{cd} \quad (C7.6.1)$$

dove  $d_{eff}$  e  $b_b$  sono, rispettivamente, lo spessore e la larghezza della sezione della soletta a contatto con la colonna. Per il completo sviluppo della resistenza  $F_{Rd,1}$  è necessario disporre un quantitativo minimo di armatura di “confinamento” la cui area complessiva deve rispettare la disuguaglianza:

$$A_T \geq 0,25 \cdot d_{eff} \cdot b_b \cdot \frac{0,15l - b_b}{0,15l} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd,T}} \quad (C7.6.2)$$

dove  $f_{yd,T}$  è la tensione di snervamento di progetto dell'armatura trasversale disposta in prossimità della colonna ed  $l$  è la luce della trave composta collegata al nodo trave-colonna. La prima barra di

armatura trasversale o rete elettrosaldata (se considerata nel calcolo) deve essere posta a non più di 30mm dalla colonna composta.

La forza trasmessa alla colonna dal **meccanismo 2**, è pari a:

$$F_{Rd,2} = 0,7 \cdot h_c \cdot d_{eff} \cdot f_{cd} \quad (C7.6.3)$$

dove  $h_c$  è l'altezza della sezione della colonna. Affinché possano formarsi i due puntoni inclinati del **meccanismo 2** è necessario disporre un quantitativo di armatura minimo pari a:

$$A_T \geq \frac{F_{Rd,2}}{f_{yd,T}} \quad (C7.6.4)$$

Tale armatura deve essere distribuita su una lunghezza pari all'altezza  $h_c$  della sezione della colonna e le barre trasversali d'armatura impiegate devono avere una lunghezza almeno pari a  $L = b_b + 4 \cdot h_c + 2l_b$ , dove  $l_b$  è la lunghezza d'ancoraggio necessaria affinché la singola barra di armatura possa sviluppare la sua tensione di snervamento  $f_{yd,T}$ .

La massima compressione  $F_{c,max}$  trasferibile dalla trave composta alla colonna in un nodo trave-colonna in cui concorra una sola trave e soggetta a momento flettente positivo, è dunque pari a:

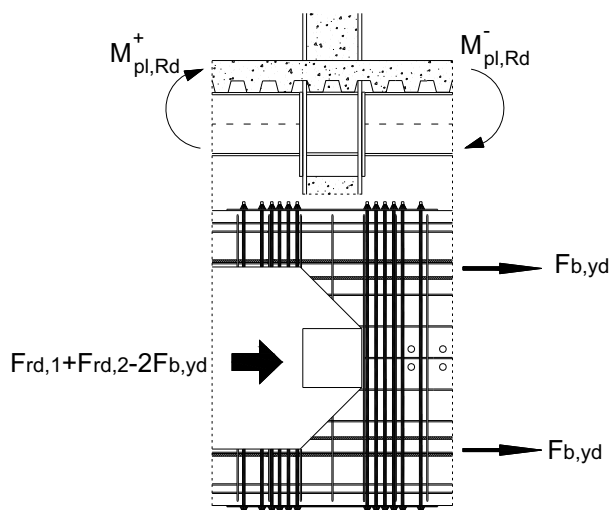
$$F_{c,max} = F_{Rd,1} + F_{Rd,2} = (0,7h_c + b_b) \cdot d_{eff} \cdot f_{cd} \quad (C7.6.5)$$

Nei nodi trave colonna appartenenti a telai progettati per avere un comportamento dissipativo ed in cui concorrano due travi composte, è necessario limitare la massima forza di compressione trasmissibile alla colonna con i **meccanismi 1 e 2**. L'assumere in fase di progetto un comportamento dissipativo per una struttura a telaio, impone infatti lo sviluppo delle cerniere plastiche all'estremità delle travi composte; per tale motivo, la massima compressione trasferibile alla colonna dalla trave soggetta a momento flettente positivo deve essere limitata in ragione della massima trazione che le barre d'armatura trasferiscono alla colonna dalla trave soggetta a momento flettente negativo, come mostrato in figura C7.6.3.

In tal caso la massima compressione  $F_{c,max}$  trasferibile alla colonna dalla trave composta è pari a:

$$F_{c,max} = F_{Rd,1} + F_{Rd,2} - 2 \cdot F_{b,yd} \quad (C7.6.6)$$

dove  $F_{b,yd}$  è la forza risultante dallo snervamento delle barre longitudinali disposte sul lato teso della soletta che circonda la colonna composta.

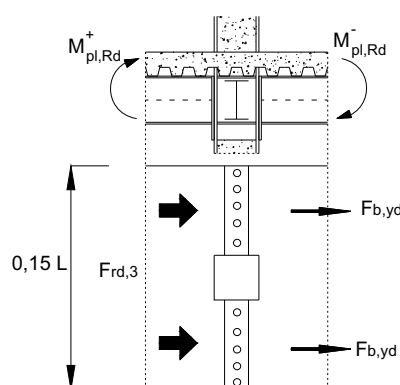


**Fig. C7.6.3.** Distribuzione a S.L.U. sotto azioni sismiche, delle massime resistenze agenti nella soletta del nodo.

La presenza delle travi secondarie o di travi di bordo meccanicamente connesse con la soletta può rendere possibile un ulteriore meccanismo di trasferimento delle sollecitazioni di compressione (**meccanismo 3**), utile specialmente nei nodi trave-colonna interni al telaio ed in cui si abbia la presenza delle barre d'armatura in trazione. L'attivazione di questo meccanismo resistente è infatti assicurata dalla resistenza a taglio dei connettori disposti sull'ala superiore della trave secondaria e ricadenti all'interno di una zona di soletta larga  $0,15L$  (v. fig. C7.6.4) con  $L$  luce della trave secondaria. La resistenza del **meccanismo 3** è pari a:

$$F_{Rd,3} = n \cdot P_{Rd} \quad (C7.6.7)$$

dove  $n$  è il numero dei connettori a taglio presenti all'interno della larghezza collaborante  $0,15L$  mentre  $P_{Rd}$  è la resistenza a taglio del singolo connettore impiegato.



**Fig. C7.6.4.** Meccanismo 3 – Connettori a taglio sulle travi secondarie

In conclusione:

- per i nodi trave-colonna perimetrali al telaio, in cui concorre una sola trave composta, la compressione massima  $F_{c,max}$  trasferibile dalla soletta della trave composta alla colonna, considerando la collaborazione delle travi secondarie connesse a taglio alla soletta, è pari a:

$$F_{c,max} = F_{Rd,1} + F_{Rd,2} + F_{Rd,3} = n \cdot P_{Rd} + (0,7 \cdot h_c + b_b) \cdot f_{cd}$$

- per i nodi trave-colonna interni al telaio, in cui concorrono due travi composte, la compressione massima  $F_{c,max}$  trasferibile dalla soletta della trave composta alla colonna è pari a:

$$F_{c,max} = F_{Rd,1} + F_{Rd,2} + F_{Rd,3} - 2 \cdot F_{b,yd} = n \cdot P_{Rd} + (0,7 \cdot h_c + b_b) \cdot f_{cd} - 2 \cdot A_{s,l,totale} \cdot f_{yd}$$

Tale metodo di calcolo è valido solo per le tipologie di nodo, presentate in questo paragrafo e cioè nodi a completo ripristino di resistenza e rigidi, con colonna parzialmente o completamente rivestita di calcestruzzo e con/senza travi secondarie.

Nel caso si utilizzino colonne di differente geometria o particolari sistemi di connessione tra gli elementi di acciaio concorrenti nel nodo e la soletta si deve fare riferimento ad altre normative o a documentazione tecnica di comprovata validità.

#### ***C7.6.4.3.2 Resistenza dei pannelli d'anima delle colonne composte***

La resistenza a taglio del pannello d'anima, nel caso dei profili composti parzialmente rivestiti, può essere valutata considerando anche il contributo resistente della parte in calcestruzzo localizzata a livello del nodo trave-colonna. Il taglio sollecitante agente sul pannello,  $V_{wp,Sd}$ , deve essere calcolato considerando la situazione di maggior cimento. In particolare, sotto azioni sismiche, il pannello d'anima della colonna composta deve consentire lo sviluppo del meccanismo dissipativo globale a telaio assunto in fase di progettazione. Per tale ragione è necessario che la forza di taglio trasmessa dalle travi al pannello d'anima della colonna sia calcolata in condizioni di collasso, secondo lo schema proposto in § C7.5.4.5 per le strutture metalliche.

Per una colonna il contributo del riempimento in calcestruzzo della sezione,  $V_{wp,c,Rd}$ , può essere calcolato utilizzando normative e documentazione tecnica di comprovata affidabilità. In alternativa, nel caso delle colonne completamente o parzialmente rivestite, è possibile calcolare tale contributo tramite la formula

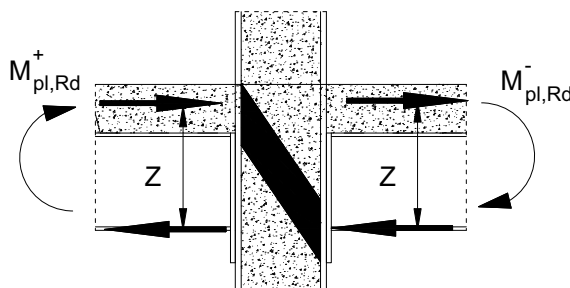
$$V_{wp,c,Rd} = 0,85 \cdot v \cdot A_C \cdot f_{cd} \cdot \sin(\vartheta) \quad (C7.6.8)$$

dove  $A_C$  rappresenta l'area della sezione del puntone inclinato che si forma, a livello del pannello

d'anima della colonna, tra la linea d'azione della risultante delle forze di compressione e la linea d'azione della risultante delle forze di trazione ambedue trasmesse dalla trave composta alla colonna, come mostrato in figura C7.6.5. L'area della sezione del puntone inclinato è pari a:

$$A_C = 0,8 \cdot (b_c - t_w) \cdot (h - 2 \cdot t_f) \cos(\vartheta) \text{ con } \vartheta = \arctan\left(\frac{h - 2 \cdot t_f}{z}\right)$$

dove  $b_c$  è la larghezza del rivestimento in calcestruzzo,  $h$  è l'altezza della sezione della colonna,  $t_f$  e  $t_w$  sono, rispettivamente, lo spessore della flangia e dell'anima del profilo in acciaio, mentre  $z$  è il braccio di coppia interna, misurato tra la linea d'azione della risultante delle compressioni e la linea d'azione della risultante delle trazioni trasmesse dal collegamento trave-colonna al pannello nodale.



**Fig. C7.6.5.** Definizione del braccio di coppia interna  $Z$  e rappresentazione del puntone di calcestruzzo attivo nell'assorbire le sollecitazioni di taglio

Il fattore  $v$  tiene in conto gli effetti della compressione assiale presente nella colonna riducendo, opportunamente, la resistenza del rivestimento in calcestruzzo in ragione del livello di sforzo presente. Tale coefficiente può essere determinata tramite la formula:

$$v = 0,55 \cdot \left( 1 + 2 \cdot \left( \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right) \right) \leq 1 \quad (C7.6.9)$$

### C7.6.6 REGOLE SPECIFICHE PER STRUTTURE INTELAIATE

Nelle strutture a telaio in cui si sia assunto in sede di progetto un comportamento dissipativo con formazione delle cerniere plastiche nella colonna composta, si deve limitare lo sforzo normale agente in accordo alla seguente disuguaglianza:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0,3 \quad (C7.6.9)$$

in modo da impedire che, a causa di un eccessivo sforzo normale, le proprietà duttili della sezione della colonna in cui si sviluppa la cerniera plastica degradino.

### **C7.6.7 CONTROVENTI CONCENTRICI**

I controventi dovrebbero essere realizzati utilizzando unicamente elementi in acciaio, seguendo in tal modo tutte le indicazioni progettuali fornite in §7.5.5 delle NTC ed in § C7.5.5.

### **C7.6.8 CONTROVENTI ECCENTRICI**

I telai composti forniti di un sistema resistente a controventi eccentrici dovrebbero essere progettati in modo da dissipare l'energia sismica essenzialmente per cicli deformativi plastici di taglio dell'elemento di connessione mantenendo in campo elastico tutti i restanti elementi. La sezione dell'elemento di connessione deve essere composta, realizzando dunque la collaborazione tra profilo in acciaio e soletta in c.a. o composta.

L'elemento di connessione deve essere di lunghezza corta o limitata, perciò la sua luce massima e deve rispettare le seguenti limitazioni:

- nel caso in cui si consideri lo sviluppo di due cerniere plastiche all'estremità dell'elemento di connessione  $e \leq \frac{2 \cdot M_{l,Rd}}{V_{l,Rd}}$  ;
- nel caso in cui si consideri lo sviluppo di una sola cerniera plastica all'interno dell'elemento di connessione  $e \leq \frac{M_{l,Rd}}{V_{l,Rd}}$  .

dove  $M_{l,Rd}$  e  $V_{l,Rd}$  sono, rispettivamente, il momento resistente ed il taglio resistente della sezione del profilo in acciaio nella zona dell'elemento di connessione, calcolati secondo le formule riportate nel §7.5.6 delle NTC, trascurando perciò il contributo della soletta.

## **C7.8 COSTRUZIONI DI MURATURA**

Nel capitolo sono opportunamente integrate le regole generali di progettazione ed esecuzione per le Costruzioni di muratura per l'impiego in zona sismica.

### **C7.8.1 REGOLE GENERALI**

#### **C7.8.1.1 Premessa**

Le regole qui contenute si applicano a tutti gli edifici, sia in muratura ordinaria sia in muratura armata, progettati per azioni sismiche.

Si rammenta anzitutto che devono essere rispettate, oltre le indicazioni specifiche riportate al § 7.8 delle NTC, i contenuti di carattere generale del § 4.5 delle NTC ed i requisiti dei prodotti e materiali (mattoni o blocchi e malta), costituenti la muratura, stabiliti al § 11.10 delle NTC.

Per quanto concerne il progetto di strutture in muratura in zona sismica, in particolare, viene richiamato l'obbligo di utilizzo del metodo agli stati limite.

### **C7.8.1.5 Metodi di analisi**

#### ***C7.8.1.5.1 Generalità***

Le strutture in muratura essendo caratterizzate da un comportamento non lineare risultano, in ogni caso, più significativamente rappresentate attraverso un'analisi statica non lineare. Pertanto, tale metodo è applicabile anche per gli edifici in muratura anche se il modo di vibrare fondamentale ha una massa partecipante inferiore al 75%.

#### ***C7.8.1.5.4 Analisi statica non lineare***

L'analisi statica non lineare viene utilizzata per sistemi dissipativi, come le strutture in muratura, in quanto è il metodo di calcolo più rappresentativo del loro comportamento ultimo e, quindi, della risposta sismica globale dell'edificio.

L'analisi statica non lineare consiste nell'applicare all'edificio i carichi gravitazionali ed un sistema di forze orizzontali che, mantenendo invariati i rapporti relativi tra le forze stesse, vengano tutte scalate in modo da far crescere monotonamente lo spostamento orizzontale di un punto di controllo (ad esempio in sommità dell'edificio, a livello della copertura) sulla struttura fino al raggiungimento delle condizioni ultime. Il risultato dell'analisi consisterà in un diagramma riportante in ascissa lo spostamento orizzontale del punto di controllo, in ordinata la forza orizzontale totale applicata (taglio alla base). La capacità di spostamento relativa agli stati limite di danno e ultimo (§ 3.2.1) verrà valutata sulla curva forza-spostamento così definita, in corrispondenza dei punti:

- *stato limite di danno* dello spostamento minore tra quello corrispondente al raggiungimento della massima forza e quello per il quale lo spostamento relativo fra due piani consecutivi eccede i valori riportati al § 7.3.7.2;
- *stato limite ultimo* dello spostamento corrispondente ad una riduzione della forza non superiore al 20% del massimo.

Tale metodo prevede, in ogni caso, solo una verifica globale in spostamento e non le verifiche nei singoli elementi. Le verifiche fuori piano potranno, invece, essere effettuate separatamente secondo le procedure indicate per l'analisi statica lineare.

#### **C7.8.4 STRUTTURE MISTE CON PARETI IN MURATURA ORDINARIA O ARMATA**

La trasmissione delle azioni sismiche in una struttura mista può avvenire attraverso un organismo strutturale che presenti elementi in muratura ed elementi in cemento armato o acciaio o legno od altra tecnologia disposti altimetricamente allo stesso piano oppure disposti altimetricamente su piani successivi.

Laddove le azioni sismiche non vengano integralmente affidate alla struttura muraria od a quelle in altra tecnologia ma si ravvisi l'esigenza di considerare la collaborazione delle pareti in muratura e dei sistemi di diversa tecnologia nella resistenza al sisma, per tali strutture è necessario eseguire l'analisi non lineare, statica o dinamica, al fine di valutare correttamente i diversi contributi di elementi caratterizzati da rigidzze, resistenze e capacità deformative molto differenziate tra di loro.

### **C7.10 COSTRUZIONI E PONTI CON ISOLAMENTO E/O DISSIPAZIONE**

#### **C7.10.1 SCOPO**

L'isolamento sismico rientra tra le strategie di protezione usualmente raggruppate sotto la denominazione di "controllo passivo delle vibrazioni". Di queste l'"isolamento sismico" e la "dissipazione d'energia" sono quelle più comunemente utilizzate. Entrambe le tecniche di protezione sono correntemente usate per la protezione delle costruzioni, sia nuove che esistenti, e sono efficaci in ragione del modo in cui ne modificano il comportamento dinamico. La prima è essenzialmente finalizzata a limitare l'energia in ingresso<sup>10</sup> attraverso isolatori collocati tra la porzione di costruzione da proteggere e quella solidale al terreno, la seconda consente di dissipare parte dell'energia in ingresso attraverso meccanismi di dissipazione controllata in appositi dispositivi collocati all'interno della struttura o colleganti strutture contigue.

Queste tecniche di protezione si utilizzano per conseguire migliori prestazioni delle costruzioni soggette ad azioni sismiche. Si giustificano in questo modo i possibili maggiori costi dovuti alla progettazione, l'acquisto e l'installazione dei dispositivi, comunque generalmente compensati dalla minore richiesta di rigidzza e resistenza della struttura necessarie per conseguire le prestazioni desiderate.

Per realizzare l'isolamento sismico, occorre creare una discontinuità strutturale lungo l'altezza della costruzione che permetta ampi spostamenti orizzontali relativi tra la parte superiore (sovrastuttura) e quella inferiore (sottostruttura) della costruzione, soprattutto nelle direzioni orizzontali. Il collegamento tra la sovrastuttura e la sottostruttura è realizzato mediante isolatori, ovvero speciali apparecchi di appoggio caratterizzati da rigidzze basse nei confronti degli spostamenti orizzontali ed elevate nei confronti di quelli verticali.

---

<sup>10</sup> Per energia in ingresso si intende l'energia trasmessa alla costruzione da un'azione generica e nel caso del terremoto dal movimento sismico del terreno. Tale energia si manifesta come deformazioni e movimento della costruzione.



Un'opportuna scelta delle caratteristiche meccaniche degli isolatori consente di "disaccoppiare" la sovrastruttura dalla sottostruttura nelle oscillazioni che coinvolgono prevalentemente spostamenti orizzontali. Il "disaccoppiamento" consiste nella diversificazione del comportamento dinamico delle due suddette porzioni della costruzione: durante un moto oscillatorio, mentre la sottostruttura subisce deformazioni di modesta entità, tanto più quanto maggiore è la sua rigidità, la sovrastruttura compie oscillazioni tanto più ampie quanto minore è la rigidità e resistenza degli isolatori. Dette oscillazioni sono dovute per la maggior parte alla deformazione degli isolatori collocati al di sotto della sovrastruttura e solo in minor parte alle deformazioni della sovrastruttura stessa. Durante un terremoto, generalmente, tanto più sono ampie queste oscillazioni tanto più sono modeste le conseguenti accelerazioni, quindi le forze d'inerzia, che subisce la sovrastruttura.

Ne consegue che l'isolamento è tanto più efficace quanto minori sono le accelerazioni della sovrastruttura e ciò comporta sostanzialmente due tipi di benefici:

- benefici diretti sulla sovrastruttura, in quanto consente di contenere l'entità delle forze d'inerzia di natura sismica direttamente agenti su di essa;
- benefici indiretti sulla sottostruttura, in quanto consente di contenere l'entità delle forze d'inerzia trasmesse dalla sovrastruttura alla sottostruttura e che, insieme alle forze d'inerzia direttamente agenti su di essa, costituiscono considerevole parte delle forze sismiche che complessivamente essa deve sopportare.

Negli edifici, la discontinuità strutturale viene spesso realizzata alla base, tra la fondazione e l'elevazione (isolamento alla base) o immediatamente al di sopra di un piano, per lo più scantinato.

Nei ponti l'isolamento sismico è generalmente realizzato tra l'impalcato e le strutture di supporto (pile e le spalle), nel qual caso gli isolatori sostituiscono gli usuali apparecchi di appoggio. Normalmente la riduzione delle forze sismiche che ne consegue produce i suoi maggiori benefici sulle pile e sulle spalle (benefici indiretti sulla sottostruttura). Nei ponti ad impalcato continuo, un'attenta calibrazione delle caratteristiche meccaniche e dei dispositivi d'isolamento e di vincolo che collegano l'impalcato con le pile e le spalle permette altresì di migliorare la distribuzione delle forze sismiche orizzontali dell'impalcato tra le diverse strutture di supporto.

Per sfruttare pienamente i vantaggi dell'isolamento, deve essere possibile individuare una porzione rilevante della costruzione, in termini di massa rispetto alla massa complessiva, che possa facilmente essere separata dalla porzione sottostante, dalle costruzioni contigue e dal terreno circostante, ed abbia un basso rapporto tra massa e rigidità orizzontale (ovvero basso periodo

proprio dei modi naturali di vibrare della costruzione che interessano significativamente questa porzione).

Nel caso in cui l'isolamento venga utilizzato per interventi su costruzioni esistenti, occorre in generale rispettare i criteri e le regole del Cap.8 delle NTC e del Cap.C8 della presente circolare, per tutti gli aspetti di non stretta pertinenza dell'applicazione dell'isolamento sismico, per le quali, invece, si applica il § 7.10 ed i relativi commenti riportati nel presente testo.

I vantaggi dell'isolamento sono riconducibili non solo al drastico abbattimento delle accelerazioni agenti sulle masse strutturali, ma anche all'assenza di oscillazioni brusche nella sovrastruttura per effetto dell'alto periodo proprio di vibrazione. Quest'ultimo effetto comporta notevoli benefici per la protezione dei contenuti, in quanto riduce il rischio di ribaltamento di arredi (talvolta molto pesanti e pericolosi per le persone, come all'interno di librerie, archivi e magazzini), la caduta di oggetti (talvolta di elevato valore, come nei musei), le vibrazioni ad alta frequenza nei macchinari ad alta tecnologia (ad esempio in ospedali, in centri elaborazione dati, etc.) e comporta una minore percezione della scossa sismica da parte delle persone presenti nella porzione di costruzione isolata, aspetto, quest'ultimo, particolarmente importante per ridurre il panico in luoghi affollati come scuole ed ospedali.

Molti degli isolatori attualmente in commercio, anche a comportamento sostanzialmente lineare, garantiscono rapporti di smorzamento del sistema d'isolamento superiori al 5%. Per modificare e migliorare le caratteristiche del sistema d'isolamento, in termini di capacità dissipative e/o ricentranti, si possono utilizzare "dispositivi ausiliari" con opportuno comportamento meccanico.

Gli effetti dell'isolamento su una struttura possono essere ben interpretati facendo riferimento a forme tipiche degli spettri di risposta elastici in accelerazioni e in spostamenti, per diversi rapporti di smorzamento (vedi Fig. C7.10.1).

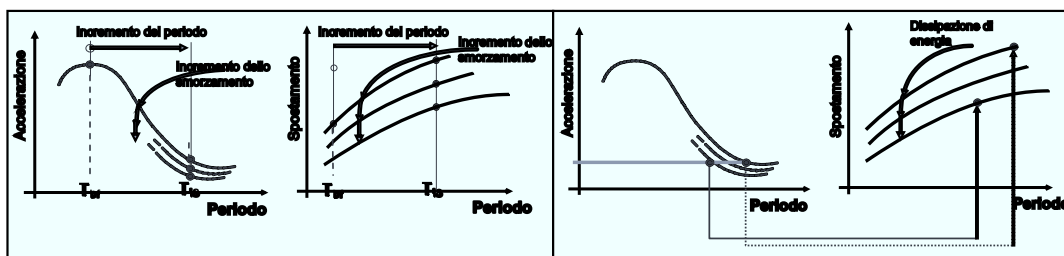
Considerando una porzione di struttura che, a base fissa, avrebbe un periodo fondamentale di oscillazione  $T_{bf}$  in una data direzione, l'isolamento alla base di questa porzione deve produrre uno dei seguenti effetti:

- a) l'incremento del periodo grazie all'adozione di dispositivi con comportamento d'insieme approssimativamente lineare. Si ottiene un buon "disaccoppiamento" quando il periodo della struttura isolata  $T_{IS}$  risulta  $T_{IS} \geq 3 \cdot T_{bf}$ . Maggiore è l'incremento di periodo (generalmente  $T_{IS} > 2,0$  s) maggiore è la riduzione delle accelerazioni sulla sovrastruttura (spettro in accelerazioni) e l'incremento degli spostamenti (spettro in spostamenti), che si concentrano essenzialmente nel sistema di isolamento;

b) la limitazione della forza trasmessa alla sottostruttura, grazie all'adozione di dispositivi con comportamento d'insieme non lineare caratterizzato da basso incrudimento ovvero incrementi minimi o nulli della forza per grandi spostamenti. In questo modo si limitano le forze d'inerzia, quindi l'accelerazione, sulla sovrastruttura, ancora a scapito di un sensibile incremento degli spostamenti nel sistema di isolamento.

Oltre che nei due modi detti, l'isolamento si può conseguire utilizzando dispositivi che garantiscano un comportamento d'insieme del sistema intermedio tra i due:

La dissipazione di energia, dovuta agli isolatori e/o ad eventuali dispositivi ausiliari determina sempre una riduzione degli spostamenti nel sistema di isolamento. Essa è particolarmente utile in siti caratterizzati da elevata sismicità e/o nel caso di sottosuoli con caratteristiche meccaniche scadenti (tipo C, D, E), cioè nei casi in cui gli spettri di risposta possono presentare spostamenti elevati ed accelerazioni significative anche su periodi di oscillazioni elevati.



(a) Incremento del periodo (e dissipazione)

(b) Limitazione della forza (e dissipazione)

Fig. C7.10.1 Strategie di riduzione della domanda mediante isolamento sismico

L'applicazione dell'isolamento sismico, anche alle usuali costruzioni, richiede criteri, regole e accorgimenti particolari, riportati nel § 7.10 delle NTC e, ove necessario, meglio esplicitati in questa circolare, per tener conto del comportamento peculiare dell'insieme sottostruttura - sistema d'isolamento - sovrastruttura.

Tali regole, evidentemente, non possono essere estese all'applicazione strutturale di altri sistemi di protezione sismica, quali quelli basati sull'impiego di dispositivi dissipativi distribuiti a vari livelli, all'interno della costruzione, come nel caso dei sistemi di controventi dissipativi per gli edifici a struttura intelaiata.

Per essi non è necessaria una trattazione specifica, poiché la loro progettazione non richiede regole aggiuntive rispetto a quelle già descritte per le costruzioni ordinarie, una volta che il comportamento dei dispositivi antisismici sia tenuto correttamente in conto e che le loro caratteristiche e le modalità di accertamento siano conformi alle prescrizioni del § 11.9, fatto salvo

il numero di cicli da effettuare nelle prove di qualificazione, che dovrà essere commisurato a quello prevedibile per il terremoto di progetto allo SLC. Infatti, le NTC forniscono indicazioni e prescrizioni sugli strumenti e metodi di valutazione (modellazione e analisi strutturali lineari e non lineari) nonché le regole per le verifiche di sicurezza degli elementi strutturali e dei dispositivi.

#### **C7.10.2 REQUISITI GENERALI E CRITERI PER IL LORO SODDISFACIMENTO**

Il sistema d'isolamento deve consentire elevati spostamenti orizzontali garantendo, al contempo, le previste condizioni di vincolo sotto le azioni di servizio. Per garantire quest'ultima condizione, qualora i dispositivi d'isolamento non siano in grado di garantire la condizione di vincolo necessaria, possono essere anche utilizzati dispositivi di vincolo temporaneo, del tipo "a fusibile" (v. § 11.9 delle NTC), che cessano di essere efficaci quando l'azione sismica supera una prefissata intensità. Quando si utilizzano dispositivi di vincolo temporaneo occorre valutare gli effetti che hanno sul movimento della struttura isolata anche per azioni sismiche che eccedono questo livello prefissato.

La capacità di ricentraggio del sistema d'isolamento è un requisito aggiuntivo, legato alla necessità, o, semplicemente l'opportunità, di garantire che al termine di un terremoto anche violento il sistema d'isolamento, e quindi la struttura nella sua globalità, presenti spostamenti residui nulli o molto piccoli, in modo da non compromettere la sua efficacia operativa nel caso di scosse successive di a

Il comportamento di una costruzione con isolamento sismico risulta ben prevedibile se i suoi elementi strutturali non subiscono grandi escursioni in campo plastico. La completa plasticizzazione della sovrastruttura può condurre, in alcuni casi particolari (strutture con uno o due piani, con alti periodi di isolamento, scarsa ridondanza e basso incrudimento post-elastico), a notevoli richieste di duttilità. Per questo motivo "la sovrastruttura e la sottostruttura si devono mantenere sostanzialmente in campo elastico", il che, per azioni sismiche relative allo SLV, implica un danneggiamento strutturale molto più limitato, quasi nullo, rispetto a quello di una struttura antisismica convenzionale, dove si ammette che per lo stesso livello di azione si verifichino notevoli richieste di duttilità.

Il rispetto di questa prescrizione, peraltro, non richiede in generale sovradimensionamenti rispetto alle costruzioni convenzionali, grazie al drastico abbattimento delle accelerazioni cui la struttura isolata è soggetta, e anzi conduce a sollecitazioni di progetto paragonabili quando non inferiori. Essendo nulle o molto limitate le richieste di duttilità agli elementi strutturali, l'adozione di una progettazione in alta duttilità comporterebbe degli inutili aggravii di costo, senza sostanziali vantaggi. Pertanto per i dettagli costruttivi (e solo per questi) si fa riferimento alle regole relative alla Classe di **Duttilità Bassa "CDB"**, per la quale non si richiedono particolari capacità dissipative, ma solo un'adeguata resistenza laterale.

### **C7.10.3 CARATTERISTICHE E CRITERI DI ACCETTAZIONE DEI DISPOSITIVI**

In relazione alla funzione svolta nell'ambito del sistema d'isolamento, i dispositivi facenti parte di un sistema di isolamento si possono distinguere in "isolatori" e "dispositivi ausiliari".

Gli isolatori, in accordo con la definizione data nel § 11.9 delle NTC, sono dispositivi che svolgono fondamentalmente la funzione di sostegno dei carichi verticali, con i requisiti di un'elevata rigidità in direzione verticale e di una bassa rigidità o resistenza in direzione orizzontale, permettendo notevoli spostamenti orizzontali. A tale funzione possono essere associate o no quelle di dissipazione di energia, di ricentraggio del sistema, di vincolo laterale sotto carichi orizzontali di servizio (non sismici).

Ricadono nell'ampia categoria dei dispositivi ausiliari tutti quei dispositivi trattati nel § 11.9 che non sostengono carichi verticali ma svolgono, rispetto alle azioni orizzontali, la funzione di dissipazione di energia e/o di ricentraggio del sistema e/o di vincolo laterale temporaneo per azioni sismiche o non sismiche.

Un sistema di isolamento può essere costituito unicamente da isolatori elastomerici, eventualmente realizzati con elastomeri ad alta dissipazione o comprendenti inserti di materiali dissipativi (ad es. piombo), oppure unicamente da isolatori a scorrimento o rotolamento, che inglobano funzioni dissipative o ricentranti per capacità intrinseca o per presenza di elementi capaci di svolgere tali funzioni, oppure da un'opportuna combinazione di isolatori e dispositivi ausiliari, questi ultimi generalmente con funzione dissipativa, ricentrante e/o di vincolo.

Le proprietà di un sistema di isolamento, nel suo complesso, e la loro costanza nel tempo e nelle varie condizioni di funzionamento scaturiscono dalla combinazione delle proprietà dei dispositivi che lo costituiscono.

### **C7.10.4 INDICAZIONI PROGETTUALI**

#### **C7.10.4.1 Indicazioni riguardanti i dispositivi**

La salvaguardia della costruzione isolata dai terremoti è garantita dal corretto funzionamento del sistema d'isolamento. Malfunzionamenti del sistema possono sopraggiungere, durante la sua vita utile, per invecchiamento dei materiali, come gli elastomeri degli isolatori o le guarnizioni di tenuta dei dispositivi oleodinamici, o, più in generale, per il loro deterioramento o per un eccessivo accumulo di deformazioni plastiche a seguito di un terremoto.

Occorre quindi prevedere la possibilità di sostituzione, e dunque predisporre la struttura in modo che sia possibile trasferire temporaneamente alla sottostruttura, attraverso martinetti

opportunamente disposti, il carico gravante sul singolo isolatore e prevedere un adeguato spazio per le operazioni necessarie alla rimozione e sostituzione.

Per ridurre o annullare gli spostamenti residui a seguito di un terremoto è inoltre necessario verificare la presenza o prevedere appositi elementi strutturali di contrasto contro cui fare forza per ricollocare la struttura nella sua posizione originaria.

#### **C7.10.4.2 Controllo di movimenti indesiderati**

Gli effetti torsionali d'insieme del sistema strutturale, ossia di rotazione intorno ad un asse verticale, determinano spostamenti diversi nei dispositivi e, nel caso di forti non linearità, differenze di comportamento che possono ulteriormente accentuare la torsione. Occorre pertanto evitare o limitare quanto più possibile le eccentricità massa-rigidezza, cosa peraltro facilmente ottenibile attraverso una corretta progettazione degli isolatori e dei dispositivi ausiliari, e incrementare la rigidezza e/o resistenza torsionale del sistema d'isolamento.

Nel caso di sistemi di isolamento costituiti unicamente da isolatori elastomerici, quest'ultimo obiettivo viene conseguito maggiorando, rispetto alla rigidezza derivante da un dimensionamento basato sulle tensioni verticali di compressione, gli isolatori in gomma disposti lungo il perimetro. Nel caso di sistemi con dispositivi ausiliari che conferiscano rigidezza e/o resistenza al sistema, è opportuno disporre questi ultimi lungo il perimetro in modo da massimizzare la rigidezza e/o resistenza torsionale del sistema d'isolamento.

Sistemi d'isolamento che combinano isolatori elastomerici e isolatori a scorrimento possono fornire ottime prestazioni in relazione alla necessità di conseguire un elevato periodo di vibrazione in presenza di bassi carichi verticali, e quindi di piccole masse da isolare. È opportuno in tal caso, in relazione alle suddette problematiche, collocare gli isolatori elastomerici lungo il perimetro e quelli a scorrimento nella zona centrale.

Si sottolinea, inoltre, la necessità di valutare i possibili effetti sulla struttura legati alla deformabilità verticale degli isolatori elastomerici, funzione delle caratteristiche geometriche dell'isolatore e meccaniche dell'elastomero, e a quella pressoché nulla degli isolatori a scorrimento. Si possono avere spostamenti differenziali significativi sia nella fase elastica di caricamento, sia nella fase successiva, di deformazioni lente (creep della gomma), sia, infine, sotto l'azione del terremoto.

L'isolatore in gomma, infatti, sottoposto a spostamento laterale, subisce anche accorciamenti verticali non trascurabili, a causa della concentrazione degli sforzi di compressione nell'area di sovrapposizione tra la piastra superiore e quella inferiore, nella condizione di isolatore deformato. In termini generali è consigliabile adottare isolatori in gomma molto rigidi verticalmente e, dunque,

con fattori di forma primario e secondario piuttosto elevati, così da minimizzare gli spostamenti verticali in condizioni statiche e sismiche.

La presenza di sforzi di trazione negli isolatori, risultante dalla concomitanza dei carichi verticali e delle azioni sismiche, non è rara come potrebbe sembrare, e si verifica soprattutto in siti ad elevata pericolosità sismica, nel caso di edifici alti e snelli (condizione peraltro non favorevole in generale all'adozione dell'isolamento) e di strutture nelle quali la resistenza alle azioni orizzontali sia concentrata in pochi elementi (quali pareti, nuclei ascensori, controventamenti allineati verticalmente). Altre condizioni che favoriscono l'insorgere di notevoli sforzi di trazione, che possono superare quelli di compressione presenti per effetto dei carichi verticali, sono la presenza di travi a ginocchio nei corpi scala, l'alternanza di campate lunghe e corte nei telai, queste ultime con travi rigide, o la presenza di accoppiamento tra pareti o tra pareti e telai mediante travi corte rigide. Gli sforzi di trazione prodotti dall'azione sismica possono essere ridotti adottando opportune disposizioni degli isolatori e/o calibrando la rigidezza delle strutture orizzontali di base della sovrastruttura.

Gli isolatori soggetti a forze di trazione o a sollevamento durante l'azione sismica dovranno essere in grado di sopportare la trazione o il sollevamento senza perdere la loro funzionalità strutturale.

La presenza di sforzi di trazione eccessivi negli isolatori elastomerici può indurre cavitazione nella gomma e l'insacco di rotture. Nel caso di isolatori a scorrimento, possono determinarsi sollevamenti e quindi distacchi tra le superfici di scorrimento, con possibili negativi effetti di impatto. In generale, la trazione negli isolatori determina comportamenti non lineari, difficilmente valutabili attraverso un calcolo lineare, ed una condizione di lavoro degli isolatori di solito non verificata sperimentalmente.

Anche la progettazione del sistema d'isolamento dovrà quindi essere finalizzata, per quanto possibile, ad evitare tali situazioni.

#### **C7.10.4.3 Controllo degli spostamenti sismici differenziali del terreno**

La rigidità strutturale dei piani immediatamente al di sotto e al di sopra del sistema di isolamento va intesa nel piano orizzontale, ed è finalizzata a garantire una distribuzione regolare degli sforzi tra i diversi isolatori, anche in caso di funzionamenti difformi da quelli previsti, ed a distribuire correttamente le forze degli eventuali dispositivi ausiliari (che sono in genere in numero limitato) tra gli elementi strutturali che debbono assorbirli.

Il ruolo dei diaframmi rigidi orizzontalmente è tanto più importante quanto meno uniforme è la trasmissione degli sforzi orizzontali tra la sovrastruttura e la sottostruttura. Dunque, mentre

l'adozione di sistemi con soli isolatori elastomerici, normalmente dimensionati in base al carico verticale che debbono sostenere, generalmente non comporta importanti problemi di redistribuzione degli sforzi orizzontali, l'adozione di sistemi con pochi dispositivi ausiliari richiede un impegno notevole da parte delle strutture di diaframma e degli eventuali elementi verticali citati nella norma.

Si pensi ad esempio ai sistemi d'isolamento costituiti da isolatori a scorrimento, disposti sotto ogni pilastro, e da un numero limitato (ad esempio 4) dispositivi di richiamo e/o dissipativi disposti perimetralmente, che debbono assorbire (a coppie) le componenti principali delle forze d'inerzia della sovrastruttura, trasmettendole alla sottostruttura, opportunamente ripartite tra gli elementi strutturali di quest'ultima, grazie alla presenza del piano rigido inferiore.

#### **C7.10.4.4 Controllo degli spostamenti relativi al terreno ed alle costruzioni circostanti**

Il corretto funzionamento di una struttura con isolamento sismico si realizza solo a condizione che la massa isolata, ossia quella della sovrastruttura, possa muoversi liberamente in tutte le direzioni orizzontali per spostamenti almeno pari a quelli di progetto. Questa condizione deve essere continuamente verificata in tutte le fasi progettuali, realizzative e di collaudo.

In particolare è importante controllare che elementi non strutturali e/o impianti non riducano o annullino le possibilità di movimento della struttura previste nella progettazione strutturale. In tal senso è richiesta la massima sensibilizzazione e la piena consapevolezza delle modalità di funzionamento di una struttura con isolamento sismico, da parte di tutti i progettisti, inclusi quelli architettonici e impiantistici.

Al riguardo occorre prestare molta attenzione ai dettagli delle condutture, in corrispondenza dell'attraversamento dei giunti, adottando delle giunzioni flessibili e comunque che possano subire gli spostamenti relativi di progetto senza determinare danni e perdite.

È inoltre importante controllare i coprigiunti e gli elementi di attraversamento orizzontale (dispositivi di giunto) e verticale (scale, ascensori), affinché siano concepiti e realizzati in modo da non creare impedimento al libero movimento della sovrastruttura

### **C7.10.5 MODELLAZIONE E ANALISI STRUTTURALE**

#### **C7.10.5.1 Proprietà del sistema di isolamento**

Ai fini della valutazione globale delle variazioni di caratteristiche meccaniche da mettere in conto nelle analisi, occorrerà tener conto sia della (bassa) probabilità di occorrenza del terremoto contemporaneamente alle diverse condizioni che determinano tali variazioni, sia della correlazione tra le variazioni dei parametri che definiscono il comportamento meccanico dei diversi dispositivi che compongono il sistema di isolamento, in particolare verificando se le variazioni avvengono con stesso segno o con segno opposto.



L'entità delle deformazioni subite in relazione allo stato limite considerato ha notevole influenza nel caso di sistemi a comportamento non lineare, minore nel caso di sistemi a comportamento quasi-lineare. Nel primo caso, quando si esegue l'analisi non lineare, tale variabilità è automaticamente messa in conto nel modello. Qualora, invece, fosse possibile adottare l'analisi lineare, particolare cura dovrà essere rivolta alla determinazione delle caratteristiche lineari equivalenti del sistema. Per i sistemi quasi lineari l'effetto risulterà tanto maggiore quanto maggiore è la dissipazione di energia. Nel caso di isolatori elastomerici, per rapporti di smorzamento dell'ordine del 10%, le analisi per lo SLU e per lo SLD possono eseguirsi, in genere, con gli stessi valori di rigidità e di smorzamento, se i valori di deformazione raggiunti per i due livelli di azione sono compresi tra il 50% e il 150% .

La variabilità delle caratteristiche meccaniche dei dispositivi nell'ambito della fornitura, può richiedere precauzioni diverse in relazione al numero di dispositivi dello stesso tipo che costituiscono il sistema d'isolamento.

Nel caso in cui i dispositivi siano in numero sufficientemente alto, come accade spesso nei sistemi costituiti da isolatori elastomerici, si può assumere nell'analisi il valore medio delle caratteristiche per tutti i dispositivi, essendo scarse le probabilità di una sistematica differenza di caratteristiche in una precisa zona del sistema di isolamento, tale da determinare effetti significativi di eccentricità rigidità-massa.

Nel caso in cui i dispositivi di uno stesso tipo siano presenti in numero limitato, occorre valutare attentamente l'effetto di differenze significative portandole in conto nell'analisi.

La velocità di deformazione (frequenza), nell'intervallo di variabilità del  $\pm 30\%$  del valore di progetto ha, per la maggior parte dei dispositivi normalmente utilizzati, influenza trascurabile. Più importanti sono le differenze di comportamento tra le condizioni di esercizio (ad esempio in relazione a spostamenti lenti dovuti a variazioni termiche) e quelle sismiche, differenziandosi le velocità di qualche ordine di grandezza.

La rigidità o la resistenza agli spostamenti orizzontali di alcuni tipi di isolatori dipendono all'entità degli sforzi verticali agenti simultaneamente agli spostamenti sismici orizzontali. Ciò accade in maniera significativa per gli isolatori a scorrimento e, in misura minore, per gli isolatori elastomerici con basso fattore di forma secondario.

La variabilità della resistenza per attrito può essere direttamente messa in conto nei modelli non lineari, attraverso l'adozione di programmi capaci di variare la resistenza orizzontale in funzione dello sforzo verticale in ciascun isolatore. Per gli isolatori elastomerici con elevati fattori di forma e

con verifiche di stabilità soddisfatte con ampio margine, la dipendenza della rigidità orizzontale dallo sforzo verticale presente è in genere trascurabile.

Il comportamento di un dispositivo secondo una direzione può essere, per alcuni tipi, influenzato dalle deformazioni in direzione trasversale a quella considerata, per effetti del second'ordine non trascurabili.

Le variazioni di caratteristiche meccaniche conseguenti alle variazioni termiche potranno essere valutate coerentemente con i valori di combinazione degli effetti termici.

Gli effetti dell'invecchiamento sono particolarmente significativi per i dispositivi elastomerici. Le variazioni delle loro caratteristiche meccaniche nel tempo possono essere valutate approssimativamente mediante procedure di invecchiamento accelerato.

Una differenza del 20% sulle caratteristiche meccaniche del sistema di isolamento rispetto al valore medio, assunto come valore di progetto, comporta, se si fa riferimento ad un sistema elastico o quasi elastico, una differenza del periodo proprio dell'ordine del 10% e analoghe differenze in termini di accelerazioni sulla struttura.

#### **C7.10.5.2 Modellazione**

Anche nel caso in cui sia necessario ricorrere all'analisi non lineare, il modello della sovrastruttura e della sottostruttura sarà costituito da elementi a comportamento lineare, essendo assenti o trascurabili le escursioni in campo non lineare della struttura, per quanto specificato in 7.10.5.2 e in 7.10.6.2.1.

In tal caso si farà riferimento ad un modello in cui gli elementi della struttura operano in campo elastico lineare mentre gli elementi del sistema d'isolamento operano in campo non lineare, riproducendone al meglio il comportamento ciclico reale dei dispositivi, così come ricavato dalle prove di qualificazione (v. 11.9).

#### **C7.10.5.3 Analisi**

In relazione alle caratteristiche dell'edificio e del sistema di isolamento possono essere utilizzati i seguenti metodi di analisi:

- a) statica lineare,
- b) dinamica lineare
- c) dinamica non lineare

L'analisi statica lineare è applicabile solo nei casi in cui il sistema d'isolamento è modellabile come visco-elastico lineare (v. 7.10.5.2) e solo quando sono soddisfatte le condizioni specificate in 7.10.5.3.1, che individuano edifici e ponti di piccole-medie dimensioni con caratteristiche correnti e regolari.

L'analisi dinamica lineare è applicabile in tutti i casi in cui il sistema d'isolamento è modellabile come visco-elastico lineare (v. 7.10.5.2).

L'analisi dinamica non lineare può essere svolta in ogni caso. Essa è obbligatoria quando il sistema d'isolamento non può essere rappresentato da un modello lineare equivalente. In tal caso si farà riferimento ad un modello in cui gli elementi della struttura operano in campo elastico lineare mentre gli elementi del sistema d'isolamento operano in campo non lineare, riproducendone al meglio il suo comportamento ciclico (V. 7.10.5.2).

Particolare attenzione andrà posta nella scelta dei parametri di smorzamento viscoso del sistema strutturale. Quando la dissipazione nel sistema d'isolamento è affidata esclusivamente a dispositivi con comportamento dipendente dallo spostamento, la matrice di smorzamento andrà definita in modo tale che lo smorzamento viscoso dia un contributo trascurabile alla dissipazione di energia nel movimento del sistema d'isolamento e il corretto contributo, assimilabile a quello della struttura in elevazione operante in campo lineare, nei movimenti della struttura. Per valutare l'influenza della scelta dei parametri dello smorzamento è consigliabile eseguire più analisi variando tali parametri intorno al valore ritenuto più idoneo.

Non è citata l'analisi statica non lineare in quanto, dovendo essere trascurabili le non linearità che si sviluppano nella struttura, l'adozione dell'analisi statica non lineare non comporterebbe particolari vantaggi nella progettazione della struttura.

#### ***C7.10.5.3.1 Analisi lineare statica***

L'analisi statica lineare considera due traslazioni orizzontali indipendenti, cui sovrappone gli effetti torsionali. Si assume che la sovrastruttura sia un solido rigido che trasla al di sopra del sistema di isolamento, con un periodo equivalente di traslazione pari a:

$$T_{is} = 2\pi\sqrt{M/K_{esi}}$$

in cui:

$M$  è la massa totale della sovrastruttura;

$K_{esi}$  è la rigidezza equivalente orizzontale del sistema d'isolamento, ottenuta trascurando eventuali effetti torsionali a livello di isolamento.

Lo spostamento del centro di rigidezza dovuto all'azione sismica  $d_{dc}$  verrà calcolato, in ciascuna direzione orizzontale, mediante la seguente espressione:

$$d_{dc} = \frac{M \cdot S_e(T_{is}, \xi_{esi})}{K_{esi, \min}}$$

In cui  $S_e(T_{is}, \xi_{esi})$  è l'accelerazione spettrale definita in 3.2.3 per la categoria di suolo di fondazione appropriata e  $K_{esi,min}$  è la rigidezza equivalente minima in relazione alla variabilità delle proprietà meccaniche del sistema di isolamento, per effetto dei fattori definiti in 10.7.1.

Anche quando non sussistono le condizioni per la sua applicabilità, l'analisi statica lineare è un ottimo ausilio per la progettazione del sistema di isolamento e dei principali elementi strutturali ed i suoi risultati possono fornire utili indicazioni sull'impostazione generale del progetto e sui risultati ottenuti con analisi più sofisticate. Si consiglia di eseguirla sempre, almeno nei passi relativi alla verifica del sistema di isolamento e alla valutazione del taglio alla base.

#### ***C7.10.5.3.2 Analisi lineare dinamica***

La matrice di smorzamento, in caso di integrazione diretta delle equazioni del moto (analisi con accelerogrammi), può essere definita, se non si può determinarla direttamente, con la classica formulazione:

$$\mathbf{C} = \alpha \mathbf{M} + \beta \mathbf{K}$$

Con:

$$\alpha = 4 \pi (\xi_2 T_2 - \xi_1 T_1) / (T_2^2 - T_1^2)$$

$$\beta = [(T_1 T_2) / \pi] [(\xi_1 T_2 - \xi_2 T_1) / (T_2^2 - T_1^2)]$$

$\xi$  = valore dello smorzamento che si vuole attribuire ai modi principali

$T_1$  e  $T_2$  definiscono il range di periodi per il quale si vuole che lo smorzamento sia all'incirca pari a  $\xi$  (con valore esatto agli estremi dell'intervallo).

Si possono adottare due diverse strategie nel fissare i parametri  $\xi_1, T_1, \xi_2, T_2$  :

- Assumere  $T_1$  circa pari a quello della struttura a base fissa e  $T_2$  circa pari a quello della struttura isolata (in caso di modello 3D si hanno tre periodi di isolamento);
- Assumere  $T_1$  e  $T_2$  estremi dell'intervallo di periodi in cui si situano i tre periodi di isolamento del modello 3D.

Per scegliere nella maniera più opportuna occorre tener conto dello smorzamento risultante per gli altri modi di vibrare dall'adozione dei coefficienti  $\alpha$  e  $\beta$  tarati su due soli modi, ricavabile con la formula seguente:

$$\xi_i = 0.5 [(\alpha T_i)/(2\pi) + (2\pi\beta)/(T_i)]$$

## **C7.10.6 VERIFICHE**

### **C7.10.6.1 Verifiche agli stati limite di esercizio**

Il requisito del sostanziale mantenimento in campo elastico della struttura nelle verifiche allo SLU fornisce ampie garanzie rispetto alla sicurezza nei confronti dello SLD.

Ovviamente la condizione da rispettare allo SLD relativa agli spostamenti di interpiano si applica solo agli edifici. In generale gli edifici con isolamento sismico subiscono spostamenti interpiano decisamente minori rispetto agli edifici convenzionali, grazie alla forte riduzione dell'ordinata spettrale legata all'incremento del periodo proprio e dello smorzamento, riduzione che può risultare dell'ordine di 4-5 volte e anche più. Per questo i limiti da rispettare sono ridotti ai 2/3, in modo da garantire un livello di protezione maggiore anche agli elementi non strutturali negli edifici con isolamento sismico.

La presenza di spostamenti residui, ad esempio derivanti da plasticizzazioni più o meno estese degli elementi base, nel caso di sistemi a comportamento non lineare, non deve, in generale, portare né a malfunzionamenti del sistema d'isolamento, né a compromissione delle normali condizioni di esercizio dell'edificio.

Il comportamento quasi-elastico degli isolatori in gomma garantisce un ritorno alla condizione indeformata, anche se non necessariamente immediato, e garantisce il ripristino delle condizioni pre-sisma, senza necessità di verifiche apposite.

Date le modalità di funzionamento di una struttura con isolamento alla base, possono verificarsi spostamenti relativi non trascurabili (qualche centimetro) tra la sovrastruttura e le parti fisse (sottostruttura, terreno, costruzioni adiacenti), anche per le azioni sismiche relative allo SLD. Tali spostamenti porterebbero a danni alle connessioni, se queste non vengono esplicitamente progettate per sostenerli ed alle tubazioni rigide tipicamente adottate nella transizione tra edifici fissi alla base e terreno (o altre costruzioni o parti strutturali). Occorre, perciò, prestare particolare attenzione ai dettagli degli impianti, soprattutto delle condutture, in corrispondenza dell'attraversamento dei giunti. Per queste ultime occorre adottare delle giunzioni flessibili e comunque che permettano di subire spostamenti dell'entità detta, senza determinare danni e perdite.

Si raccomanda di valutare, di caso in caso, l'opportunità di elevare la protezione degli impianti, riferendola al terremoto di progetto allo SLV, come già richiesto in 7.10.6.2.1 per le costruzioni di classe IV, o comunque a un'azione di intensità superiore a quella dello SLD.

### **C7.10.6.2 Verifiche agli stati limite ultimi**

#### ***C7.10.6.2.1 Verifiche allo SLV***

Per un corretto funzionamento del sistema di isolamento, occorre che la sottostruttura rimanga in campo sostanzialmente elastico, sotto l'effetto delle azioni sismiche di progetto. Le forze d'inerzia rispetto alle quali occorre verificare gli elementi della sottostruttura saranno quelle trasmesse dalla sovrastruttura, attraverso il sistema di isolamento, e quelle direttamente agenti su di essa. Queste ultime, nel caso in cui la sottostruttura sia estremamente rigida ed abbia modi di vibrare con periodo di oscillazione inferiore a 0,05 s, dunque in sostanziale assenza di amplificazioni, potranno essere calcolate applicando direttamente la massima accelerazione del terreno alle masse della sottostruttura. In virtù della bassa probabilità che i massimi delle sollecitazioni indotte nella sottostruttura dalle forze d'inerzia sulla sovrastruttura e dalle forze d'inerzia direttamente applicate alla sottostruttura siano contemporanei, si può applicare la regola di combinazione della radice quadrata della somma dei quadrati, anche nel caso in cui le sollecitazioni prodotte dai due sistemi di forze d'inerzia (sulla sovrastruttura e sulla sottostruttura) siano calcolate separatamente mediante analisi statiche. Per evitare danneggiamenti significativi della sovrastruttura, le sollecitazioni di progetto degli elementi strutturali della sovrastruttura possono essere determinate a partire da quelle ottenute dal calcolo, nell'ipotesi di comportamento perfettamente elastico lineare, utilizzando un fattore di struttura pari ad 1,5.

Le parti dei dispositivi non impegnate nella funzione dissipative, cui si riferisce la norma, sono, ad esempio, gli elementi di connessione alla struttura (bulloni, piastre, etc.), le piastre cui sono attaccate le superfici di scorrimento degli isolatori in acciaio-PTFE, il cilindro e lo stelo di un dispositivo viscoso, tutti gli elementi costruttivi e le connessioni di un dispositivo elasto-plastico ad esclusione degli elementi dissipativi (metallici o altro), etc.

Gli edifici di classe d'uso IV debbono mantenere la loro piena funzionalità anche dopo un terremoto violento. Per i loro impianti, pertanto, si richiede che vengano rispettati i requisiti di assenza di danni nelle connessioni anche per il terremoto di progetto allo SLV.

#### ***C7.10.6.2.2 Verifiche allo SLC***

La verifica allo SLC dei dispositivi del sistema d'isolamento realizza il requisito enunciato in precedenza, riguardante il livello superiore di sicurezza richiesto al sistema d'isolamento. Lo spostamento  $d_2$ , che definisce lo spostamento di riferimento per la verifica dei dispositivi di isolamento, è prodotto da un terremoto di intensità superiore all'intensità del terremoto per il quale vengono progettate le strutture allo SLV e forma spettrale diversa. Ciò implica la necessità di ripetere il calcolo, anche in caso di analisi dinamica lineare

Per gli impianti pericolosi, in particolare per le condutture del gas, la verifica delle capacità delle giunzioni di sopportare senza danno (e dunque senza perdite di fluidi) gli spostamenti relativi va obbligatoriamente riferita alle azioni sismiche relative allo SLC, in relazione all'alto rischio che essi implicano e che, in caso di rottura, può portare la struttura al collasso o creare condizioni di pericolo per la vita umana.

#### **C7.10.7 ASPETTI COSTRUTTIVI, MANUTENZIONE, SOSTITUIBILITÀ**

Il ruolo cruciale svolto dal sistema di isolamento richiede una speciale attenzione sia nella progettazione e realizzazione dei dispositivi, sia nella loro posa in opera, sia, infine, negli aspetti manutentivi e in quelli relativi alla loro eventuale sostituzione.

#### **C7.10.8 ACCORGIMENTI SPECIFICI IN FASE DI COLLAUDO**

È auspicabile che il collaudatore abbia specifiche competenze, acquisite attraverso precedenti esperienze, come progettista, collaudatore o direttore dei lavori di strutture con isolamento sismico, o attraverso corsi universitari o di specializzazione universitaria.

Oltre a quanto indicato nelle norme tecniche emanate ai sensi dell'art.21 della legge 5.11.71 n.1086, per le opere in c.a., in c.a.p. ed a struttura metallica, devono osservarsi le indicazioni di seguito riportate:

- devono essere acquisiti dal collaudatore i documenti di origine, forniti dal produttore dei dispositivi, unitamente ai certificati relativi alle prove sui materiali ed alla qualificazione dei dispositivi, nonché i certificati relativi alle prove di accettazione in cantiere disposte dalla Direzione dei Lavori;
- la documentazione ed i certificati sopraindicati devono essere esposti nella relazione a struttura ultimata del Direttore dei Lavori cui spetta, ai sensi delle vigenti norme, il preminente compito di accertare la qualità dei materiali impiegati nella realizzazione dell'opera.

In relazione all'importanza di assicurare la totale libertà di spostamento orizzontale della sovrastruttura (ossia della parte isolata), ai fini del corretto funzionamento dell'isolamento sismico, particolare attenzione andrà posta nel verificare tale condizione nelle ispezioni di collaudo. Oltre all'assenza di connessioni strutturali, è importante verificare che non ci siano elementi non strutturali, impianti o contatto con il terreno circostante che possano creare impedimento al movimento della sovrastruttura

## **C7.11 OPERE E SISTEMI GEOTECNICI**

### **C7.11.3 RISPOSTA SISMICA E STABILITÀ DEL SITO**

#### **C7.11.3.1 Risposta sismica locale**

Nel § 7.11.3 delle NTC, specifiche analisi di risposta sismica locale sono fortemente raccomandate per categorie speciali di sottosuolo (Tabella 3.2.III delle NTC), per determinati sistemi geotecnici, o se si intende aumentare il grado di accuratezza nella previsione del moto sismico in un dato sito.

Nelle analisi condotte in condizioni bi-dimensionali è possibile tenere conto dell'amplificazione stratigrafica e morfologica (superficiale e/o profonda) del sito, in quelle mono-dimensionali, invece, si tiene conto soltanto degli effetti stratigrafici.

##### ***C7.11.3.1.1 Indagini specifiche***

Le indagini geotecniche devono consentire la definizione di:

- condizioni stratigrafiche e modello di sottosuolo,
- proprietà fisiche e meccaniche degli strati di terreno,
- regime delle pressioni interstiziali,
- profondità e morfologia del substrato rigido o di un deposito ad esso assimilabile.

A tal fine devono eseguite specifiche indagini in sito e prove di laboratorio. Per depositi molto profondi, la profondità di indagine si estende fino alla profondità in corrispondenza della quale vengono individuati strati di terreno molto rigidi, assimilabili al substrato ai fini delle analisi di risposta sismica locale.

Queste analisi richiedono inoltre un'adeguata conoscenza delle proprietà meccaniche dei terreni in condizioni cicliche, da determinare mediante specifiche indagini in sito e prove di laboratorio, programmate dal progettista in funzione del tipo di opera e/o intervento e della procedura di analisi adottata. In particolare, è fortemente raccomandata l'esecuzione di prove in sito per la determinazione dei profili di velocità di propagazione delle onde di taglio, ai fini della valutazione della rigidezza a bassi livelli di deformazione. Le prove di laboratorio sono invece raccomandate per la valutazione della dipendenza della rigidezza e dello smorzamento dal livello deformativo, e per la determinazione, in dipendenza del legame costitutivo adottato per i terreni, dei parametri di ingresso necessari alle analisi. A titolo di esempio e in maniera non esaustiva, le prove in sito possono includere prove Cross-hole, prove Down-hole, prove SASW, prove dilatometriche sismiche, prove penetrometriche sismiche, ecc.; le prove di laboratorio possono invece consistere in prove cicliche di taglio torsionale o di taglio semplice, prove di colonna risonante, prove triassiali



cicliche ecc. Le apparecchiature di laboratorio, opportunamente strumentate, possono permettere anche la determinazione delle caratteristiche di rigidità a bassi livelli di deformazione.

#### ***C7.11.3.1.2 Analisi numeriche di risposta sismica locale***

Le analisi della risposta sismica locale sono effettuate utilizzando procedure di calcolo numerico in cui viene simulata la propagazione delle onde sismiche entro gli strati di terreno compresi tra il sottostante substrato rigido e il piano campagna. In generale, queste analisi richiedono le seguenti operazioni:

- scelta della schematizzazione geometrica del problema;
- definizione del modello geotecnico di sottosuolo;
- definizione delle azioni sismiche al substrato rigido;
- scelta della procedura di analisi.

##### *C7.11.3.1.2.1 Scelta della schematizzazione geometrica e definizione del modello geotecnico di sottosuolo*

La schematizzazione geometrica più semplice ai fini delle analisi è quella mono-dimensionale (1D), in cui, a prescindere dalla effettiva configurazione topografica del piano campagna, ci si riconduce allo schema di terreno, uniforme o stratificato orizzontalmente, delimitato da piano campagna orizzontale e poggiante su substrato rigido, anch'esso orizzontale. Sono assimilabili ad un substrato rigido strati di terreno molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio maggiori di 700-800 m/s.

Qualora il piano campagna, o la giacitura degli strati e/o del substrato non siano facilmente riconducibili a tale schematizzazione, ad esempio per la presenza di valli, creste, rilievi, ecc., l'assunzione di un modello 1D è poco realistica. In questi casi è possibile ricorrere a schematizzazioni bi-dimensionali (2D), assumendo condizioni di deformazione piana che consentono una modellazione adeguata degli effetti della morfologia profonda e di quella superficiale del sito.

Nella definizione del modello geotecnico di sottosuolo è necessario specificare, per ciascuno degli strati individuati, i parametri di ingresso all'analisi. Tale scelta è strettamente connessa al legame costitutivo del terreno scelto dal progettista.

##### *C7.11.3.1.2.2 Definizione delle azioni sismiche di ingresso*

Le azioni sismiche di ingresso sono costituite da accelerogrammi rappresentativi del moto sismico atteso su sito di riferimento rigido affiorante (sottosuolo di categoria A – affioramento roccioso o terreni molto rigidi).

Come specificato nel § 3.2.3.6 delle NTC, nelle analisi di risposta sismica locale, così come nelle analisi dinamiche di opere e sistemi geotecnici, non è consentito l'uso di accelerogrammi artificiali. Gli accelerogrammi artificiali spettro-compatibili sono infatti caratterizzati da contenuti in frequenza irrealistici, poiché gli spettri di risposta di progetto su cui essi sono calibrati sono ottenuti da involucri di spettri di risposta di numerosi eventi reali. Conseguentemente, gli accelerogrammi artificiali sono caratterizzati da una banda di frequenze irrealisticamente ampia. L'uso di accelerogrammi artificiali in un'analisi di risposta sismica può produrre un'amplificazione contemporanea, e perciò poco realistica, dei diversi modi di vibrazione del sistema, mentre un'azione sismica reale, caratterizzata da una larghezza di banda modesta, amplifica un limitato numero di modi, o al limite un unico modo. Inoltre, dal momento che la risposta dei terreni a una sollecitazione ciclica è non lineare, la rigidità e la capacità di dissipare energia dipendono dall'ampiezza del livello deformativo. Perciò, durante il sisma il terreno modifica le proprie proprietà meccaniche adattandole all'ampiezza delle vibrazioni che riceve. Se l'azione sismica è poco realistica, la rigidità e lo smorzamento operativi prodotti dalla non-linearità del comportamento del terreno sono molto distanti dal vero, e la conseguente risposta sismica risulta falsata.

Per le analisi di risposta sismica locale e per le analisi dinamiche di opere e sistemi geotecnici è invece ammesso l'uso di accelerogrammi registrati o di accelerogrammi sintetici, generati mediante simulazione del meccanismo di sorgente (§ 3.2.3.6 delle NTC). La scelta di accelerogrammi registrati può essere effettuata da archivi nazionali o internazionali disponibili in rete, a condizione che la loro scelta sia rappresentativa della sismicità del sito e sia adeguatamente giustificata in base alle caratteristiche sismogenetiche della sorgente, alle condizioni del sito di registrazione, alla magnitudo, alla distanza dalla sorgente e alla massima accelerazione orizzontale attesa al sito.

#### *C7.11.3.1.2.3 Scelta della procedura di analisi*

Le analisi di risposta sismica locale possono essere eseguite a diversi livelli di complessità in relazione all'importanza dell'opera e/o intervento e alla complessità del problema in esame.

Nelle analisi semplificate, il terreno viene assimilato ad un mezzo mono-fase visco-elastico non lineare con caratteristiche di rigidità e smorzamento dipendenti dal livello di deformazione. Le analisi vengono eseguite in termini di tensioni totali con il metodo lineare equivalente. Queste analisi possono essere condotte in condizioni monodimensionali o bi-dimensionali e forniscono i profili o le isolinee di massima accelerazione, deformazione e tensione di taglio, i valori operativi

del modulo di taglio e del coefficiente di smorzamento, le storie temporali di accelerazione, deformazione e tensione di taglio e gli spettri di risposta e di Fourier in punti del dominio specificati in ingresso all'analisi. Esse non permettono la valutazione delle pressioni interstiziali e quindi delle tensioni efficaci, dal momento che l'analisi è svolta in tensioni totali, né delle deformazioni permanenti indotte dal sisma, in quanto l'analisi è elastica non lineare. Forniscono inoltre risultati poco accurati nei casi in cui la non-linearità di comportamento dei terreni assuma un ruolo importante (eventi sismici di elevata intensità e terreni teneri/sciolti, di modesta rigidità), e per valori delle deformazioni di taglio maggiori di 1-2%.

Nelle procedure di analisi avanzate, il terreno viene assimilato ad un mezzo polifase elasto-plastico il cui comportamento è descritto in termini di tensioni efficaci. Perché le analisi siano affidabili, i modelli costitutivi adottati devono essere in grado di riprodurre adeguatamente il comportamento isteretico e non lineare delle terre in condizioni cicliche, a partire da bassi livelli di deformazione. È possibile in questi casi ottenere una descrizione più realistica del comportamento dei terreni, ottenendo, ad esempio, in aggiunta a quanto summenzionato, la valutazione di:

- sovrappressioni interstiziali indotte dal sisma, particolarmente rilevanti nelle verifiche di stabilità nei confronti della liquefazione;
- redistribuzione e dissipazione delle sovrappressioni interstiziali nella fase successiva al sisma;
- stato di deformazione permanente indotta dal sisma e diffusione delle zone plasticizzate;
- stato di tensione efficace e grado di mobilitazione della resistenza al taglio.

L'uso di queste procedure di analisi richiede in genere un maggiore numero di parametri di ingresso all'analisi, in dipendenza dei modelli costitutivi adottati per i terreni.

#### **C7.11.3.4 Stabilità nei confronti della liquefazione**

La sicurezza nei confronti della liquefazione può essere valutata con procedure di analisi avanzate o con metodologie di carattere semi-empirico.

Nei metodi di analisi avanzata si deve tenere conto della natura polifase dei terreni, considerando l'accoppiamento tra fase solida e fase fluida, e si deve descrivere adeguatamente il comportamento meccanico delle terre in condizioni cicliche.

Le metodologie di carattere semi-empirico possono permettere una verifica di tipo puntuale o una verifica di tipo globale.

Nelle prime, la sicurezza alla liquefazione viene valutata localmente, a diverse profondità, calcolando il rapporto tra la resistenza ciclica alla liquefazione,  $CRR = \tau_f/\sigma'_{v0}$ , e la sollecitazione

ciclica indotta dall'azione sismica,  $CSR = \tau_{media}/\sigma'_{v0}$ . La sollecitazione ciclica è correlata alla massima tensione tangenziale indotta dall'azione sismica alla profondità considerata,  $\tau_{max}$ , che può essere determinata direttamente, da analisi di risposta sismica locale, o indirettamente, da relazioni empiriche, in funzione dei caratteri del moto sismico atteso al sito. La resistenza ciclica alla liquefazione può essere valutata da prove cicliche di laboratorio o da correlazioni empiriche basate su risultati di prove e misure in sito. La verifica viene effettuata utilizzando degli abachi nei quali in ordinata è riportata la sollecitazione ciclica  $CSR$  e in ascissa una proprietà del terreno stimata dalle prove in sito (prove penetrometriche statiche o dinamiche o misure in sito della velocità di propagazione delle onde di taglio  $V_s$ ). Negli abachi, una curva separa stati per i quali nel passato si è osservata la liquefazione da quelli per i quali la liquefazione non è avvenuta.

Nelle verifiche globali, si valuta preliminarmente il profilo della sollecitazione e della resistenza ciclica,  $CSR$  e  $CRR$ , e si valuta, per l'intervallo di profondità in esame, il potenziale di liquefazione,  $I_L$ , funzione dell'area racchiusa tra i due profili. La suscettibilità nei confronti della liquefazione, valutata in base ai valori assunti dal potenziale di liquefazione, è così riferita ad uno spessore finito di terreno piuttosto che al singolo punto.

Tali procedure sono valide per piano di campagna sub-orizzontale. In caso contrario, la verifica va eseguita con studi specifici.

Se le verifiche semplificate sono effettuate contemporaneamente con più metodi, si deve adottare quella più cautelativa, a meno di non giustificare adeguatamente una scelta diversa.

La sicurezza nei confronti della liquefazione deve essere effettuata utilizzando i valori caratteristici delle proprietà meccaniche dei terreni. L'adeguatezza del margine di sicurezza nei confronti della liquefazione deve essere valutata e motivata dal progettista.

#### **C7.11.3.5 Stabilità dei pendii**

Il comportamento dei pendii durante un evento sismico, e per un periodo successivo all'evento stesso, è strettamente legato alla natura del terreno e alle condizioni esistenti prima del terremoto. Un'analisi completa della stabilità in condizioni sismiche deve perciò sempre comprendere lo studio del comportamento del pendio prima, durante e dopo il terremoto.

I metodi per l'analisi di stabilità dei pendii in presenza di sisma possono essere suddivisi in tre categorie principali, in ordine di complessità crescente:

- metodi pseudostatici
- metodi degli spostamenti (analisi dinamica semplificata)
- metodi di analisi dinamica avanzata

Per i pendii naturali le verifiche di sicurezza devono essere effettuate utilizzando i valori caratteristici delle proprietà meccaniche dei terreni.

Nei metodi pseudostatici la condizione di stato limite ultimo viene riferita al cinematismo di collasso critico, caratterizzato dal più basso valore del coefficiente di sicurezza,  $F_S$ , definito come rapporto tra resistenza al taglio disponibile e sforzo di taglio mobilitato lungo la superficie di scorrimento (effettiva o potenziale) ( $F_S = \tau_s/\tau_m$ ).

Nei pendii interessati da frane attive o quiescenti, che possono essere riattivate in occasione del sisma, le analisi in termini di tensioni efficaci risultano più appropriate rispetto a quelle in tensioni totali. In tal caso, particolare riguardo deve essere posto nella scelta delle caratteristiche di resistenza dei materiali, facendo riferimento alla resistenza al taglio a grandi deformazioni, in dipendenza dell'entità dei movimenti e della natura dei terreni.

In terreni saturi e per valori di  $a_{\max} > 0.15 \cdot g$ , nell'analisi statica delle condizioni successive al sisma si deve considerare la riduzione della resistenza al taglio indotta da condizioni di carico ciclico a causa dell'incremento delle pressioni interstiziali e della degradazione dei parametri di resistenza. In assenza di specifiche prove di laboratorio eseguite in condizioni cicliche, l'incremento delle pressioni interstiziali,  $\Delta u$ , per le analisi in tensioni efficaci, e il coefficiente di riduzione della resistenza non drenata,  $\delta_{cu}$ , per le analisi in tensioni totali, possono essere stimati facendo ricorso all'uso di relazioni empiriche.

Nelle analisi condotte con i metodi pseudostatici, il campo di accelerazione all'interno del pendio è assunto uniforme e le componenti orizzontale e verticale delle forze di inerzia sono applicate nel baricentro della massa potenzialmente in frana, nei metodi globali, o nei baricentri delle singole strisce, nei metodi delle strisce. Per tener conto dei fenomeni di amplificazione del moto sismico all'interno del pendio, il valore dell'accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido,  $a_g$ , può essere moltiplicato per un coefficiente  $S$  che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica,  $S_S$  e dell'amplificazione topografica  $S_T$ . In alternativa, la variabilità spaziale dell'azione sismica può essere introdotta valutando un coefficiente sismico orizzontale equivalente,  $k_{\text{heq}}$ , mediante un'analisi della risposta sismica locale.

I metodi degli spostamenti consentono di valutare gli effetti della storia delle accelerazioni. In essi l'azione sismica è definita da una funzione temporale (ad es. un accelerogramma), e la risposta del pendio all'azione sismica è valutata in termini di spostamenti accumulati, eseguendo l'integrazione nel tempo dell'equazione del moto relativo tra massa potenzialmente instabile e formazione di base.

Gli spostamenti indotti dal sisma possono essere confrontati sia con valori di soglia dello spostamento corrispondenti ad una condizione di collasso generalizzato (stato limite ultimo), sia con valori di soglia dello spostamento corrispondenti ad una perdita di funzionalità (stato limite di danno).

Tenuto conto che i metodi degli spostamenti fanno riferimento a cinematismi di collasso idealizzati e semplificati, gli spostamenti calcolati devono considerarsi come una stima dell'ordine di grandezza degli spostamenti reali, e quindi come un indice di prestazione del pendio in condizioni sismiche.

Lo spostamento ammissibile dipende da molteplici fattori tra i quali la presenza e la natura di strutture/infrastrutture esistenti, il livello di protezione che si intende adottare, la gravità dei danni connessi ad un eventuale movimento franoso. In generale, maggiori valori dello spostamento ammissibile possono essere adottati per terreni e manufatti a comportamento duttile, o il cui comportamento sia analizzato utilizzando parametri di resistenza a grandi deformazioni.

La sensibilità del metodo degli spostamenti alle caratteristiche dell'accelerogramma ( $a_{max}$ , forma, durata e contenuto in frequenza) è ben nota e pertanto l'accelerogramma di riferimento dovrebbe essere scelto accuratamente dopo un'analisi dettagliata della pericolosità sismica e un'analisi statistica dei dati strumentali a scala regionale. In assenza di tali studi, è consigliabile confrontare gli effetti di più accelerogrammi (almeno 5), registrati in zone prossime al sito e opportunamente scalati.

In aggiunta ai metodi pseudostatici e ai metodi degli spostamenti, le condizioni di stabilità dei pendii in presenza di sisma possono essere valutate anche con metodi di analisi dinamica avanzata. In essi le equazioni dinamiche del moto vengono risolte mediante tecniche di integrazione numerica implementate in codici di calcolo.

Le analisi dinamiche avanzate dovrebbero intendersi come un affinamento delle analisi delle condizioni di stabilità di un pendio, non potendo, allo stato attuale delle conoscenze, considerarsi sostitutive dei metodi pseudostatici e dei metodi degli spostamenti.

#### **C7.11.4 FRONTI DI SCAVO E RILEVATI**

Le verifiche pseudostatiche di sicurezza dei fronti di scavo e dei rilevati si eseguono con la combinazione di coefficienti parziali di cui al § 6.8.2: (A2+M2+R2), utilizzando valori unitari per i coefficienti parziali A2 come specificato al § 7.11.1.

Si consideri, ad esempio, la sicurezza di un fronte di scavo in terreni coesivi, eseguita nelle condizioni di breve termine, in tensioni totali. Utilizzando il metodo dell'equilibrio globale,

nell'ipotesi di cinematiso di collasso rotazionale (Fig. C7.11.1) il margine di sicurezza è tradizionalmente espresso dal rapporto tra il momento delle azioni resistenti e il momento delle azioni destabilizzanti:

$$F = \frac{M_R}{M_D} = \frac{c_u \cdot r^2 \cdot \Delta\theta}{W \cdot [(1 \pm K_v) \cdot d + K_h \cdot e]}$$

dove:

$c_u$  = resistenza non drenata

$r$  = raggio della superficie di scorrimento

$\Delta\theta = \theta_0 - \theta_h$  = angolo di apertura del settore AB

$W$  = peso della massa potenzialmente instabile

$d$  = braccio della forza peso rispetto al centro di rotazione (O)

$K_h$  = coefficiente sismico orizzontale (§ 7.11.3.5.2 NTC)

$K_v$  = coefficiente sismico verticale (§ 7.11.3.5.2 NTC)

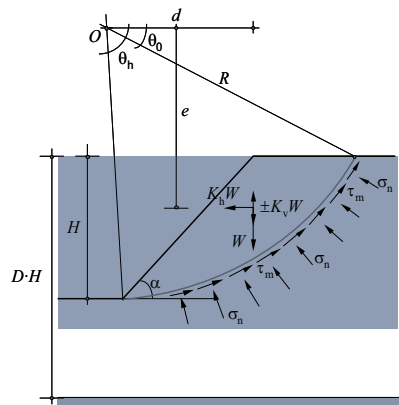


Figura C7.11.1

Nell'ambito dei principi generali enunciati nelle NTC, basati sull'impiego dei coefficienti parziali, si devono definire le resistenze di progetto  $R_d$  e le azioni di progetto  $E_d$ :

$$R_d = M_{R_d} = \frac{1}{\gamma_R} \left[ \frac{c_u}{\gamma_{cu}} \cdot r^2 \cdot \Delta\theta \right]$$

$$E_d = M_{D_d} = W \cdot [(1 \pm K_v) \cdot d + K_h \cdot e]$$

e controllare il rispetto della condizione  $R_d \geq E_d$ .

L'impiego dei coefficienti parziali permette l'uso delle soluzioni speditive disponibili in letteratura per l'analisi di sicurezza di scarpate e fronti di scavo.

Per le analisi di sicurezza svolte nelle condizioni breve termine, in tensioni totali, si considera, a mero titolo di esempio, la soluzione di Koppula (1984), basata ancora sul metodo dell'equilibrio limite globale. In essa, il margine di sicurezza è tradizionalmente espresso nella forma:

$$F = \frac{a_0}{\gamma} \cdot N_1 + \frac{c_{u0}}{\gamma \cdot H} \cdot N_2$$

dove:

$\gamma$  = peso dell'unità di volume del terreno

$a_0$  = gradiente che quantifica l'aumento della resistenza non drenata  $c_u$  con la profondità

$c_{u0}$  = valore della resistenza non drenata con la profondità

$H$  = altezza di scavo

$N_1$  = fattore di stabilità associato ad un profilo di  $c_u$  crescente con la profondità

$N_2$  = fattore di stabilità associato al termine costante di  $c_u$

Nel rispetto delle NTC, i valori di  $N_1$  ed  $N_2$  devono essere valutati utilizzando i valori di  $K_h$  di normativa ed i coefficienti parziali  $M_2$  devono essere applicati ai parametri di resistenza  $a_0$  ( $= \Delta c_u / \Delta z$ ) e  $c_u$ , verificando al contempo che sia rispettata la condizione:

$$\frac{R_d}{E_d} = \frac{1}{\gamma_R} \left[ \frac{a_0}{\gamma_{cu}} \cdot \frac{N_1}{\gamma} + \frac{c_{u0}}{\gamma_{cu}} \cdot \frac{N_2}{\gamma \cdot H} \right] \geq 1$$

Si applicano ai fronti di scavo e ai rilevati le considerazioni già esposte per i pendii naturali, relative alla scelta dei parametri di resistenza, alla necessità di valutare la riduzione della resistenza al taglio indotta dall'azione sismica, e di tenere conto degli effetti dei fenomeni di risposta sismica.

Quando la verifica della sicurezza viene effettuata con il metodo degli spostamenti, l'accelerazione critica deve essere valutata utilizzando i valori caratteristici dei parametri di resistenza. Le condizioni del fronte di scavo possono in questo caso essere riferite ad una condizione di collasso generalizzato (stato limite ultimo) o ad una condizione di perdita di funzionalità (stato limite di danno), in dipendenza del valore di soglia fissato per lo spostamento ammissibile (vedi § 7.11.3.5).



### **C7.11.5 FONDAZIONI**

La valutazione delle azioni trasmesse dalla struttura in elevazione alla fondazione deriva dall'analisi del comportamento dell'intera opera, in genere condotta esaminando la sola struttura in elevazione alla quale sono applicate le azioni statiche e sismiche. Nella definizione dell'azione sismica sulla struttura in elevazione si può tenere conto della modifica del moto sismico indotta dall'interazione cinematica fondazione-terreno.

Tale modifica può essere portata in conto attraverso specifiche analisi di risposta sismica locale condotte a differenti livelli di complessità, in relazione all'importanza dell'opera.

Nei metodi di analisi avanzata, il modello numerico include la struttura e i terreni di fondazione e si considera l'interazione dinamica terreno-fondazione considerando la natura polifase dei terreni e descrivendo adeguatamente il comportamento non lineare ed isteretico delle terre in condizioni cicliche, a partire da bassi livelli di deformazione.

Nei metodi semplificati l'analisi viene eseguita in due passi successivi: nel primo si esegue un'analisi non lineare di risposta sismica locale, nelle condizioni di campo libero; nel secondo si applica l'accelerogramma ottenuto nel passo precedente alla struttura la cui fondazione può essere schematizzata con vincoli fissi o vincoli visco-elastici caratterizzati da opportuna impedenza dinamica. Nel calcolo dell'impedenza dinamica è necessario tenere conto della dipendenza delle caratteristiche di rigidezza e smorzamento dal livello deformativo.

#### **C7.11.5.3 Verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU) e allo Stato Limite di Danno (SLD)**

##### ***C7.11.5.3.1 Fondazioni superficiali***

L'analisi pseudo-statica delle fondazioni si esegue con l'Approccio 1 o con l'Approccio 2.

Nell'Approccio 1, per l'analisi di stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza del terreno si utilizza la Combinazione 2 ponendo i coefficienti parziali A2 della Combinazione pari all'unità (§ 7.11.1).

L'azione del sisma si traduce in accelerazioni nel sottosuolo (effetto cinematico) e nella fondazione, per l'azione delle forze d'inerzia generate nella struttura in elevazione (effetto inerziale). Nell'analisi pseudo-statica, modellando l'azione sismica attraverso la sola componente orizzontale, tali effetti possono essere portati in conto mediante l'introduzione di coefficienti sismici rispettivamente denominati  $K_{hi}$  e  $K_{hk}$ , il primo definito dal rapporto tra le componenti orizzontale e

verticale dei carichi trasmessi in fondazione ed il secondo funzione dell'accelerazione massima attesa al sito. I valori  $K_{hk}$  possono essere valutati facendo riferimento ai valori di normativa specificati per i pendii (§ 7.11.3.5.2).

L'effetto inerziale produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite in funzione del coefficiente sismico  $K_{hi}$  e viene portato in conto impiegando le formule comunemente adottate per calcolare i coefficienti correttivi del carico limite in funzione dell'inclinazione, rispetto alla verticale, del carico agente sul piano di posa. L'effetto cinematico modifica il solo coefficiente  $N_\gamma$  in funzione del coefficiente sismico  $K_{hk}$ ; il fattore  $N_\gamma$  viene quindi moltiplicato sia per il coefficiente correttivo dell'effetto inerziale, sia per il coefficiente correttivo per l'effetto cinematico.

Per l'analisi di stati limite per raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali, si adopera la Combinazione 1 dell'Approccio 1, nella quale però i coefficienti A1 devono essere posti pari ad uno.

Nell'Approccio 2, i coefficienti A1 devono essere posti pari ad uno.

Per le verifiche allo scorrimento sul piano di fondazione, l'Approccio 2 conduce a risultati molto meno conservativi di quelli conseguibili con l'Approccio 1. Per questo Stato limite è, pertanto, preferibile l'impiego dell'Approccio 1.

L'analisi sismica delle fondazioni con il metodo degli spostamenti si esegue utilizzando i valori caratteristici delle azioni statiche e dei parametri di resistenza. In questo caso, il risultato dell'analisi è uno spostamento permanente. La sicurezza deve essere valutata confrontando lo spostamento calcolato con uno spostamento limite scelto dal progettista per l'opera in esame.

## **C7.11.6 OPERE DI SOSTEGNO**

### **C7.11.6.2 Muri di sostegno**

L'analisi pseudo-statica dei muri di sostegno si esegue con l'Approccio 1 o con l'Approccio 2.

Nell'Approccio 1, per l'analisi di stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza del terreno si utilizza la Combinazione 2. In particolare, le variazioni di spinta prodotte dalle azioni sismiche si calcolano con i coefficienti parziali M2 e le forze d'inerzia sul muro si sommano alla spinta, mentre i coefficienti parziali A2 della Combinazione 2 devono essere posti pari ad uno.

Per l'analisi di stati limite per raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali o nei vincoli, si adopera la Combinazione 1 dell'Approccio 1, nella quale però i coefficienti A1 devono essere posti pari ad uno.

Nell'Approccio 2, i coefficienti A1 devono essere posti pari ad uno.

Per le verifiche allo scorrimento sul piano di fondazione, l'Approccio 2 conduce a risultati molto meno conservativi di quelli conseguibili con l'Approccio 1. Per questo Stato limite è, pertanto, preferibile l'impiego dell'Approccio 1.

L'analisi sismica dei muri di sostegno con il metodo degli spostamenti si esegue utilizzando i valori caratteristici delle azioni statiche e dei parametri di resistenza. In questo caso, il risultato dell'analisi è uno spostamento permanente. La sicurezza deve essere valutata confrontando lo spostamento calcolato con uno spostamento limite scelto dal progettista per l'opera in esame.

#### **C7.11.6.3 Paratie**

L'analisi sismica delle paratie si esegue con l'Approccio 1.

Per l'analisi di stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza del terreno, si utilizza la Combinazione 2. In particolare, le variazioni di spinta prodotte dalle azioni sismiche si calcolano con i coefficienti parziali M2, mentre i parametri A2 della Combinazione 2 devono essere posti pari ad uno.

Per l'analisi di stati limite per raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali o nei vincoli, si adopera la Combinazione 1 dell'Approccio 1, nella quale però i coefficienti A1 devono essere posti pari ad uno.

Il valore dello spostamento  $u_s$  è determinato da due considerazioni

1.  $u_s$  è il massimo valore dello spostamento post-sismico ammissibile, scelto dal progettista, derivante da un atto di moto rigido che chiami in causa la resistenza del terreno;
2.  $u_s$  è lo spostamento in corrispondenza del quale si raggiunge una rottura di tipo fragile negli elementi di vincolo della paratia (per esempio, l'allungamento che produce la rottura dei trefoli di un ancoraggio, o l'accorciamento plastico di un puntone al quale corrisponde una significativa degradazione di resistenza, oppure uno spostamento oltre il quale la resistenza passiva subisce un calo significativo dopo un picco). Giova tener presente che, in condizioni sismiche, anche i punti di vincolo in genere subiscono spostamenti. Per esempio, il bulbo di un ancoraggio durante il sisma potrà subire spostamenti, che possono concorrere ad aumentare il valore di  $u_s$ .

## **C8. COSTRUZIONI ESISTENTI**

Il problema della sicurezza delle costruzioni esistenti è di fondamentale importanza in Italia, da un lato per l'elevata vulnerabilità, soprattutto rispetto alle azioni sismiche, dall'altro per il valore storico-architettonico-artistico-ambientale di gran parte del patrimonio edilizio esistente. A ciò si aggiunge la notevole varietà di tipologie e sub-tipologie strutturali, quali, ad esempio nell'ambito delle strutture murarie, quelle che scaturiscono dalle diversificazioni delle caratteristiche dell'apparecchio murario e degli orizzontamenti, e dalla presenza di catene, tiranti ed altri dispositivi di collegamento.

Ne deriva una particolare complessità delle problematiche coinvolte ed una difficile standardizzazione dei metodi di verifica e di progetto e dell'uso delle numerose tecnologie di intervento tradizionali e moderne oggi disponibili. Per questo, più che nelle altre parti delle NTC, è stato seguito un approccio prestazionale, con l'adozione di poche regole di carattere generale ed alcune indicazioni importanti per la correttezza delle diverse fasi di analisi, progettazione, esecuzione.

Le costruzioni "esistenti" cui si applicano le norme contenute nel Capitolo in questione sono quelle la cui struttura sia completamente realizzata alla data della redazione della valutazione di sicurezza e/o del progetto di intervento.

Vengono introdotti, fra gli altri, i concetti di livello di conoscenza (relativo a geometria, dettagli costruttivi e materiali) e fattore di confidenza (che modificano i parametri di capacità in ragione del livello di conoscenza).

Si definiscono le situazioni nelle quali è necessario effettuare la valutazione della sicurezza, che, per le costruzioni esistenti, potrà essere eseguita con riferimento ai soli Stati limite ultimi. In particolare si prevede che la valutazione della sicurezza dovrà effettuarsi ogni qual volta si eseguano interventi strutturali e dovrà determinare il livello di sicurezza della costruzione prima e dopo l'intervento. Il Progettista dovrà esplicitare, in un'apposita relazione, i livelli di sicurezza già presenti e quelli raggiunti con l'intervento, nonché le eventuali conseguenti limitazioni da imporre nell'uso della costruzione.

Sono individuate tre categorie di intervento; adeguamento, miglioramento e riparazione, stabilendo altresì le condizioni per le quali si rende necessario l'intervento di adeguamento e l'obbligatorietà del collaudo statico, sia per gli interventi di adeguamento che per quelli di miglioramento.

Vengono definiti alcuni passaggi fondamentali delle procedure per la valutazione della sicurezza e la redazione dei progetti, individuati nell'analisi storico-critica, nel rilievo geometrico-strutturale,

nella caratterizzazione meccanica dei materiali, nella definizione dei livelli di conoscenza e dei conseguenti fattori di confidenza, nella definizione delle azioni e nella relativa analisi strutturale.

Si definiscono poi i criteri di utilizzazione dei materiali, tradizionali e non, per la riparazione ed il rafforzamento delle strutture.

Un'attenzione particolare è dedicata agli specifici aspetti della valutazione e progettazione in presenza di azioni sismiche, evidenziando le peculiarità delle costruzioni in muratura rispetto a quelle delle costruzioni in c.a. e in acciaio e a quelle miste.

Per quanto riguarda le costruzioni esistenti in muratura, si distingue fra meccanismi di collasso locali e meccanismi d'insieme, stabilendo che la sicurezza della costruzione deve essere valutata nei confronti di entrambi. Per le tipologie in aggregato, particolarmente frequenti nei centri storici, sono definiti i criteri per l'individuazione delle unità strutturali analizzabili separatamente e per la loro analisi strutturale, tenuto conto della complessità del comportamento, delle inevitabili interazioni con unità strutturali adiacenti e delle possibili semplificazioni apportabili al calcolo.

Per quanto riguarda le costruzioni esistenti in c.a. e in acciaio, è evidenziato come in esse possa essere attivata la capacità di elementi con meccanismi resistenti sia "duttili" che "fragili"; a tale riguardo, l'analisi sismica globale deve utilizzare, per quanto possibile, metodi di analisi che consentano di valutare in maniera appropriata sia la resistenza che la duttilità disponibile, tenendo conto della possibilità di sviluppo di entrambi i tipi di meccanismo e adottando parametri di capacità dei materiali diversificati a seconda del tipo di meccanismo.

Vengono, inoltre, definiti alcuni fondamentali criteri di intervento, comuni a tutte le tipologie, quali la regolarità ed uniformità di applicazione degli interventi, la delicatezza ed importanza della fase esecutiva e le priorità da assegnare agli interventi, conseguentemente agli esiti della valutazione, per contrastare innanzitutto lo sviluppo di meccanismi locali e/o di meccanismi fragili. Vengono poi individuati gli interventi specifici per le tipologie strutturali precedentemente individuate.

Infine vengono definiti i passi principali di un progetto di adeguamento o miglioramento sismico, che, partendo dalla verifica della struttura prima dell'intervento, con identificazione delle carenze strutturali e del livello di azione sismica per la quale viene raggiunto lo Stato limite ultimo (e Stato limite di esercizio, se richiesto), procede con la scelta dell'intervento e delle tecniche da adottare, con il dimensionamento preliminare, l'analisi strutturale e la verifica finale con la determinazione del nuovo livello di azione sismica per la quale viene raggiunto lo Stato limite ultimo (e Stato limite di esercizio, se richiesto).

## **C8.1 OGGETTO**

Qualora la costruzione non sia totalmente completata, occorre identificare le situazioni in cui la struttura può considerarsi completamente realizzata. In questa fattispecie, per costruzione di c.a. e di acciaio con struttura completamente realizzata si intende quella per cui, alla data della redazione della valutazione di sicurezza e/o del progetto di intervento, sia stata redatta la relazione a struttura ultimata ai sensi dell'art. 65 del D.P.R. 6 giugno 2001 n. 380. Per edifici in muratura con struttura completamente realizzata si intende quella per cui, alla data della redazione della valutazione di sicurezza e/o del progetto di intervento, sia stato redatto il certificato di collaudo statico ai sensi del Cap.4 del D.M. 20 novembre 1987 o ai sensi delle NTC.

## **C8.2 CRITERI GENERALI**

Situazioni in cui gli interventi di tipo non strutturale interagiscono con il comportamento delle strutture si riscontrano spesso nei lavori di riorganizzazione interna e funzionale degli edifici. Esempi tipici si osservano nella creazione o variazione di impianti nelle strutture murarie, a causa dell'inserimento di condutture in breccia nelle pareti portanti o della realizzazione di nicchie, che indeboliscono sensibilmente i singoli elementi strutturali o la connessione tra le varie parti, oppure nello spostamento o nella semplice demolizione di tramezzature o tamponature aventi rigidità e resistenza non trascurabili, particolarmente nelle tipologie strutturali più flessibili e maggiormente sensibili all'interazione con le tamponature, come ad esempio le strutture intelaiate. Per queste ultime è possibile che si determinino configurazioni sfavorevoli per irregolarità in pianta o in elevazione. Laddove si possano prevedere situazioni di potenziale pericolosità per il comportamento strutturale per carichi verticali e sismici, si renderà necessaria l'effettuazione delle relative verifiche.

La valutazione della sicurezza ed il progetto degli interventi sono normalmente affetti da un grado di incertezza diverso, non necessariamente maggiore, da quello degli edifici di nuova progettazione. L'esistenza di fatto della struttura comporta la possibilità di determinare le effettive caratteristiche meccaniche dei materiali e delle diverse parti strutturali, che possono avere anche notevole variabilità, nell'ambito della stessa struttura, e non possono essere imposte come dati progettuali da conseguire in fase costruttiva, come avviene per una costruzione nuova. D'altro canto, una corretta e accurata valutazione riduce le incertezze che, in una costruzione nuova, sono insite nel passaggio dal dato di progetto alla realizzazione.

Le modalità di verifica delle costruzioni nuove sono basate sull'uso di coefficienti di sicurezza parziali da applicare alle azioni e alle caratteristiche meccaniche dei materiali, concepiti e calibrati per tener conto dell'intero processo che va dalla progettazione, con imposizione di dati progettuali

su azioni e materiali, alla concreta realizzazione, con l'obiettivo di realizzare, attraverso processi di produzione controllati nelle diverse sedi (stabilimenti di produzione dei materiali base, stabilimenti di prefabbricazione o preconfezionamento, cantieri), una costruzione fedele, per quanto possibile, al progetto. Nelle costruzioni esistenti è cruciale la conoscenza della struttura (geometria e dettagli costruttivi) e dei materiali che la costituiscono (calcestruzzo, acciaio, mattoni, malta). È per questo che viene introdotta un'altra categoria di fattori, i "fattori di confidenza", strettamente legati al livello di conoscenza conseguito nelle indagini conoscitive, e che vanno preliminarmente a ridurre i valori medi di resistenza dei materiali della struttura esistente, per ricavare i valori da adottare, nel progetto o nella verifica, e da ulteriormente ridurre, quando previsto, mediante i coefficienti parziali di sicurezza.

I contenuti del Cap.8 delle NTC e della presente Circolare costituiscono un riferimento generale che può essere integrato, in casi particolari, da valutazioni specifiche ed anche alternative da parte del progettista, comunque basati su criteri e metodi di comprovata validità.

### **C8.3 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA**

Per valutazione della sicurezza si intende un procedimento quantitativo volto a:

- stabilire se una struttura esistente è in grado o meno di resistere alle combinazioni delle azioni di progetto contenute nelle NTC, oppure
- a determinare l'entità massima delle azioni, considerate nelle combinazioni di progetto previste, che la struttura è capace di sostenere con i margini di sicurezza richiesti dalle NTC, definiti dai coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni e sui materiali.

Le NTC forniscono gli strumenti per la valutazione di specifiche costruzioni ed i risultati non sono estendibili a costruzioni diverse, pur appartenenti alla stessa tipologia. Nell'effettuare la valutazione sarà opportuno tener conto delle informazioni, ove disponibili, derivanti dall'esame del comportamento di costruzioni simili sottoposte ad azioni di tipo simile a quelle di verifica. Ciò vale particolarmente quando si effettuano verifiche di sicurezza rispetto alle azioni sismiche.

I requisiti di sicurezza definiti nel Cap.8 fanno riferimento allo stato di danneggiamento della struttura, mediante gli stati limite definiti al § 2.2 delle NTC, per le combinazioni di carico non sismiche (Stati limite ultimi e Stati limite di esercizio) e al § 3.2.1 delle NTC, per le combinazioni di carico che includono il sisma (Stato limite di collasso, Stato limite di salvaguardia della vita e Stato limite di esercizio, a sua volta distinto in Stato limite di danno e Stato limite di operatività).

La presente Circolare fornisce criteri per la verifica di detti Stati limite.

Lo Stato limite di collasso viene considerato solo per costruzioni di calcestruzzo armato o di acciaio. La verifica nei confronti di tale Stato limite può essere eseguita in alternativa a quella di Stato limite di salvaguardia della vita.

Per le costruzioni soggette ad azioni sismiche si applica quanto riportato al § 2.4 delle NTC, relativamente a vita nominale ( $V_N$ ), classi d'uso e periodo di riferimento per l'azione sismica ( $V_R$ ).

Per una più agevole lettura si riportano nella Tabella C8.1 le vite nominali previste dalla norma ed i corrispondenti periodi di riferimento dell'azione sismica per costruzioni con differenti classi d'uso  $C_U$ .

Nella Tabella C8.2 sono riportati i periodi di ritorno dell'azione sismica da considerare per le verifiche dei diversi Stati limite: Stato limite di operatività (SLO), di danno (SLD), di salvaguardia della vita (SLV) e di collasso (SLC). Nella stessa tabella, sono riportate anche le probabilità di superamento dell'azione sismica riferita ad un periodo di riferimento fisso pari a 50 anni. Queste probabilità possono risultare utili per valutare l'azione sismica di interesse per i diversi Stati limite e Classi d'uso, avendo a disposizione i dati di pericolosità riferiti ad un periodo di 50 anni.

**Tabella C8.1 Periodo di riferimento dell'azione sismica  $V_R = V_N C_U$  (anni)**

TIPI DI COSTRUZIONE	$V_N$	Classe d'uso →	I	II	III	IV
		Coeff. $C_U$ →	0,70	1,00	1,50	2,00
			$V_R$			
Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva	10		35	35	35	35
Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	50		35	50	75	100
Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	100		70	100	150	200



**Tabella C8.2** Periodo di ritorno dell'azione sismica ( $T_R$ ) per i diversi stati limite e probabilità di superamento ( $P_{VR}$ ) nel periodo di riferimento ( $V_R$ ) e probabilità di superamento dell'azione sismica ( $P_{T=50}$ ) riferito ad un periodo di riferimento

fisso di  $V_R = 50$  anni

<b>OPERE con <math>V_N=10</math></b>									
CLASSE USO →		I	II	III	IV	I	II	III	IV
	$P_{VR} \downarrow$	$T_R$				$P_{T=50}$			
SLO	0,81	21	21	21	21	91%	91%	91%	91%
SLD	0,63	35	35	35	35	76%	76%	76%	76%
SLV	0,1	332	332	332	332	14%	14%	14%	14%
SLC	0,05	682	682	682	682	7,1%	7,1%	7,1%	7,1%
<b>OPERE con <math>V_N=50</math></b>									
CLASSE USO →		I	II	III	IV	I	II	III	IV
	$P_{VR} \downarrow$	$T_R$				$P_{T=50}$			
SLO	0,81	21	30	45	60	91%	81%	67%	56%
SLD	0,63	35	50	75	100	76%	63%	48%	39%
SLV	0,1	332	475	712	949	14%	10%	7%	5%
SLC	0,05	682	975	1462	1950	7,1%	5,0%	3,4%	2,5%
<b>OPERE con <math>V_N=100</math></b>									
CLASSE USO →		I	II	III	IV	I	II	III	IV
	$P_{VR} \downarrow$	$T_R$				$P_{T=50}$			
SLO	0,81	42	60	90	120	69%	56%	43%	34%
SLD	0,63	70	100	150	200	51%	39%	28%	22%
SLV	0,1	664	949	1424	1898	7,3%	5,1%	3,5%	2,6%
SLC	0,05	1365	1950	2475	2475	3,6%	2,5%	1,7%	1,3%

Nota: si riporta testualmente quanto precisato nell'allegato A alle NTC in relazione all'assunzione del periodo di ritorno: "Visto l'intervallo di riferimento attualmente disponibile, si considereranno solo i valori di TR compresi nell'intervallo  $30 \text{ anni} \leq TR \leq 2475 \text{ anni}$ ; se  $TR < 30 \text{ anni}$  si porrà  $TR = 30 \text{ anni}$ , se  $TR > 2475 \text{ anni}$  si porrà  $TR = 2475 \text{ anni}$ . Azioni sismiche riferite a TR più elevati potranno essere considerate per opere speciali".

Le NTC individuano due grandi categorie di situazioni nelle quali è obbligatorio effettuare la verifica di sicurezza, essendo entrambe le categorie comunque riconducibili ad un significativo peggioramento delle condizioni di sicurezza iniziali o di progetto secondo la normativa dell'epoca della costruzione:

- variazioni, improvvise o lente, indipendenti dalla volontà dell'uomo (ad esempio: danni dovuti al terremoto, a carichi verticali eccessivi, a urti, etc., danni dovuti a cedimenti fondali, degrado delle malte nella muratura, corrosione delle armature nel c.a., etc., errori progettuali o esecutivi, incluse le situazioni in cui i materiali o la geometria dell'opera non corrispondano ai dati progettuali);
- variazioni dovute all'intervento dell'uomo, che incide direttamente e volontariamente sulla struttura (v. § 8.4 delle NTC) oppure sulle azioni (ad esempio: aumento dei carichi verticali dovuto a cambiamento di destinazione d'uso), o che incide indirettamente sul comportamento della struttura (ad esempio gli interventi non dichiaratamente strutturali, già discussi nel § 8.2 delle NTC).

Le modalità di verifica dipendono dal modo in cui tali variazioni si riflettono sul comportamento della struttura:

- variazioni relative a porzioni limitate della struttura, che influiscono solo sul comportamento locale di uno o più elementi strutturali o di porzioni limitate della struttura (v. anche § 8.4 delle NTC);
- variazioni che implicano sostanziali differenze di comportamento globale della struttura.

Nel primo caso la verifica potrà concernere solamente le porzioni interessate dalle variazioni apportate (ad esempio la verifica relativa alla sostituzione, al rafforzamento o alla semplice variazione di carico su un singolo campo di solaio potrà concernere solo quel campo e gli elementi che lo sostengono). Nel secondo caso, invece, la verifica sarà necessariamente finalizzata a determinare l'effettivo comportamento della struttura nella nuova configurazione (conseguente ad un danneggiamento, ad un intervento, etc.).

Dall'obbligatorietà della verifica è normalmente esclusa la situazione determinata da una variazione delle azioni che interviene a seguito di una revisione della normativa, per la parte che definisce l'entità delle azioni, o delle zonazioni che differenziano le azioni ambientali (sisma, neve, vento) nelle diverse parti del territorio italiano.

Gli esiti delle verifiche dovranno permettere di stabilire quali provvedimenti adottare affinché l'uso della struttura possa essere conforme ai criteri di sicurezza delle NTC. Le alternative sono sintetizzabili nella continuazione dell'uso attuale, nella modifica della destinazione d'uso o nell'adozione di opportune cautele e, infine, nella necessità di effettuare un intervento di aumento o ripristino della capacità portante, che può ricadere nella fattispecie del miglioramento o dell'adeguamento.

Per le opere pubbliche strategiche con finalità di protezione civile o suscettibili di conseguenze rilevanti in caso di collasso, date le possibili implicazioni economiche e sociali degli esiti delle verifiche, è opportuno che le stesse siano anche esaminate da revisori non intervenuti nella valutazione.

È evidente che i provvedimenti detti sono necessari e improcrastinabili nel caso in cui non siano soddisfatte le verifiche relative alle azioni controllate dall'uomo, ossia prevalentemente ai carichi permanenti e alle altre azioni di servizio; più complessa è la situazione che si determina nel momento in cui si manifesti l'inadeguatezza di un'opera rispetto alle azioni ambientali, non controllabili dall'uomo e soggette ad ampia variabilità nel tempo ed incertezza nella loro determinazione. Per le problematiche connesse, non si può pensare di imporre l'obbligatorietà dell'intervento o del cambiamento di destinazione d'uso o, addirittura, la messa fuori servizio dell'opera, non appena se ne riscontri l'inadeguatezza. Le decisioni da adottare dovranno necessariamente essere calibrate sulle singole situazioni (in relazione alla gravità dell'inadeguatezza, alle conseguenze, alle disponibilità economiche e alle implicazioni in termini di pubblica incolumità). Saranno i proprietari o i gestori delle singole opere, siano essi enti pubblici o privati o singoli cittadini, a definire il provvedimento più idoneo, eventualmente individuando uno o più livelli delle azioni, commisurati alla vita nominale restante e alla classe d'uso, rispetto ai quali si rende necessario effettuare l'intervento di incremento della sicurezza entro un tempo prestabilito.

Per i beni tutelati gli interventi di miglioramento sono in linea di principio in grado di conciliare le esigenze di conservazione con quelle di sicurezza, ferma restando la necessità di valutare quest'ultima. Tuttavia, per la stessa ragione, su tali beni devono essere evitati interventi che insieme li alterino in modo evidente e richiedano l'esecuzione di opere invasive, come può avvenire nel caso di ampliamenti o sopraelevazioni, o l'attribuzione di destinazioni d'uso particolarmente gravose.

#### **C8.4 CLASSIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI**

Indipendentemente dall'appartenenza ad una delle tre categorie individuate dalle NTC, è opportuno che gli interventi, anche non sismici, siano primariamente finalizzati alla eliminazione o riduzione significativa di carenze gravi legate ad errori di progetto e di esecuzione, a degrado, a danni, a trasformazioni, etc. per poi prevedere l'eventuale rafforzamento della struttura esistente, anche in relazione ad un mutato impegno strutturale.

Per gli interventi finalizzati alla riduzione della vulnerabilità sismica sui beni del patrimonio culturale vincolato, un opportuno riferimento è costituito dalla "Direttiva del Presidente del

Consiglio dei Ministri per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni” del 12 ottobre 2007. Tale direttiva è adottabile per le costruzioni di valenza storico-artistica, anche se non vincolate.

#### **C8.4.1. INTERVENTO DI ADEGUAMENTO**

Indipendentemente dalle problematiche strutturali specificamente trattate nelle NTC, le sopraelevazioni, nonché gli interventi che comportano un aumento del numero di piani, sono ammissibili solamente ove siano compatibili con gli strumenti urbanistici.

La valutazione della sicurezza, nel caso di intervento di adeguamento, è finalizzata a stabilire se la struttura, a seguito dell'intervento, è in grado di resistere alle combinazioni delle azioni di progetto contenute nelle NTC, con il grado di sicurezza richiesto dalle stesse. Non è, in generale, necessario il soddisfacimento delle prescrizioni sui dettagli costruttivi (per esempio armatura minima, passo delle staffe, dimensioni minime di travi e pilastri, ecc.) valide per le costruzioni nuove, purché il Progettista dimostri che siano garantite comunque le prestazioni in termini di resistenza, duttilità e deformabilità previste per i vari stati limite.

#### **C8.4.2 INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO**

La valutazione della sicurezza per un intervento di miglioramento è obbligatoria, come specificato nel § 8.3 delle NTC, ed è finalizzata a determinare l'entità massima delle azioni, considerate nelle combinazioni di progetto previste, cui la struttura può resistere con il grado di sicurezza richiesto. Nel caso di intervento di miglioramento sismico, la valutazione della sicurezza riguarderà, necessariamente, la struttura nel suo insieme, oltre che i possibili meccanismi locali.

In generale ricadono in questa categoria tutti gli interventi che, non rientrando nella categoria dell'adeguamento, fanno variare significativamente la rigidezza, la resistenza e/o la duttilità dei singoli elementi o parti strutturali e/o introducono nuovi elementi strutturali, così che il comportamento strutturale locale o globale, particolarmente rispetto alle azioni sismiche, ne sia significativamente modificato. Ovviamente la variazione dovrà avvenire in senso migliorativo, ad esempio impegnando maggiormente gli elementi più resistenti, riducendo le irregolarità in pianta e in elevazione, trasformando i meccanismi di collasso da fragili a duttili.

#### **C8.4.3 RIPARAZIONE O INTERVENTO LOCALE**

Rientrano in questa tipologia tutti gli interventi di riparazione, rafforzamento o sostituzione di singoli elementi strutturali (travi, architravi, porzioni di solaio, pilastri, pannelli murari) o parti di essi, non adeguati alla funzione strutturale che debbono svolgere, a condizione che l'intervento non cambi significativamente il comportamento globale della struttura, soprattutto ai fini della resistenza alle azioni sismiche, a causa di una variazione non trascurabile di rigidezza o di peso.

Può rientrare in questa categoria anche la sostituzione di coperture e solai, solo a condizione che ciò non comporti una variazione significativa di rigidità nel proprio piano, importante ai fini della redistribuzione di forze orizzontali, né un aumento dei carichi verticali statici.

Interventi di ripristino o rinforzo delle connessioni tra elementi strutturali diversi (ad esempio tra pareti murarie, tra pareti e travi o solai, anche attraverso l'introduzione di catene/tiranti) ricadono in questa categoria, in quanto comunque migliorano anche il comportamento globale della struttura, particolarmente rispetto alle azioni sismiche.

Infine, interventi di variazione della configurazione di un elemento strutturale, attraverso la sua sostituzione o un rafforzamento localizzato (ad esempio l'apertura di un vano in una parete muraria, accompagnata da opportuni rinforzi) possono rientrare in questa categoria solo a condizione che si dimostri che la rigidità dell'elemento variato non cambi significativamente e che la resistenza e la capacità di deformazione, anche in campo plastico, non peggiorino ai fini del comportamento rispetto alle azioni orizzontali.

## **C8.5 PROCEDURE PER LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA E LA REDAZIONE DEI PROGETTI**

### **C8.5.1 ANALISI STORICO-CRITICA**

Generalmente, quando si trattano costruzioni esistenti, può essere difficile disporre dei disegni originali di progetto necessari a ricostruirne la storia progettuale e costruttiva. Per le costruzioni, e in particolare per gli edifici a valenza culturale, storico-architettonica, è talvolta possibile, attraverso una ricerca archivistica, raccogliere una documentazione sufficientemente completa sulla loro storia edificatoria per ricostruire ed interpretare le diverse fasi edilizie.

In ogni caso, soprattutto nel caso di edifici in muratura, sia in assenza sia in presenza di documentazione parziale, prima di procedere alle indispensabili operazioni di rilievo geometrico, è opportuno svolgere delle considerazioni sullo sviluppo storico del quartiere in cui l'edificio è situato (a meno che si tratti di edifici isolati), basandosi su testi specialistici, cercando di acquisire informazioni sugli aspetti urbanistici e storici che ne hanno condizionato e guidato lo sviluppo, con particolare riferimento agli aspetti di interesse per l'edificio in esame.

La ricostruzione della storia edificatoria dell'edificio, o della costruzione più in generale, consentirà anche di verificare quanti e quali terremoti esso abbia subito in passato. Questo sorta di valutazione sperimentale della vulnerabilità sismica dell'edificio rispetto ai terremoti passati è di notevole utilità, perché consente di valutarne il funzionamento, a patto che la sua configurazione strutturale e le caratteristiche dei materiali costruttivi non siano stati, nel frattempo, modificati in maniera significativa.

Sulla base dei dati raccolti nella fase di ricerca storica, si possono trarre conclusioni di tipo operativo per la modellazione meccanica globale dell'edificio.

### **C8.5.2 RILIEVO**

Un passo fondamentale nell'acquisizione dei dati necessari a mettere a punto un modello di calcolo accurato di un edificio esistente è costituito dalle operazioni di rilievo della geometria strutturale. Il rilievo si compone di un insieme di procedure relazionate e mirate alla conoscenza della geometria esterna delle strutture e dei dettagli costruttivi. Questi ultimi possono essere occultati alla vista (ad esempio disposizione delle armature nelle strutture in c.a.) e possono richiedere rilievi a campione e valutazioni estensive per analogia. Si noti che, mentre per gli altri due aspetti che determinano il livello di conoscenza (dettagli costruttivi e proprietà dei materiali) si accettano crescenti livelli di approfondimento dell'indagine, per la geometria esterna, si richiede che il rilievo sia compiuto in maniera quanto più completa e dettagliata possibile, ai fini della definizione del modello strutturale necessario alla valutazione della sicurezza per le azioni prese in esame.

La rappresentazione dei risultati del rilievo dovrà essere effettuata attraverso piante, prospetti e sezioni, oltre che con particolari costruttivi di dettaglio.

### **C8.5.3 CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI**

Il piano delle indagini fa comunque parte sia della fase diagnostica che del progetto vero e proprio, e dovrà essere predisposto nell'ambito di un quadro generale volto a mostrare le motivazioni e gli obiettivi delle indagini stesse.

Nel caso in cui vengano effettuate prove sulla struttura, attendibili ed in numero statisticamente significativo, i valori delle resistenze meccaniche dei materiali vengono desunti da queste e prescindono dalle classi discretizzate previste nelle NTC (come ad esempio quelle del calcestruzzo di cui al § 4.1 delle NTC).

Per quanto riguarda le costruzioni in muratura, le Regioni possono definire, ad integrazione della Tabella C8B.1 in Appendice C8B, tabelle specifiche per le tipologie murarie ricorrenti sul territorio regionale.

Un aiuto, non esaustivo, ai fini della definizione delle resistenze dei materiali può ricavarsi dalle norme dell'epoca della costruzione.

### **C8.5.4 LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA**

Il problema della conoscenza della struttura e dell'introduzione dei fattori di confidenza è stato discusso in C8.2. Una guida alla stima dei fattori di confidenza da utilizzare, in relazione ai livelli di conoscenza raggiunti, è riportata in Appendice C8A.

Per le costruzioni di valenza storico-artistica potranno essere adottati i fattori di confidenza contenuti nella Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 12 ottobre 2007, utilizzandoli come in essa illustrato.

## **C8.7 VALUTAZIONE E PROGETTAZIONE IN PRESENZA DI AZIONI SISMICHE**

Con riferimento a quanto espresso in C8.3, si precisa che nel caso di combinazione di carico che includa l'azione sismica, ai fini della determinazione dell'entità massima delle azioni sismiche sopportabili dalla struttura, si considereranno i carichi permanenti effettivamente riscontrati, e quelli variabili previsti dalla norma.

### **C8.7.1 COSTRUZIONI IN MURATURA**

Nei paragrafi che seguono, che non hanno corrispettivi nelle NTC, l'attenzione è prevalentemente concentrata sugli edifici. Alcune considerazioni di carattere generale, quali quelle riportate in C8.7.1.1, C8.7.1.2, C8.7.1.3, nonché quelle relative a valutazioni sui singoli elementi strutturali degli edifici, presenti anche in altre costruzioni, possono essere ritenute valide anche per altri tipi costruttivi.

#### **C8.7.1.1 Requisiti di sicurezza**

La valutazione della sicurezza degli costruzioni esistenti in muratura richiede la verifica degli stati limite definiti al § 3.2.1 delle NTC, con le precisazioni riportate al § 8.3 delle NTC e nel seguito. In particolare si assume che il soddisfacimento della verifica allo Stato limite di salvaguardia della vita implichi anche il soddisfacimento della verifica dello Stato limite di collasso.

Per la valutazione degli edifici esistenti, oltre all'analisi sismica globale, da effettuarsi con i metodi previsti dalle norme di progetto per le nuove costruzioni (con le integrazioni specificate nel seguito), è da considerarsi anche l'analisi dei meccanismi locali.

Quando la costruzione non manifesta un chiaro comportamento d'insieme, ma piuttosto tende a reagire al sisma come un insieme di sottosistemi (meccanismi locali), la verifica su un modello globale non ha rispondenza rispetto al suo effettivo comportamento sismico. Particolarmente frequente è il caso delle grandi chiese o di edifici estesi e di geometria complessa non dotati di solai rigidi e resistenti nel piano, né di efficaci e diffusi sistemi di catene o tiranti. In tali casi la verifica globale può essere effettuata attraverso un insieme esaustivo di verifiche locali, purché la totalità delle forze sismiche sia coerentemente ripartita sui meccanismi locali considerati e si tenga correttamente conto delle forze scambiate tra i sottosistemi strutturali considerati.

**C8.7.1.2 Azione sismica**

Per lo Stato limite di salvaguardia della vita e lo Stato limite di esercizio l'azione sismica è definita al § 3.2 delle NTC, tenuto conto del periodo di riferimento definito al § 2.4 delle NTC.

Per la verifica di edifici con analisi lineare ed impiego del fattore  $q$ , il valore da utilizzare per quest'ultimo è pari a:

- $q = 2,0 \alpha_u/\alpha_1$  per edifici regolari in elevazione
- $q = 1,5 \alpha_u/\alpha_1$  negli altri casi

in cui  $\alpha_u$  e  $\alpha_1$  sono definiti al § 7.8.1.3 delle NTC. In assenza di più precise valutazioni, potrà essere assunto un rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$  pari a 1,5. La definizione di regolarità per un edificio esistente in muratura è quella indicata al § 7.2.2 delle NTC, in cui il requisito d) è sostituito da: i solai sono ben collegati alle pareti e dotati di una sufficiente rigidezza e resistenza nel loro piano.

**C8.7.1.3 Combinazione delle azioni**

Per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni valgono i criteri di cui al § 3.2.4 delle NTC. Le diverse componenti dell'azione sismica vengono combinate con i criteri riportati al § 7.3.5 delle NTC.

**C8.7.1.4 Metodi di analisi globale e criteri di verifica**

L'analisi della risposta sismica globale può essere effettuata con uno dei metodi di cui al § 7.3 delle NTC, con le precisazioni e restrizioni indicate al § 7.8.1.5. In particolare, per le costruzioni esistenti è possibile utilizzare l'analisi statica non lineare, assegnando come distribuzioni principale e secondaria, rispettivamente, la prima distribuzione del Gruppo 1 e la prima del Gruppo 2, indipendentemente della percentuale di massa partecipante sul primo modo.

Nella modellazione di edifici esistenti possono essere considerate le travi di accoppiamento in muratura, quando siano verificate tutte le seguenti condizioni:

- la trave sia sorretta da un architrave o da un arco o da una piattabanda strutturalmente efficace, che garantisca il sostegno della muratura della fascia anche nel caso in cui quest'ultima venga fessurata e danneggiata dal sisma;
- la trave sia efficacemente ammortata alle pareti che la sostengono (ovvero sia possibile confidare in una resistenza orizzontale a trazione, anche se limitata) o si possa instaurare nella trave un meccanismo resistente a puntone diagonale (ovvero sia possibile la presenza di una componente orizzontale di compressione, ad esempio per l'azione di una catena o di un elemento resistente a trazione in prossimità della trave).



Per le verifiche di sicurezza nei riguardi del comportamento sismico globale, si applica quanto prescritto ai §§ 7.8.1.6, 7.8.2 e 7.8.3 delle NTC, con le precisazioni riportate al § 8.7.1.5 delle NTC.

Nel caso in cui sia richiesta la verifica per lo Stato limite di esercizio, i valori limite di spostamento di interpiano consigliati per la verifica allo Stato limite di danno sono quelli forniti al § 7.3.7.2 delle NTC, riportati di seguito:

- per costruzioni con struttura portante in muratura ordinaria      0,003 h;
- per costruzioni con struttura portante in muratura armata      0,004 h.

I valori limite di spostamento di interpiano consigliati per la verifica Stato limite di operatività sono i 2/3 di quelli per lo Stato limite di danno.

Nella verifica allo Stato limite ultimo di salvaguardia della vita, qualora si esegua l'analisi non lineare, lo spostamento ultimo per azioni nel piano di ciascun pannello sarà assunto pari a 0,4 % dell'altezza del pannello, nel caso di rottura per taglio, e pari a 0,6%, nel caso di rottura per pressoflessione. I predetti limiti sono definiti al netto degli spostamenti dovuti ad un eventuale moto rigido del pannello (ad esempio conseguente alla rotazione della base), e si incrementano di un'aliquota fino al 100% nel caso di rottura per pressoflessione di pannelli che esibiscono un comportamento a mensola.

In presenza di edifici in aggregato, caso tipico nei centri storici, e di edifici a struttura mista, frutto di sistemi costruttivi relativamente moderni o di trasformazioni successive recenti, gli usuali metodi non sempre sono adeguati ed è opportuno seguire appropriati criteri di modellazione e di verifica. Per gli edifici a struttura mista vale quanto specificato in C8.7.3, mentre indicazioni per l'individuazione e la modellazione degli edifici in aggregato sono riportate in Appendice C8C.

#### **C8.7.1.5 Modelli di capacità per la valutazione di edifici in muratura**

##### Pareti murarie

Nel caso di analisi elastica con il fattore q (analisi lineare statica ed analisi dinamica modale con coefficiente di struttura), i valori di calcolo delle resistenze sono ottenuti dividendo i valori medi per i rispettivi fattori di confidenza e per il coefficiente parziale di sicurezza dei materiali. Nel caso di analisi non lineare, i valori di calcolo delle resistenze da utilizzare sono ottenuti dividendo i valori medi per i rispettivi fattori di confidenza.

Per gli edifici esistenti in muratura, considerata la notevole varietà delle tipologie e dei meccanismi di rottura del materiale, la resistenza a taglio di calcolo per azioni nel piano di un pannello in muratura potrà essere calcolata con un criterio di rottura per fessurazione diagonale o con un criterio di scorrimento, facendo eventualmente ricorso a formulazioni alternative rispetto a quelle adottate per opere nuove, purché di comprovata validità.

Nel caso di muratura irregolare o caratterizzata da blocchi non particolarmente resistenti, la resistenza a taglio di calcolo per azioni nel piano di un pannello in muratura potrà essere calcolata con la relazione seguente:

$$V_t = 1 \cdot t \frac{1.5\tau_{0d}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5\tau_{0d}}} = 1 \cdot t \frac{f_{td}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{td}}} \quad (8.7.1.1)$$

dove:

- $l$  è la lunghezza del pannello
- $t$  è lo spessore del pannello
- $\sigma_0$  è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione (=  $P/lt$ , con  $P$  forza assiale agente, positiva se di compressione)
- $f_{td}$  e  $\tau_{0d}$  sono, rispettivamente, i valori di calcolo della resistenza a trazione per fessurazione diagonale e della corrispondente resistenza a taglio di riferimento della muratura ( $f_t = 1.5 \tau_0$ ); nel caso in cui tale parametro sia desunto da prove di compressione diagonale, la resistenza a trazione per fessurazione diagonale  $f_t$  si assume pari al carico diagonale di rottura diviso per due volte la sezione media del pannello sperimentato valutata come  $t(l+h)/2$ , con  $t$ ,  $l$  e  $h$  rispettivamente spessore, base, altezza del pannello.
- $b$  è un coefficiente correttivo legato alla distribuzione degli sforzi sulla sezione, dipendente dalla snellezza della parete. Si può assumere  $b = h/l$ , comunque non superiore a 1,5 e non inferiore a 1, dove  $h$  è l'altezza del pannello.

### Solai

È importante che la rigidità e la resistenza di solai in ciascuna delle due direzioni sia correttamente valutata e considerata nel modello. I solai potranno essere considerati infinitamente rigidi e resistenti nel caso in cui rispettino quanto indicato al § 7.2.6 delle NTC, salvo valutazioni più accurate da parte del progettista.

#### **C8.7.1.6 Metodi di analisi dei meccanismi locali**

Negli antichi edifici in muratura sono spesso assenti sistematici elementi di collegamento tra le pareti, a livello degli orizzontamenti; ciò comporta una possibile vulnerabilità nei riguardi di meccanismi locali, che possono interessare non solo il collasso fuori dal piano di singoli pannelli

murari, ma più ampie porzioni dell'edificio (ribaltamento di intere pareti mal collegate, ribaltamento di pareti sommitali in presenza di edifici di diversa altezza, collassi parziali negli edifici d'angolo degli aggregati edilizi, etc.). È indispensabile valutare la sicurezza dell'edificio nei confronti di tali meccanismi.

Un possibile modello di riferimento per questo tipo di valutazioni è quello dell'analisi limite dell'equilibrio delle strutture murarie, considerate come corpi rigidi non resistenti a trazione; la debole resistenza a trazione della muratura porta infatti, in questi casi, ad un collasso per perdita di equilibrio, la cui valutazione non dipende in modo significativo dalla deformabilità della struttura, ma dalla sua geometria e dai vincoli. In Appendice C8D è proposto un metodo basato su tale approccio, nella forma cinematica, particolarizzato all'esecuzione di un'analisi sismica. Applicando il principio dei lavori virtuali ad ogni meccanismo prescelto, è possibile valutare la capacità sismica in termini di resistenza (analisi cinematica lineare) o di spostamento, attraverso una valutazione in spostamenti finiti (analisi cinematica non lineare).

#### **C8.7.1.7 Edifici semplici**

È consentito applicare le norme semplificate di cui al § 7.8.1.9 delle NTC, utilizzando al posto della resistenza caratteristica a compressione  $f_k$  il valore medio  $f_m$ , diviso per il fattore di confidenza. Oltre alle condizioni ivi prescritte, dopo l'eventuale intervento di adeguamento, è necessario che risulti verificato quanto segue:

- a) le pareti ortogonali siano tra loro ben collegate;
- b) i solai siano ben collegati alle pareti;
- c) tutte le aperture abbiano architravi dotate di resistenza flessionale;
- d) tutti gli elementi spingenti eventualmente presenti siano dotati di accorgimenti atti ad eliminare o equilibrare le spinte orizzontali;
- e) tutti gli elementi, anche non strutturali, ad elevata vulnerabilità siano stati eliminati;
- f) le murature non siano a sacco o a doppio paramento, ed in generale di cattiva qualità e scarsa resistenza (es. muratura in "foratoni", o con spessori chiaramente insufficienti).

#### **C8.7.1.8 Criteri per la scelta dell'intervento**

Il § 8.7.4 delle NTC illustra in generale la scelta del tipo e della tecnica dell'intervento. In Appendice C8E sono riportate disposizioni più specifiche.

Nel caso in cui nell'intervento si faccia uso di materiali compositi (FRP), ai fini delle verifiche di sicurezza degli elementi rinforzati si possono adottare le Istruzioni CNR-DT 200/2004 e ss.mm.ii.

**C8.7.1.9 Modelli di capacità per il rinforzo di edifici in muratura**

I modelli utilizzati per gli elementi rinforzati dovranno essere giustificati dal progettista. I fattori di confidenza utilizzati dovranno corrispondere ai livelli di conoscenza descritti nel presente capitolo. In particolare, valutazioni effettuate sulla sola base di dati di letteratura, senza ricorrere a verifiche sperimentali, comporterà l'utilizzo di fattori di confidenza corrispondenti ad un livello di conoscenza LC1.

**C8.7.2 COSTRUZIONI IN CEMENTO ARMATO O IN ACCIAIO**

Nei paragrafi che seguono, che non hanno corrispettivi nelle NTC, l'attenzione è prevalentemente concentrata sugli edifici. Alcune considerazioni di carattere generale, nonché quelle relative a valutazioni sui singoli elementi strutturali, possono essere estese anche ad altri tipi costruttivi. Indicazioni specifiche per i ponti esistenti sono riportate in appendice C8H.

Gli elementi che contribuiscono alla capacità sismica sono definiti primari. Differentemente dalle nuove costruzioni, alcuni elementi considerati non strutturali, ma comunque dotati di resistenza non trascurabile (come ad esempio le tamponature robuste), o anche strutturali, ma comunemente non presi in conto nei modelli (come ad esempio i travetti di solaio nel comportamento a telaio della struttura), possono essere presi in conto nelle valutazioni di sicurezza globali della costruzione, a condizione che ne sia adeguatamente verificata la loro efficacia. Gli elementi non strutturali e gli elementi strutturali secondari devono soddisfare i requisiti riportati nel § 7.2.3 delle NTC.

**C8.7.2.1 Requisiti di sicurezza**Stato Limite di Collasso

Nel caso di elementi/meccanismi duttili (v. C8.7.2.5 e C8.7.2.7) gli effetti da considerare sono quelli derivanti dall'analisi strutturale, mentre nel caso di elementi/meccanismi fragili (v. C8.7.2.5 e C8.7.2.7) gli effetti derivanti dall'analisi strutturale possono venire modificati come indicato in C8.7.2.4.

Le capacità sono definite in termini di deformazioni ultime per gli elementi/meccanismi duttili e di resistenze ultime per gli elementi/meccanismi fragili.

Questo Stato limite non può essere verificato con l'impiego del fattore  $q$ .

Stato Limite di salvaguardia della Vita

Nel caso di elementi/meccanismi duttili gli effetti da considerare sono quelli derivanti dall'analisi strutturale, mentre nel caso di elementi/meccanismi fragili gli effetti derivanti dall'analisi strutturale possono venire modificati come indicato in C8.7.2.4.

Le capacità sono definite in termini di "deformazioni di danno" per gli elementi/meccanismi duttili, come riportato in Appendice C8F, di "deformazioni ultime" e di resistenze prudenzialmente ridotte per gli elementi/meccanismi fragili.

Nel caso di verifica con l'impiego del fattore  $q$ , la resistenza degli elementi si calcola come per le situazioni non sismiche.

#### Stato Limite di esercizio

In mancanza di più specifiche valutazioni sono consigliati i valori limite di spostamento di interpiano validi per gli edifici nuovi, riportati per comodità nella C8.3 (v. § 7.3.7.2 delle NTC).

**Tabella C8.3** - Valori limite di spostamento di interpiano per la verifica dello Stato limite di esercizio di costruzioni in calcestruzzo armato o in acciaio

	Spostamento relativo $d_r$ per Stato limite di danno	Spostamento relativo $d_r$ per Stato limite di operatività
tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa	0,005 h*	2/3 di quello per Stato limite di danno
per tamponamenti progettati in modo da non subire danni a seguito di spostamenti di interpiano $d_{ip}$ , per effetto della loro deformabilità intrinseca ovvero dei collegamenti alla struttura:	$d_r < d_{ip} < 0,01 h$	

\* questo limite tamponamenti deve essere opportunamente ridotto nel caso in cui la presenza della tamponatura sia considerata nel modello. Si può in tal caso far riferimento ai limiti validi per la muratura..

#### **C8.7.2.2 Azione sismica**

L'azione sismica è definita, per i diversi stati limite, al § 3.2 delle NTC, tenuto conto del periodo di riferimento definito al § 2.4 delle NTC (v. anche C8.3).

#### **C8.7.2.3 Combinazione delle azioni**

Per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni valgono i criteri di cui al § 3.2.4 delle NTC. Le diverse componenti dell'azione sismica vengono combinate con i criteri riportati al § 7.3.5 delle NTC.

#### **C8.7.2.4 Metodi di analisi e criteri di verifica**

Gli effetti dell'azione sismica, possono essere valutati con uno dei metodi di cui al § 7.3 delle NTC, con le seguenti precisazioni.

Ai fini delle verifiche di sicurezza, gli elementi strutturali vengono distinti in "duttili" e "fragili". La classificazione degli elementi/meccanismi nelle due categorie è fornita in C8.7.2.5 per le costruzioni in c.a. e in C8.7.2.7 per le costruzioni in acciaio.

I fattori di confidenza indicati nella Tabella C8A.1 servono a un duplice scopo:

- a) per definire le resistenze dei materiali da utilizzare nelle formule di capacità degli elementi duttili e fragili; le resistenze medie, ottenute dalle prove in situ e dalle informazioni aggiuntive, sono divise per i fattori di confidenza;

b) per definire le sollecitazioni trasmesse dagli elementi duttili a quelli fragili; a tale scopo, le resistenze medie degli elementi duttili, ottenute dalle prove in situ e dalle informazioni aggiuntive, sono moltiplicate per i fattori di confidenza.

#### Analisi statica lineare con spettro elastico

L'analisi statica lineare può essere effettuata secondo due differenti modalità: nella prima lo spettro di risposta da impiegare è quello elastico di cui al § 3.2.3 delle NTC, da applicare secondo quanto esposto al § 7.3.3.2 delle NTC, con le seguenti indicazioni aggiuntive:

- indicando con  $\rho_i = D_i/C_i$  il rapporto tra il momento flettente  $D_i$  fornito dall'analisi della struttura soggetta alla combinazione di carico sismica, e il corrispondente momento resistente  $C_i$  (valutato con lo sforzo normale relativo alle condizioni di carico gravitazionali) dell' $i$ -esimo elemento primario della struttura, e con  $\rho_{\max}$  e  $\rho_{\min}$  rispettivamente i valori massimo e minimo di tutti i  $\rho_i \geq 2$  considerando tutti gli elementi primari della struttura, il rapporto  $\rho_{\max}/\rho_{\min}$  non supera il valore 2,5;
- la capacità  $C_i$  degli elementi/meccanismi fragili è maggiore della corrispondente domanda  $D_i$ , quest'ultima calcolata sulla base della resistenza degli elementi duttili adiacenti, se il  $\rho_i$  degli elementi/meccanismi fragili è maggiore di 1, oppure sulla base dei risultati dell'analisi se il  $\rho_i$  elementi/meccanismi fragili è minore di 1.

La verifica degli elementi "duttile" viene eseguita confrontando gli effetti indotti dalle azioni sismiche in termini di deformazioni con i rispettivi limiti di deformazione.

La verifica degli elementi "fragili" viene eseguita confrontando gli effetti indotti dalle azioni sismiche in termini di forze con le rispettive resistenze. Le sollecitazioni di verifica sono ottenute da condizioni di equilibrio, in base alle sollecitazioni trasmesse dagli elementi/meccanismi duttili. Queste ultime possono essere prese uguali a:

- c) il valore  $D$  ottenuto dall'analisi, se la capacità  $C$  dell'elemento duttile, valutata usando i valori medi delle proprietà dei materiali, soddisfa  $\rho = D/C \leq 1$ ;
- d) la capacità dell'elemento duttile, valutata usando i valori medi delle proprietà dei materiali moltiplicati per il fattore di confidenza, se  $\rho = D/C > 1$ , con  $D$  e  $C$  definiti in a).

Per il calcolo della capacità di elementi/meccanismi duttili o fragili si impiegano le proprietà dei materiali esistenti direttamente ottenute da prove in situ e da eventuali informazioni aggiuntive, divise per i fattori di confidenza. Per i materiali nuovi o aggiunti si impiegano le proprietà nominali.

Per il calcolo della capacità di resistenza degli elementi fragili primari, le resistenze dei materiali si dividono per i corrispondenti coefficienti parziali e per i fattori di confidenza.

#### Analisi statica lineare con fattore q

Nella seconda modalità è possibile utilizzare lo spettro di progetto, definito in § 3.2.3 delle NTC, che si ottiene dallo spettro elastico riducendone le ordinate con l'uso del fattore di struttura q, il cui valore è scelto nel campo fra 1,5 e 3,0 sulla base della regolarità nonché dei tassi di lavoro dei materiali sotto le azioni statiche. Valori superiori a quelli indicati devono essere adeguatamente giustificati con riferimento alla duttilità disponibile a livello locale e globale. In particolare, nel caso in cui il sistema strutturale resistente all'azione orizzontale sia integralmente costituito da nuovi elementi strutturali, si possono adottare i valori dei fattori di struttura validi per le nuove costruzioni, fatta salva la verifica della compatibilità degli spostamenti delle strutture esistenti.

Nel caso di uso del fattore di struttura, tutti gli elementi strutturali duttili devono soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica ridotta sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza. Tutti gli elementi strutturali "fragili" devono, invece, soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica ridotta per  $q = 1,5$  sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza.

Per il calcolo della resistenza di elementi/meccanismi duttili o fragili, si impiegano le proprietà dei materiali esistenti direttamente ottenute da prove in sito e da eventuali informazioni aggiuntive, divise per i fattori di confidenza. Per i materiali nuovi o aggiunti si impiegano le proprietà nominali.

#### Analisi dinamica modale con spettro di risposta o con fattore q

Tale metodo di analisi è applicabile secondo quanto indicato al § 7.3.3.1 delle NTC, alle medesime condizioni di cui ai punti precedenti. La prima modalità prevede che lo spettro di risposta da impiegare sia quello elastico di cui al § 3.2.3 delle NTC; la seconda che si faccia riferimento ad uno spettro di progetto, definito nel § 3.2.3 delle NTC, Per quest'ultimo valgono le precisazioni già riportate per l'analisi statica lineare con fattore q.

#### Analisi statica non lineare

Tale metodo di analisi si applica con le modalità indicate al § 7.3.4.1 delle NTC, con le limitazioni della Tabella C8A.1.

Le sollecitazioni indotte dall'azione sismica sugli elementi/meccanismi sia duttili che fragili, da utilizzare ai fini delle verifiche, sono quelle derivanti dall'analisi strutturale in cui si sono usati i valori medi delle proprietà dei materiali.

La verifica degli elementi “duttili” viene eseguita confrontando gli effetti indotti dalle azioni sismiche in termini di deformazioni con i rispettivi limiti di deformazione.

La verifica degli elementi “fragili” viene eseguita confrontando gli effetti indotti dalle azioni sismiche in termini di forze con le rispettive resistenze.

Per il calcolo della capacità di elementi/meccanismi duttili o fragili si impiegano le proprietà dei materiali esistenti direttamente ottenute da prove in sito e da eventuali informazioni aggiuntive, divise per i fattori di confidenza. Per i materiali nuovi o aggiunti si impiegano le proprietà nominali.

Per il calcolo della capacità di resistenza degli elementi fragili primari, le resistenze dei materiali si dividono per i corrispondenti coefficienti parziali e per i fattori di confidenza.

Nel caso di analisi pushover con ramo degradante e stati limite che si verificano su questo, si considera inoltre:

- nel caso di elementi duttili la domanda in termini di deformazione si calcola in corrispondenza di  $d_{max}$  per ciascuno stato limite;
- nel caso di elementi fragili la domanda in termini di taglio si può calcolare in questo modo:
  - e) dall’analisi pushover del sistema a più gradi di libertà si ricava il taglio massimo alla base  $V_{bu}$
  - f) si individua lo spostamento  $d_{cu}$  corrispondente a tale taglio
  - g) se lo spostamento  $d_{max}$  relativo ad un dato Stato limite è minore di  $d_{cu}$ , il taglio negli elementi verrà calcolato in corrispondenza di  $d_{max}$
  - h) se  $d_{max} > d_{cu}$ , il taglio negli elementi verrà calcolato in corrispondenza di  $d_{cu}$ .

#### Analisi dinamica non lineare

Tale metodo di analisi è applicabile secondo quanto indicato al § 7.3.4.2 delle NTC, alle medesime condizioni di cui al punto precedente.

#### Sintesi dei criteri di analisi e di verifica della sicurezza

La Tabella C8.4 riassume, per i casi di analisi lineari o non lineari, i valori delle proprietà dei materiali da usare nella valutazione della domanda e della capacità di elementi, nonché i criteri da seguire per le verifiche di sicurezza.



**Tabella C8.4** – Valori delle proprietà dei materiali e criteri di analisi e di verifica della sicurezza

		Modello Lineare		Modello Non Lineare	
		Domanda	Capacità	Domanda	Capacità
Tipo di elemento o meccanismo (e/m)	Duttile / Fragile	Accettazione del Modello Lineare (ML) (per il controllo dei valori di $\rho_t = D_t/C_t$ )		Dall'analisi. Usare i valori medi nel modello.	In termini di deformazione. Usare i valori medi <u>divisi</u> per il FC.
		Dall'analisi. Usare i valori medi dei moduli nel modello.	In termini di resistenza. Usare i valori medi.		
	Verifiche (se il ML è accettato)				
	Duttile	Dall'analisi.	In termini di deformazione. Usare i valori medi <u>divisi</u> per il FC.		
		Verifiche (se il ML è accettato)			
	Fragile	Se $\rho_t \leq 1$ , dall'analisi.	In termini di resistenza. Usare i valori medi <u>divisi</u> per il FC e per il coefficiente parziale.		
Se $\rho_t > 1$ , dall'equilibrio con la resistenza degli e/m duttili. Usare i valori medi <u>moltiplicati</u> per FC.					

**C8.7.2.5 Modelli di capacità per la valutazione di edifici in cemento armato**

Gli elementi ed i meccanismi resistenti sono classificati in:

- “duttili”: travi, pilastri e pareti inflesse con e senza sforzo normale;
- “fragili”: meccanismi di taglio in travi, pilastri, pareti e nodi;

In caso di pilastri soggetti a valori di sforzo normale particolarmente elevato va presa in considerazione la possibilità di comportamento fragile.

Travi, pilastri e pareti: flessione con e senza sforzo normale

La capacità deformativa è definita con riferimento alla rotazione (“rotazione rispetto alla corda”)  $\theta$  della sezione d’estremità rispetto alla congiungente quest’ultima con la sezione di momento nullo a distanza pari alla luce di taglio  $L_v = M/V$ . Tale rotazione è anche pari allo spostamento relativo delle due sezioni diviso per la luce di taglio.

*Stato limite di collasso*

La capacità di rotazione totale rispetto alla corda in condizioni di collasso  $\theta_u$  può essere valutata mediante formule di comprovata validità, come quelle riportate in C8.F.1.

*Stato limite di salvaguardia della vita*

La capacità di rotazione totale rispetto alla corda a tale Stato limite,  $\theta_{SD}$ , può essere assunta pari a 3/4 del valore ultimo  $\theta_u$ .

*Stato limite di esercizio*

La capacità di rotazione totale rispetto alla corda allo snervamento,  $\theta_y$ , può essere valutata mediante:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_v}{3} + 0,0013 \left( 1 + 1,5 \frac{h}{L_v} \right) + 0,13 \phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \quad \text{per travi e pilastri} \quad (8.7.2.1a)$$

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_v}{3} + 0,002 \left( 1 - 0,125 \frac{L_v}{h} \right) + 0,13 \phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \quad \text{per pareti} \quad (8.7.2.1b)$$

dove  $\phi_y$  è la curvatura a snervamento della sezione terminale,  $h$  l'altezza della sezione,  $d_b$  è il diametro (medio) delle barre longitudinali, ed  $f_c$  e  $f_y$  sono rispettivamente la resistenza a compressione del calcestruzzo e la resistenza a snervamento dell'acciaio longitudinale in [MPa], ottenute come media delle prove eseguite in sito e da fonti aggiuntive di informazione, divise per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto.

Travi e pilastri: taglio

La resistenza a taglio si valuta come per il caso di nuove costruzioni per situazioni non sismiche, considerando comunque un contributo del conglomerato al massimo pari a quello relativo agli elementi senza armature trasversali resistenti a taglio. Le resistenze dei materiali sono ottenute come media delle prove eseguite in sito e da fonti aggiuntive di informazione, divise per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto e per il coefficiente parziale del materiale.

Nodi trave-pilastro

La verifica di resistenza deve essere eseguita solo per i nodi non interamente confinati come definiti al § 7.4.4.3 delle NTC. Deve essere verificata sia la resistenza a trazione diagonale che quella a compressione diagonale. Per la verifica si possono adottare le seguenti espressioni:

- per la resistenza a trazione:

$$\sigma_{nt} = \left| \frac{N}{2A_g} - \sqrt{\left( \frac{N}{2A_g} \right)^2 + \left( \frac{V_n}{A_g} \right)^2} \right| \leq 0,3\sqrt{f_c} \quad (f_c \text{ in MPa}) \quad (8.7.2.2)$$

- per la resistenza a compressione:

$$\sigma_{nc} = \frac{N}{2A_g} + \sqrt{\left(\frac{N}{2A_g}\right)^2 + \left(\frac{V_n}{A_g}\right)^2} \leq 0,5f_c \quad (8.7.2.3)$$

dove N indica l'azione assiale presente nel pilastro superiore,  $V_n$  indica il taglio totale agente sul nodo, considerando sia il taglio derivante dall'azione presente nel pilastro superiore, sia quello dovuto alla sollecitazione di trazione presente nell'armatura longitudinale superiore della trave,  $A_g$  indica la sezione orizzontale del nodo. Le resistenze dei materiali sono ottenute come media delle prove eseguite in sito e da fonti aggiuntive di informazione, divise per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto e per il coefficiente parziale del materiale.

#### **C8.7.2.6 Modelli di capacità per il rinforzo di edifici in cemento armato**

Un elenco non esaustivo di interventi su elementi di calcestruzzo armato è riportato in C8G.

#### **C8.7.2.7 Modelli di capacità per la valutazione di edifici in acciaio**

##### Travi e pilastri: flessione con e senza sforzo normale

La capacità deformativa di travi e pilastri è definita con riferimento alla rotazione  $\theta$  analogamente a quanto già descritto per le strutture in c.a. (v. C8.7.2.5).

##### *Stato limite di collasso*

La capacità di rotazione totale rispetto alla corda in condizioni di collasso  $\theta_u$  può essere valutata mediante formule di comprovata validità, come ad esempio riportato in C8F.2.

##### *Stato limite di salvaguardia della vita*

La capacità di rotazione totale rispetto alla corda a tale Stato limite,  $\theta_{SD}$ , può essere assunta pari a 3/4 del valore ultimo  $\theta_u$ .

##### *Stato limite di esercizio*

Per il controllo di tale Stato limite, la capacità di rotazione rispetto alla corda allo snervamento,  $\theta_y$ , può essere valutata mediante:

$$\theta_y = \frac{M_{e,Rd}L_V}{2EI} \quad (8.7.2.4)$$

dove i simboli sono definiti in C8F.2.

##### Travi e pilastri: taglio

La resistenza a taglio  $V_R$  si valuta come per il caso di nuove costruzioni per situazioni non sismiche.

### Collegamenti

Si applica quanto prescritto per gli edifici di nuova costruzione.

#### **C8.7.3 EDIFICI MISTI**

Gli edifici a struttura mista sono molto presenti nel panorama degli edifici esistenti, L'interpretazione del loro comportamento e la relativa modellazione è in generale più complicata di quella degli edifici con struttura di caratteristiche omogenee, a causa delle interazioni tra i diversi comportamenti dei materiali costitutivi degli elementi strutturali. La chiamata in causa dei comportamenti in campo non lineare implica interazioni non gestibili attraverso modelli e metodi semplificati, a meno di non trascurare completamente il contributo alla capacità resistente sismica di un'intera categoria di elementi dello stesso materiale, assunti come elementi secondari. Tale operazione, peraltro, è ammissibile solo a condizione che le interazioni degli elementi trascurati siano favorevoli al comportamento sismico della struttura mista.

#### **C8.7.4 CRITERI E TIPI D'INTERVENTO**

L'elencazione degli interventi di carattere generale riportata nelle NTC stabilisce anche un criterio di priorità, che tipicamente garantisce un rapporto ottimale costi/benefici nel progetto dell'intervento.

Indicazioni aggiuntive per le verifiche e gli interventi sugli impianti sono contenute in C8I.

#### **C8.7.5 PROGETTO DELL'INTERVENTO**

L'elencazione delle operazioni progettuali riportata nelle NTC corrisponde, evidentemente, anche alle successive fasi del processo progettuale, fermo restando che cicli iterativi, comprendenti anche un eventuale approfondimento delle fasi conoscitive della costruzione, possano condurre ad un'ottimizzazione del progetto. Tali operazioni dovranno essere adeguatamente documentate negli elaborati di progetto.

## **C9. COLLAUDO STATICO**

### **C9.1 PRESCRIZIONI GENERALI**

Il Cap.9 delle NTC detta disposizioni minime per l'esecuzione del collaudo statico, atto a verificare il comportamento e le prestazioni delle parti di opera che svolgono funzione portante e che interessano la sicurezza dell'opera stessa e, conseguentemente, la pubblica incolumità.

Le finalità del collaudo statico previsto dal T.U. dell'Edilizia (D.P.R. 380/2001), che ne regola le procedure per le sole strutture in cemento armato normale e precompresso e metalliche, vengono estese a tutte le parti strutturali delle opere, indipendentemente dal sistema costruttivo adottato e dal materiale impiegato.

In ogni caso il certificato di collaudo statico delle strutture di un'opera é un documento autonomo che, comunque, fa parte integrante o del collaudo generale tecnico-amministrativo dell'intera opera, quando previsto.

Il Committente o il Costruttore, nel caso in cui quest'ultimo esegua in proprio la costruzione, possono richiedere al Collaudatore statico l'esecuzione di collaudi statici parziali in corso d'opera, qualora siano motivati da difficoltà tecniche e da complessità esecutive dell'opera, salvo quanto previsto da specifiche disposizioni in materia.

Per consentire l'utilizzazione ovvero l'esercizio delle costruzioni disciplinate dalle NTC é necessario in ogni caso il preventivo rilascio del certificato di collaudo statico, contenente la dichiarazione di collaudabilità delle relative opere strutturali, da parte del Collaudatore.

Il collaudo statico comprende i seguenti adempimenti:

- tecnici: volti alla formazione del giudizio del Collaudatore sulla sicurezza e stabilità dell'opera nel suo complesso, includendo il volume significativo del terreno, le strutture di fondazione e gli elementi strutturali in elevazione, nonché sulla rispondenza ai requisiti prestazionali indicati in progetto con particolare riferimento alla vita nominale, alle classi d'uso, ai periodi di riferimento e alle azioni sulle costruzioni;
- amministrativi: volti ad accertare l'avvenuto rispetto delle prescrizioni tecniche necessarie ad assicurare la pubblica incolumità e delle procedure previste dalle normative vigenti in materia di strutture.

Il Collaudatore statico é tenuto, quindi, a verificare la correttezza delle prescrizioni formali della progettazione strutturale in conformità delle NTC e, quando ne ricorra la circostanza, anche il rispetto degli artt. 58 e 65 del D.P.R. n. 380/2001.

Egli è, inoltre, tenuto ad effettuare:

- a) *un'ispezione generale dell'opera*, nelle varie fasi costruttive degli elementi strutturali dell'opera con specifico riguardo alle strutture più significative, da mettere a confronto con i progetti esecutivi strutturali, di cui al Cap.10 delle NTC e Cap.C10 della presente Circolare, conservati presso il cantiere, attraverso un processo ricognitivo alla presenza del Direttore dei lavori e del Costruttore;
- b) *un esame dei certificati relativi alle prove sui materiali*, comprensivo dell'accertamento del numero dei prelievi effettuati e della relativa conformità alle NTC, nonché del controllo sulla rispondenza tra i risultati del calcolo ed i criteri di accettazione fissati dalle norme anzidette, in particolare di quelle del Cap.11 delle NTC e di cui al Cap C11 della presente Circolare, prevedendo, eventualmente, l'esecuzione di prove complementari, come previsto al § 11.2 delle NTC;
- c) *un esame dei certificati relativi ai controlli sulle armature in acciaio (per cemento armato normale e precompresso)* e più in generale dei certificati di cui ai controlli in stabilimento e nel ciclo produttivo, previsti al Cap.11 delle NTC e C11 della presente Circolare;
- d) *un esame dei verbali delle prove di carico eventualmente fatte eseguire dal direttore dei lavori, in particolare quelle sui pali di fondazione, che devono risultare conformi alle NTC;*
- e) *un esame dell'impostazione generale della progettazione dell'opera, degli schemi di calcolo utilizzati e delle azioni considerate*, nonché delle indagini eseguite nelle fasi di progettazione e costruzione in conformità delle vigenti norme;
- f) *un esame della relazione a struttura ultimata* del Direttore dei lavori prescritta per le strutture regolate dal D.P.R. n. 380/2001
- g) nel caso in cui l'opera sia eseguita in procedura di garanzia di qualità, *la convalida dei documenti di controllo qualità ed il registro delle non-conformità*. Qualora vi siano non conformità irrisolte, il Collaudatore statico deve interrompere le operazioni e non può concludere il collaudo statico. Tale circostanza dovrà essere comunicata dal Collaudatore statico, senza alcun indugio, al Responsabile di gestione del Sistema Qualità, al Committente, al Costruttore, al Direttore dei lavori, per l'adozione dei provvedimenti di competenza, finalizzati all'adozione di azioni correttive o preventive sul Sistema Qualità ai fini della correzione o prevenzione delle non conformità, secondo le procedure stabilite nel manuale di gestione del Sistema Qualità;

h) nel caso di strutture dotate di dispositivi di isolamento sismico e/o di dissipazione *l'acquisizione dei documenti di origine, forniti dal produttore e dei certificati* relativi:

- alle prove sui materiali;
- alla qualificazione dei dispositivi utilizzati;
- alle prove di accettazione in cantiere disposte dal direttore dei lavori. In tal caso é fondamentale il controllo della posa in opera dei dispositivi, del rispetto delle tolleranze e delle modalità di posa prescritte in fase di progetto.

Il Collaudatore statico ha facoltà di disporre l'esecuzione di speciali prove per la caratterizzazione dinamica del sistema di isolamento, atte a verificare il comportamento della costruzione nei riguardi delle azioni di tipo sismico.

i) *Ulteriori accertamenti, studi, indagini, sperimentazioni e ricerche utili* per la formazione di un serio convincimento sulla sicurezza, durabilità e collaudabilità dell'opera, a discrezione del Collaudatore statico, al pari della richiesta di documentazioni integrative di progetto.

In particolare il Collaudatore statico potrà effettuare:

- *prove di carico*;

- *prove sui materiali messi in opera*, anche mediante metodi non distruttivi, svolte ed interpretate secondo le specifiche norme afferenti a ciascun materiale previsto nelle vigenti NTC;

- *monitoraggio programmato* di grandezze significative del comportamento dell'opera da proseguire, eventualmente, anche dopo il collaudo della stessa.

A conclusione delle operazioni di collaudo il Collaudatore statico rilascia il certificato di collaudo statico. Esso conterrà una relazione sul progetto strutturale e sui documenti esaminati e sulle eventuali attività integrative svolte, i verbali delle visite effettuate con la descrizione delle operazioni svolte, il giudizio sulla collaudabilità o non collaudabilità delle strutture e della loro ispezionabilità ai fini della manutenzione, con riferimento all'intero periodo della loro vita utile.

Per le costruzioni esistenti si applicano i criteri di collaudo statico relativi alle nuove opere, salvo quanto aggiunto, desumibile e/o diversamente indicato nel Cap.8 delle NTC e nel Cap.C8 della presente Circolare.

## C 9.2 PROVE DI CARICO

Le prove di carico, ove ritenute necessarie dal Collaudatore statico, hanno la finalità di identificare la corrispondenza fra comportamento teorico e sperimentale. I materiali degli elementi sottoposti a prove devono aver raggiunto le resistenze previste per il loro funzionamento finale in esercizio.

Il programma delle prove, predisposto dal Collaudatore statico, con l'indicazione delle procedure di carico e delle prestazioni attese (deformazioni, livelli tensionali, reazione dei vincoli, ecc.) va sottoposto al Direttore dei lavori per l'attuazione e reso noto al Progettista perchè ne convalidi la compatibilità con il progetto strutturale ed al Costruttore per accettazione.

Nel caso di mancata convalida da parte del Progettista o di non accettazione da parte del Costruttore, il Collaudatore statico, con relazione motivata, potrà chiederne l'esecuzione al Direttore dei Lavori, ovvero dichiarare l'opera non collaudabile.

Le prove di carico devono essere svolte con le modalità indicate dal Collaudatore statico che ne assume la responsabilità mentre la loro materiale attuazione è affidata al Direttore dei lavori, che ne assume la responsabilità.

Nelle prove si terrà conto di quanto indicato nel Cap.4 delle NTC per i vari materiali. Per i ponti si terrà conto, inoltre, di quanto prescritto ai §§ 5.1 e 5.2 delle NTC ed ai corrispondenti paragrafi della presente Circolare, rispettivamente per i ponti stradali e per quelli ferroviari.

Le prove di carico sono prove di comportamento delle opere sotto le azioni di esercizio, tali da indurre le sollecitazioni massime di esercizio per combinazioni caratteristiche (rare).

In relazione al tipo di struttura ed alla natura dei carichi le prove possono essere convenientemente protratte nel tempo, ovvero ripetute in più cicli.

Il giudizio sull'esito delle prove è responsabilità del Collaudatore statico. Esse vanno condotte effettuando i seguenti accertamenti durante il loro svolgimento:

- le deformazioni si accrescano all'incirca proporzionalmente ai carichi;
- non si siano prodotte fratture, fessurazioni, deformazioni o dissesti che compromettano la sicurezza o la conservazione dell'opera;
- la deformazione residua dopo la prima applicazione del carico massimo non superi una quota parte di quella totale commisurata ai prevedibili assestamenti iniziali di tipo anelastico della struttura oggetto della prova. Nel caso invece che tale limite venga superato, prove di carico successive devono indicare che la struttura tenda ad un comportamento elastico;
- la deformazione elastica risulti non maggiore di quella calcolata.



Il Collaudatore statico dovrà a priori stabilire un congruo numero statistico di prove ovvero di cicli di prova a seconda del componente o della struttura da collaudare. Nel caso che l'opera preveda diversi componenti strutturali, le prove dovranno essere ripetute per ogni tipologia di componente.

Le prove statiche, a giudizio del Collaudatore ed in relazione all'importanza dell'opera, possono essere integrate con prove dinamiche che consentano di giudicare il comportamento dell'opera attraverso la risposta dinamica della struttura, nonché integrate con prove a rottura su elementi strutturali.

Con riferimento alle prove di verifica su pali, possono essere eseguite prove di carico dinamiche purché i relativi risultati siano tarati con quelli derivanti da prove statiche e siano effettuati controlli non distruttivi su almeno il 15% dei pali.

#### **C9.2.1 STRUTTURE PREFABBRICATE**

In presenza di strutture prefabbricate poste in opera, fermo restando quanto sopra specificato, vanno eseguiti controlli atti a verificare la rispondenza dell'opera ai requisiti di progetto. È inoltre fondamentale il preventivo controllo della posa degli elementi prefabbricati e del rispetto del progetto nelle tolleranze e nelle disposizioni delle armature e dei giunti, nonché nella verifica dei dispositivi di vincolo.

Il giudizio del Collaudatore statico sulla sicurezza dell'opera dovrà essere riferito sia al componente strutturale prefabbricato in calcestruzzo armato, normale o precompresso, singolo, nelle fasi transitorie di formatura, movimentazione, stoccaggio, trasporto e montaggio, sia come elemento di un più complesso organismo strutturale una volta installato in opera.

#### **C9.2.2 PONTI STRADALI**

Le prove sui ponti stradali devono essere eseguite sulla base di un piano dettagliato predisposto dal Collaudatore statico con riferimento ai calcoli strutturali ed ai loro risultati.

Oltre a quanto specificato nel precedente § C9.2, il Collaudatore statico controllerà che le deformazioni sotto i carichi di prova, in termini di abbassamenti, rotazioni ecc, siano comparabili con quelle previste in progetto e che le eventuali deformazioni residue dopo il primo ciclo di carico, determinate come indicato più sopra, non risultino superiori al 15% di quelle massime misurate, ovvero successive prove di carico dimostrino che le deformazioni residue tendano ad esaurirsi.

Per i ponti a campata multipla, la prova di carico va eseguita, secondo le modalità precisate al § C9.2, interessando almeno 1/5 del numero complessivo di campate, arrotondato all'unità superiore.

Per le opere di significativa rilevanza, le prove statiche andranno integrate con prove dinamiche che misurino la rispondenza del ponte all'eccitazione dinamica, controllando che il periodo fondamentale sperimentale sia confrontabile con quello previsto in progetto.

### **C9.2.3 PONTI FERROVIARI**

Le prove sui ponti ferroviari vanno eseguite sulla base di un piano dettagliato predisposto dal Collaudatore statico con riferimento ai calcoli strutturali ed ai loro esiti.

Oltre a quanto specificato al precedente § C9.2, le prove di carico vanno effettuate adottando carichi che inducano, di norma, le sollecitazioni di progetto dovute ai carichi mobili verticali nello stato limite di esercizio, in considerazione della disponibilità di mezzi ferroviari ordinari e/o speciali, controllando che le deformazioni residue dopo il primo ciclo di carico, determinate come indicato più sopra, non risultino superiori al 15% di quelle massime misurate, ovvero successive prove di carico dimostrino che le deformazioni residue tendano ad esaurirsi.

Per i ponti a campata multipla, la prova di carico va eseguita, secondo le modalità precisate al § C9.2, interessando almeno 1/5 del numero complessivo di campate, arrotondato all'unità superiore.

Per le opere di significativa rilevanza, le prove statiche andranno integrate con prove dinamiche che misurino la rispondenza del ponte all'eccitazione dinamica, controllando che il periodo fondamentale sperimentale sia confrontabile con quello previsto in progetto.

### **C9.2.4 PONTI STRADALI E FERROVIARI CON ISOLAMENTO E/O DISSIPAZIONE**

Il collaudo statico deve essere effettuato in corso d'opera; al riguardo si segnala che di fondamentale importanza è il controllo della posa in opera dei dispositivi, nel rispetto delle tolleranze e delle modalità di posa prescritte dal progetto, nonché la verifica della completa separazione tra sottostruttura e sovrastruttura e tra quest'ultima ed altre strutture adiacenti, con il rigoroso rispetto delle distanze di separazione previste in progetto. Il Collaudatore può disporre l'esecuzione di speciali prove per la caratterizzazione dinamica del sistema di isolamento atte a verificare, nei riguardi di azioni di tipo sismico, che le caratteristiche della costruzione corrispondano a quelle attese.

## **C10. REDAZIONE DEI PROGETTI STRUTTURALI ESECUTIVI E DELLE RELAZIONI DI CALCOLO**

Le norme di cui al Cap.10, disciplinando la redazione dei progetti esecutivi delle strutture, contengono anche criteri guida per il loro esame ed approvazione da parte degli Uffici preposti nonché criteri per la loro verifica e validazione.

Per la progettazione geotecnica e per le costruzioni esistenti si applicano i criteri di redazioni della progettazione strutturale di cui al Cap.10 delle NTC, salvo quanto aggiunto e/o diversamente indicato rispettivamente nei Cap.6 e 8 delle NTC e nei Cap.C6 e C8 della presente Circolare.

Per la redazione dei progetti degli interventi strutturali relativi a complessi architettonici di valore artistico o storico si farà riferimento alle specifiche disposizioni di legge e regolamentari del settore e, per quanto compatibile, alle NTC ed alla presente Circolare.

### **C10.1 CARATTERISTICHE GENERALI**

La disciplina dei contenuti della progettazione esecutiva strutturale che riguarda, essenzialmente, la redazione della relazione di calcolo e di quelle specialistiche annesse (geologica, geotecnica, sismica ecc.), degli elaborati grafici e dei particolari costruttivi nonché del piano di manutenzione delle strutture, salvo diverse disposizioni normative di settore, trova riferimento:

- nel T.U. dell'edilizia D.P.R. n. 380/2001 di cui vanno osservate modalità e procedure;
- nel Codice dei contratti pubblici di lavori, servizi e forniture, di cui al D.Lgs n. 163/2006;
- nel Regolamento di attuazione del sopra citato Codice

in ogni caso con la finalità di *“assicurare la perfetta stabilità e sicurezza delle strutture e di evitare qualsiasi pericolo per la pubblica incolumità”* (D.P.R. 380/2001 art. 64) ed *“in modo da escludere la necessità di variazioni in corso di esecuzione”*.

Il progetto strutturale, tenuto conto dei precedenti riferimenti legislativi, nonché delle NTC (§ 10.1) va informato a caratteri di chiarezza espositiva di completezza nei contenuti, che definiscano compiutamente l'intervento da realizzare - restando esclusi soltanto i piani operativi di cantiere, i piani di approvvigionamento, nonché i calcoli e i grafici relativi alle opere provvisorie - attraverso i seguenti elaborati:

- 1) Relazione di calcolo strutturale, comprensiva di una descrizione generale dell'opera e dei criteri generali di analisi e di verifica.
- 2) Relazione sui materiali.

- 3) Elaborati grafici, particolari costruttivi.
- 4) piano di manutenzione della struttura dell'opera.
- 5) Relazioni specialistiche sui risultati sperimentali corrispondenti alle indagini ritenute necessarie alla progettazione dell'opera e sui rilievi topografici.

La progettazione esecutiva delle strutture è effettuata unitamente alla progettazione esecutiva delle opere civili al fine di prevedere ingombri, passaggi, cavedi, sedi, attraversamenti e simili e di ottimizzare le fasi di realizzazione.

I calcoli esecutivi delle strutture, nell'osservanza delle normative vigenti, possono essere redatti anche mediante utilizzo di programmi informatici contenendo, in ogni caso, la definizione e il dimensionamento delle strutture stesse in ogni loro aspetto generale e particolare, in modo da escludere la necessità di variazioni in corso di esecuzione.

#### 1.1) la relazione di calcolo strutturale

La relazione di calcolo strutturale comprende:

- la relazione generale illustrativa dell'opera, del suo uso, della sua funzione nonché dei criteri normativi di sicurezza specifici della tipologia della costruzione con i quali la struttura progettata deve risultare compatibile. Essa contiene una descrizione dell'opera, con la definizione delle caratteristiche della costruzione (localizzazione, destinazione e tipologia, dimensioni principali) e delle interferenze con il territorio circostante, in particolare con le costruzioni esistenti; le caratteristiche ed il rilievo topografico del sito ove l'opera viene realizzata o del sito sul quale ricade l'opera esistente sulla quale si interviene;
- le normative prese a riferimento;
- la descrizione del modello strutturale, correlato con quello geotecnico, ed i criteri generali di analisi e verifica;
- la valutazione della sicurezza e delle prestazioni della struttura o di una sua parte in relazione agli stati limite che si possono verificare, in particolare nelle zone sismiche, tenendo presente che va sempre garantito, per ogni opera, nuova od esistente, il livello di sicurezza previsto dalle NTC in relazione alla vita nominale, alla classe d'uso, al periodo di riferimento, alle azioni compreso quelle sismiche e quelle eccezionali ed alle loro combinazioni, per ogni tipo di struttura: c.a., c.a.p., acciaio, composta acciaio-calcestruzzo, legno, muratura, altri materiali, con riferimento agli specifici capitoli delle N.T.C., sia per le nuove opere che per quelle esistenti;
- la presentazione e la sintesi dei risultati in conformità al successivo § C10.2/e;

### 2.1) relazione sui materiali

I materiali ed i prodotti per uso strutturale delle opere soggette al rispetto delle NTC devono corrispondere alle specifiche di progetto che provvedono alla loro identificazione e qualificazione con riferimento alle prescrizioni contenute nel Cap.11 delle NTC.

I materiali ed i prodotti di cui é prevista in progetto l'utilizzazione, devono essere altresì sottoposti alle procedure ed alle prove sperimentali di accettazione, prescritte nelle NTC. Esse devono essere dettagliatamente richiamate nella relazione sui materiali.

Attraverso una opportuna scelta dei materiali e un opportuno dimensionamento delle strutture, comprese le eventuali misure di protezione e manutenzione, sin dal progetto ne va garantita la durabilità, definita come conservazione delle caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali e delle strutture, essenziale affinché i livelli di sicurezza vengano mantenuti durante tutta la vita dell'opera, indicandone gli accorgimenti adottati.

### 3.1) gli elaborati grafici

Gli elaborati grafici del progetto strutturale comprendono:

- tutti i disegni che definiscono il progetto architettonico e d'insieme (planimetrie, piante, sezioni delle opere e del terreno con la sua sistemazione, prospetti, ecc.) sui quali va resa evidente l'esatta posizione delle strutture e del loro ingombro nonché degli interventi previsti su di esse nel caso di costruzioni esistenti, a tutti i livelli compreso le fondazioni rispetto al terreno ed al fine di poterne verificare la compatibilità con i criteri normativi specifici di sicurezza della tipologia dell'opera, compreso gli impianti previsti, nonché con l'uso e con la funzionalità dell'opera stessa;
- la rappresentazione degli elementi predisposti per la ispezione e manutenzione delle strutture;
- tutti i disegni in fondazione ed in elevazione, in scala adeguata, accuratamente quotati della carpenteria delle strutture (piante e sezioni) e degli interventi sulle strutture esistenti, con la precisa indicazione della foronomia prevista per cavedi e passaggio di impianti ed apparecchiature, nonché delle armature metalliche e dei cavi, del loro sviluppo con la esatta indicazione dei profili, dei tracciati, delle sezioni e di ogni elemento d'identificazione, nonché del copriferro, dell'interferro e dei distanziatori.

In particolare, gli elaborati grafici di insieme (carpenterie, profili e sezioni) da redigere in scala non inferiore ad 1:50, e gli elaborati grafici di dettaglio da redigere in scala non inferiore ad 1:10, conterranno fra l'altro:

- per le strutture in cemento armato o in cemento armato precompresso: i tracciati dei ferri di armatura con l'indicazione delle sezioni e delle misure parziali e complessive, nonché i tracciati delle armature per la precompressione;
- per le strutture metalliche o lignee: tutti i profili e i particolari relativi ai collegamenti, completi nella forma e spessore delle piastre, del numero e posizione di chiodi e bulloni, dello spessore, tipo, posizione e lunghezza delle saldature;
- per le strutture murarie, tutti gli elementi tipologici e dimensionali atti a consentire l'esecuzione.

Nelle strutture che si identificano con l'intero intervento, quali ponti, viadotti, pontili di attracco, opere di sostegno delle terre e simili, il progetto esecutivo deve essere completo di particolari esecutivi di tutte le opere integrative.

Su ogni tavola vanno indicati la classe e le caratteristiche del calcestruzzo, il tipo di acciaio o di ogni altro metallo, la tipologia dei solai e le caratteristiche del legno e di ogni materiale e prodotto da impiegarsi.

I particolari costruttivi vanno definiti, numerati ed indicati sugli elaborati grafici del progetto strutturale.

### 3.2) i particolari costruttivi

I particolari costruttivi, debitamente numerati ed ubicati come sopra, accuratamente quotati, vanno progettati in conformità alle indicazioni delle NTC per ogni tipologia di struttura e di intervento sulle nuove e sulle costruzioni esistenti. Essi devono essere illustrativi di ogni tipo di sezione e di nodo con le posizioni ed i percorsi reciproci delle armature provenienti da qualsiasi direzione, delle giunzioni degli elementi di carpenteria metallica, dei dispositivi di ancoraggio dei cavi di precompressione, degli apparecchi e dei dispositivi di ogni tipo (appoggi, respingenti, isolatori, ecc.), dei solai, nonché dell'ancoraggio alla struttura degli elementi predisposti per la ispezione e manutenzione delle strutture ed inoltre dei prodotti, in particolare prefabbricati da impiegarsi, nonché il dettaglio della carpenteria di fori da predisporre per il passaggio di impianti di apparecchi ecc. con le relative armature metalliche.

#### 4.1) il piano di manutenzione delle strutture

Il piano di manutenzione delle strutture é il documento complementare al progetto strutturale che ne prevede, pianifica e programma, tenendo conto degli elaborati progettuali esecutivi dell'intera opera, l'attività di manutenzione dell'intervento al fine di mantenerne nel tempo la funzionalità, le caratteristiche di qualità, l'efficienza ed il valore economico.

Il piano di manutenzione delle strutture – coordinato con quello generale della costruzione - costituisce parte essenziale della progettazione strutturale. Esso va corredato, in ogni caso, del manuale d'uso, del manuale di manutenzione e del programma di manutenzione delle strutture.

#### 5.1) relazioni specialistiche

Sono previste le seguenti relazioni specialistiche:

- 1) la relazione geologica sulle indagini, caratterizzazione e modellazione geologica del sito ( § 6.2.1 delle NTC e § C 6.2.1 della presente Circolare);
- 2) la relazione geotecnica sulle indagini, caratterizzazione e modellazione del volume significativo di terreno (§ 6.2.2 delle NTC e § C 6.2.2 della presente Circolare);
- 3) la relazione sulla modellazione sismica concernente la “*pericolosità sismica di base*” del sito di costruzione (§ 3.2 delle NTC e § C3.2 della presente Circolare).

### **C10.2 ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L'AUSILIO DI CODICI DI CALCOLO**

Con il § 10.2 delle NTC viene colmato un vuoto normativo, durato troppo a lungo, relativo all'analisi strutturale condotta con l'ausilio di programmi di calcolo, affidando al progettista delle strutture il compito e la responsabilità di comprovare la validità dei risultati dei calcoli e delle verifiche attraverso:

- la verifica dell'attendibilità dei risultati ottenuti;
- la presentazione dei risultati che ne garantiscano la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità.

La relazione di calcolo, a tal fine, comprende, senza ambiguità ed in modo esaustivo, le configurazioni studiate e fornisce le seguenti indicazioni:

- a) tipo di analisi svolta
  - a.1) statica, dinamica, lineare, non lineare;
  - a.2) il metodo adottato per la risoluzione del problema strutturale;
  - a.3) le metodologie seguite per le verifiche o per il progetto-verifica delle sezioni;
  - a.4) le combinazioni di carico adottate;

b) informazioni sull'origine, le caratteristiche e la validazione dei codici di calcolo

b.1) titolo, autore, produttore, distributore, versione, estremi della licenza o di altro titolo d'uso;

b.2) documentazione fornita dal produttore o dal distributore a corredo del programma:

- una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati;
- l'individuazione dei campi d'impiego;
- i casi di prova interamente risolti e commentati con files di input che consentano la riproduzione dell'elaborazione.

c) affidabilità e validazione dei codici utilizzati attraverso

c.1) l'esame preliminare, condotto dal progettista delle strutture, di valutazione dell'affidabilità e soprattutto dell'idoneità del programma nel caso specifico di applicazione;

c.2) l'esame della documentazione fornita dal produttore o dal distributore sulle modalità e procedure seguite per la validazione del programma.

d) la validazione indipendente del calcolo

Nel caso di opere di particolare importanza, ritenute tali dal Committente, questi assumerà ogni onere dell'effettuazione di un controllo incrociato sui risultati delle calcolazioni

- attraverso la ripetizione dei calcoli da parte di un soggetto qualificato, prescelto dal Committente, diverso dal progettista originario delle strutture, eseguita mediante l'impiego di programmi di calcolo diversi da quelli impiegati originariamente;
- mediante l'impiego, da parte del progettista e/o del soggetto validatore, di programmi che possiedano i requisiti richiesti dalle NTC diversi da quelli impiegati originariamente, che consentano la impostazione, la lettura e l'analisi del modello al loro interno, possibilmente attraverso file di trasferimento.

e) modalità di presentazione dei risultati

I risultati costituiscono una sintesi completa ed efficace, presentata in modo da riassumere il comportamento della struttura, per ogni tipo di analisi svolta.

I valori numerici di ogni elaborazione, preceduta dall'indicazione della convenzione sui segni e delle unità di misura, vanno sintetizzati mediante disegni, schemi grafici rappresentativi almeno delle parti più sollecitate della struttura, delle configurazioni delle deformate, la rappresentazione grafica delle principali caratteristiche di sollecitazione, delle componenti



---

degli sforzi, nonché dei diagrammi di involuppo associati alle combinazioni di carichi considerate, degli schemi grafici con la rappresentazione delle azioni applicate e delle corrispondenti reazioni vincolari.

Al fine delle verifiche della misura della sicurezza, di tali grandezze e del comportamento complessivo della struttura, come rappresentato, vanno chiaramente evidenziati i valori numerici necessari nei punti e nelle sezioni significative della struttura stessa.

f) informazioni generali sull'elaborazione

Le informazioni sull'elaborazione dei calcoli concernono

- il confronto dei risultati delle elaborazioni con quelli ottenuti mediante calcoli anche di larga massima, eseguiti con metodi tradizionali;
- quando specificatamente richiesto dal Committente, il confronto, da effettuarsi da parte del progettista, mediante l'impiego contemporaneo di differenti programmi aventi i requisiti stabiliti dalle NTC;
- la valutazione della consistenza delle scelte operate in sede di schematizzazione e modellazione della struttura e delle azioni, anche a seguito delle risultane dell'analisi condotta su modello fisico della struttura.

## C.11 MATERIALI E PRODOTTI PER USO STRUTTURALE

Il Cap.11 delle NTC tratta fundamentalmente le procedure di qualificazione e di accettazione in cantiere dei materiali e prodotti per uso strutturale, con una formulazione finalizzata, fra l'altro, a definire con chiarezza i compiti assegnati ai vari soggetti del processo (progettista, direttore dei lavori, produttore, etc).

Sono confermati i principi generali secondo cui tutti i materiali e prodotti per uso strutturale devono essere identificati, qualificati ed accettati.

Ciò consente la chiara identificazione del prodotto e delle sue caratteristiche tecniche, rendendo possibile ai soggetti preposti alla vigilanza ed al controllo la valutazione dell'idoneità del prodotto all'uso previsto.

Al riguardo si ritiene opportuno, preliminarmente, evidenziare quanto segue:

1. la Norma Tecnica è indirizzata alle distinte fasi di progettazione, posa/installazione, collaudo e manutenzione delle "Opere" ed in particolare degli elementi (*strutturali*) che prioritariamente assicurano e/o contribuiscono alla sicurezza strutturale delle opere stesse, anche in concomitanza ad eventi eccezionali di origine naturale od accidentale. I richiami ad altre fasi del processo di costruzione, particolarmente a quelle che sono accomunabili in un esteso concetto di produzione (in fabbrica, a pie' d'opera, di cantiere e/o di trasformazione), che concernono l'immissione sul mercato di prodotti e/o sistemi da incorporare nelle suddette opere, costituiscono un necessario complemento, anche allo scopo di meglio definire le responsabilità che sono proprie delle figure professionali direttamente operanti nell'ambito della Norma.
2. assunto che il termine "*prodotto*" (come definito nella Direttiva 89/106/CEE, recepita in Italia con il DPR 246/93 e s.m.i.) ha un significato estensivo che spazia dal materiale al sistema e al kit e che si configura come "*Prodotto da Costruzione*" qualsiasi prodotto fabbricato al fine di essere permanentemente incorporato in un'Opera, si intende per "*Prodotto per uso strutturale*" qualsiasi materiale o prodotto che consente ad un'Opera ove questo è incorporato di soddisfare il requisito essenziale n.1 "*Resistenza meccanica e stabilità*".

In sintesi, dunque, la discriminante che consente di identificare "materiali e prodotti per uso strutturale" è la "destinazione d'uso", che si intende prioritariamente strutturale.

### C11.1 GENERALITÀ

Per quanto riguarda le modalità di qualificazione ed identificazione dei materiali, viene opportunamente specificato quali siano i possibili casi di riferimento:

- A) materiali e prodotti per uso strutturale per i quali sia disponibile una norma europea armonizzata;
- B) materiali e prodotti per uso strutturale per i quali sia prevista la qualificazione con le modalità e le procedure indicate nelle presenti norme;
- C) materiali e prodotti per uso strutturale innovativi o comunque non citati nel presente capitolo, per i quali il produttore potrà pervenire alla Marcatura CE in conformità a Benestare Tecnici Europei (ETA), ovvero, in alternativa, dovrà essere in possesso di un Certificato di Idoneità Tecnica all'Impiego rilasciato dal Servizio Tecnico Centrale sulla base di Linee Guida approvate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Circa i concetti sopraesposti, è bene riportare alcuni chiarimenti riguardo ai termini utilizzati.

*“Produttore”*

E' colui che immette un determinato prodotto sul mercato, per un determinato impiego, assumendosene le relative responsabilità (di conformità, ecc.).

*“Norma europea armonizzata”*

Costituisce il documento di cui al Cap.II della Dir.89/106/CEE (nel seguito CPD) ed è predisposta dal CEN, talvolta dal CENELEC. Ciascuna norma armonizzata, una volta approvata, è pubblicata sulla Gazzetta Ufficiale delle Comunità Europee (nel seguito GUUE) a cura della Commissione, e deve prevedere un periodo di coesistenza nel quale l'applicazione della norma stessa non è obbligatoria. Al termine di tale periodo, invece, possono essere immessi sul Mercato soltanto i prodotti da costruzione conformi alla norma armonizzata di cui trattasi. La pubblicazione delle norme europee armonizzate è compito dei singoli Organismi nazionali di normazione che ne predispongono, normalmente, una versione nella propria lingua. Spesso la datazione di tale versione nazionale non coincide con quella originaria. Ciascuna norma armonizzata, predisposta sulla base di uno specifico Mandato della Commissione Europea, deve contenere il cosiddetto “Allegato ZA” che identifica i paragrafi della norma che appartengono alla parte “armonizzata” della norma stessa e che quindi diventano cogenti ai sensi della Dir.89/106/CEE.

*“Marcatura CE”*

Attualmente, ai sensi della CPD, la Marcatura CE indica fondamentalmente:

- che i prodotti rispondono alle pertinenti Norme Nazionali di trasposizione delle Norme Armonizzate, i cui riferimenti siano stati pubblicati sulla GUUE, oppure:

- che essi rispondono ad un Benestare Tecnico Europeo (ETA), rilasciato ai sensi della procedura di cui al Cap.3 della CPD ed alle Regole procedurali comuni definite nella “Decisione adottata dalla Commissione il 17 Gennaio 1994”.

Le indicazioni in merito alla Marcatura CE (etichetta e documenti di accompagnamento), sono esplicitamente comprese in ogni Allegato ZA di una norma armonizzata di prodotto. Tali informazioni devono essere affisse, in relazione alle effettive possibilità, prioritariamente sul prodotto stesso, altrimenti su un’etichetta allegata ad esso, ovvero sul suo imballo, oppure far parte dei Documenti di Trasporto (DDT). Esse devono essere riprodotte in modo visibile, leggibile ed indelebile.

*“Benestare Tecnico Europeo (ETA)”*

L’Articolo 8.1 della CPD definisce il “Benestare Tecnico Europeo” (in Inglese, *European Technical Approval*, in sigla ETA) come “*Valutazione tecnica favorevole dell’idoneità all’uso di un prodotto da costruzione per uno specifico impiego, basata sul soddisfacimento dei requisiti essenziali dell’Opera di costruzione nella quale il prodotto deve essere incorporato*”. La prassi per la quale si identificano i prodotti da costruzione per i quali possa essere rilasciato un ETA è disciplinata dall’Articolo 8 (punti 2 e 3) della CPD, che forniscono il riferimento legale secondo il quale un ETA può essere rilasciato fondamentalmente:

- a prodotti per i quali non esista ancora né una Specificazione Tecnica Europea Armonizzata, né una Specificazione Tecnica Nazionale Riconosciuta, né un Mandato per l’elaborazione di una norma armonizzata, e per i quali la Commissione abbia ritenuto che una norma non possa, o non possa ancora, essere elaborata.
- a prodotti che differiscono significativamente da una Specificazione Tecnica Europea Armonizzata oppure da una Specificazione Tecnica Nazionale Riconosciuta.

L’EOTA ([www.eota.be](http://www.eota.be)) è l’Organismo europeo che riunisce tutti gli organismi nazionali (Organismi di Approvazione o *Approval Bodies*) deputati al rilascio del Benestare Tecnico Europeo.

*“Attestazione della conformità”*

Un prodotto da costruzione può essere marcato CE solo qualora il produttore abbia dichiarato la conformità del prodotto stesso alle Specificazioni Tecniche Europee.

La procedura di attestazione della conformità può consistere di elementi diversi, indicati nell’Allegato III.1 della CPD.

Le diverse procedure e metodi di controllo della conformità, nonché le relative tipologie per l'attestazione di conformità, sono quelli dettagliati all'art.7 del DPR 246/93.

*“Certificato di Conformità (CE)”*

Ai sensi della CPD è il documento a valore legale, rilasciato da un Organismo di Certificazione europeo notificato ai sensi della CPD che attesta la conformità di un prodotto da costruzione alla Specificazione Tecnica Europea (UNI EN o ETA) applicabile. Tale certificato si riferisce al prodotto nei casi di sistema di attestazione della conformità 1+ od 1 ed al Controllo del processo di fabbrica (FPC) nei casi di cui al Sistema 2+ e 2.

*“Dichiarazione di Conformità (CE)”*

Costituisce il documento fondamentale, obbligatoriamente predisposta, sottoscritta dal produttore e, su richiesta, fornita in accompagnamento ai documenti di trasporto, per l'immissione sul mercato di un prodotto soggetto a Marcatura CE.

*“Certificato di Idoneità Tecnica all'Impiego”*

Costituisce una valutazione del prodotto, o sistema da costruzione, ai fini dell'uso strutturale previsto (si veda anche l'art.1 della legge n.64/74). In taluni casi, ad esempio per prodotti di tipologia ricorrente, il Servizio Tecnico Centrale potrà rilasciare, in luogo del certificato di idoneità tecnica all'impiego, un *attestato di deposito della documentazione* tecnica relativa al prodotto/sistema.

Nel caso C) di cui al §11.1 delle NTC, il certificato di idoneità tecnica, da richiedere direttamente al Servizio Tecnico Centrale corredando la richiesta della necessaria documentazione, costituisce l'autorizzazione all'uso di cui al §4.6 delle NTC.

*“Attestato di Qualificazione”*

E' il documento emesso dal Servizio Tecnico Centrale che attesta la positiva conclusione della procedura di qualificazione per materiali e prodotti ricadenti nel caso C di cui al §11.1 delle NTC.

*“Controllo del processo di fabbrica (FPC)”*

Si intende per Controllo del Processo di Fabbrica (in Inglese, *Factory Production Control*, in sigla *FPC*) il controllo interno permanente del processo di produzione esercitato dal produttore (da non confondere con il Sistema di Gestione per la Qualità, di cui alla Norma UNI EN ISO 9001:2000, che tipicamente concerne il regime volontario). Tutti gli elementi, i requisiti e le disposizioni adottati dal produttore devono essere documentati in maniera sistematica ed in forma di obiettivi e procedure scritte.

*“Equivalenza”*

Laddove richiamato, il concetto di equivalenza, si riferisce alla possibilità di riconoscere procedure o certificazioni proprie di altri Stati. Ciò peraltro laddove non si sia in presenza di una Marcatura CE, ed è basato sui limiti alle eccezioni consentite dall'Articolo 30 del Trattato di Roma, con la sentenza nota come “Cassis de Dijon”, che ha definito il principio del “mutuo riconoscimento” dei requisiti dei prodotti.

*“Organismi notificati”*

Ai fini della marcatura CE sui prodotti da costruzione, l'Articolo 18 della *CPD* richiede agli Stati Membri di notificare alla Commissione gli Organismi che essi hanno riconosciuto per i compiti previsti, riguardo all'attestazione della conformità, distinguendo, con riferimento alle funzioni esercitate, tra:

- Organismi di Certificazione (di prodotto e di *FPC*),
- Organismi di Ispezione,
- Laboratori di Prova.

Il compito degli Organismi Notificati è quello dettagliato nell'Allegato III della *CPD*, ed in sintesi:

- L'Organismo di Certificazione, deve rilasciare il Certificato di conformità (in Inglese, *Conformity Certificate*), a seconda del Sistema di attestazione della conformità implicato, relativo al prodotto da costruzione od al Controllo del Processo di Fabbrica, secondo regole procedurali date. La base per la certificazione sono i risultati dell'attività di Ispezione ed, a seconda dei casi, anche di Prova.
- L'Organismo di Ispezione, deve svolgere le proprie funzioni di ispezione e valutazione iniziale, proposta di accettazione e successive ispezioni di sorveglianza del Controllo del Processo di Fabbrica attuato da un produttore, così come, se previsto, prelievo di campioni, secondo specifici criteri. Esso relaziona correntemente, ove previsto, la propria attività ad un Organismo di Certificazione.
- Il Laboratorio di Prova, deve misurare, esaminare, provare o determinare in altro modo le caratteristiche o le prestazioni del prodotto da costruzione, prelevato dall'Organismo di Ispezione. Esso relaziona correntemente, ove previsto, in merito alle proprie attività ad un Organismo di Certificazione o, viceversa (Sistema 3), emette dei propri Rapporti di Prova sotto notifica, non essendo né incaricato, né responsabile del campionamento.

Un solo Organismo, lo stesso, se notificato per le varie funzioni, può agire contemporaneamente da Organismo di Certificazione, da Organismo di Ispezione e da Laboratorio di Prova.

La procedura di abilitazione di tali organismi è regolata dal DM n.156 del 9 maggio 2003.

Infine, riguardo l'accettazione dei materiali e prodotti, di responsabilità del Direttore dei Lavori, questa deve avvenire mediante *l'acquisizione e verifica* della documentazione di accompagnamento, nonché mediante le prove di accettazione. Per quanto riguarda la documentazione, il Direttore dei Lavori deve acquisire la documentazione di accompagnamento nonché la documentazione che attesti la qualificazione del prodotto (differente a seconda dei casi A), B) o C) previsti al §11.1 delle NTC). Il Direttore dei Lavori deve anche verificare l'idoneità di tale documentazione, ad esempio verificando la titolarità di chi ha emesso le certificazioni e/o attestazioni, la validità ed il campo di applicazione di queste ultime (in relazione ai prodotti effettivamente consegnati ed al loro uso previsto), la conformità delle caratteristiche dichiarate alle prescrizioni progettuali o capitolari, etc.

Oltre i casi previsti dalle NTC, il Direttore dei Lavori può in ogni caso richiedere le prove di accettazione che ritenga opportune o necessarie ai fini dell'accettazione del materiale.

## **C11.2 CALCESTRUZZO**

### **C.11.2.1 SPECIFICHE PER IL CALCESTRUZZO**

Nella norma si precisa che la prescrizione del calcestruzzo all'atto del progetto deve essere caratterizzata almeno mediante la classe di resistenza, la classe di consistenza ed il diametro massimo dell'aggregato. Per quanto attiene la classe di resistenza si ribadisce e specifica che la classe di resistenza è individuata esclusivamente dai valori caratteristici delle resistenze cilindrica  $f_{ck}$  e cubica  $R_{ck}$  a compressione uniassiale, misurate su provini normalizzati e cioè rispettivamente su cilindri di diametro 150 mm e di altezza 300 mm e su cubi di spigolo 150 mm.

### **C11.2.3 VALUTAZIONE PRELIMINARE DELLA RESISTENZA**

Le prove preliminari di studio di cui al § 11.2.3 delle NTC sono finalizzate ad ottenere il calcestruzzo più rispondente sia alle caratteristiche prescritte dal progettista sia alle esigenze costruttive, in termini di classe di resistenza, classe di consistenza, tempi di maturazione, etc. In genere lo studio della miscela viene condotto presso il produttore di calcestruzzo, sotto il controllo di un laboratorio autorizzato, ovvero presso il laboratorio stesso.

### **C11.2.4 PRELIEVO DEI CAMPIONI**

Il prelievo dei campioni durante il getto costituisce un momento importante dei controlli di sicurezza sulle strutture in calcestruzzo, controlli sanciti dalla Legge n.1086/71, poi ripresi nel

DPR380/01, e descritti nel § 11.2.5 delle NTC. Per tale motivo al § 11.2.5.3 delle NTC è riportata una serie di prescrizioni relative alle modalità di prelievo dei campioni, ai compiti ed alle relative responsabilità attribuite in tal senso al Direttore dei lavori ed al laboratorio di prove abilitato.

#### **C11.2.5 CONTROLLO DI ACCETTAZIONE**

Si conferma e si ribadisce l'obbligo, da parte del Direttore dei lavori, di eseguire controlli sistematici in corso d'opera per verificare la conformità delle caratteristiche del calcestruzzo messo in opera rispetto a quello stabilito dal progetto.

Ai fini di un efficace controllo di accettazione di Tipo A, è evidentemente necessario che il numero dei campioni prelevati e provati sia non inferiore a sei (tre prelievi), anche per getti di quantità inferiore a 100 m<sup>3</sup> di miscela omogenea.

##### **C11.2.5.3 Prescrizioni comuni per entrambi i criteri di controllo**

In questo paragrafo la norma fornisce una serie di prescrizioni comuni sia ai controlli di Tipo A che di Tipo B, utili ai fini di una corretta esecuzione dei controlli di accettazione. In primo luogo la norma intende sottolineare le responsabilità attribuite per legge al Direttore dei Lavori, che deve assicurare la propria presenza alle operazioni di prelievo dei campioni di calcestruzzo nella fase di getto, provvedendo:

- a redigere apposito Verbale di prelievo;
- a fornire indicazioni circa le corrette modalità di prelievo dei campioni;
- a fornire indicazioni circa le corrette modalità di conservazione dei campioni in cantiere, fino alla consegna al laboratorio incaricato delle prove;
- ad identificare i provini mediante sigle, etichettature indelebili, etc.;
- a sottoscrivere la domanda di prove al laboratorio, avendo cura di fornire, nella domanda, precise indicazioni sulla posizione delle strutture interessate da ciascun prelievo, la data di prelievo, gli estremi dei relativi Verbali di prelievo;
- alla consegna dei campioni presso uno dei laboratori di prova di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001.

Delle predette operazioni il Direttore dei lavori può incaricare un tecnico di sua fiducia, ferma restando tuttavia la personale responsabilità ad esso attribuita dalla legge.

Circa i tempi di consegna dei campioni al laboratorio prove è appena il caso di evidenziare l'opportunità che detta consegna in laboratorio avvenga intorno al 28° giorno di maturazione. Qualora la consegna avvenga prima dei 28 giorni, il laboratorio deve provvedere alla corretta



conservazione dei campioni. Al riguardo, ancorché la resistenza  $R_{ck}$  sia convenzionalmente definita come resistenza a 28 giorni di stagionatura, è tuttavia noto che alcuni giorni o settimane di ritardo non possano influire in modo significativo sui risultati dei controlli di accettazione. Si ritiene quindi opportuno, laddove le prove non possano essere eseguite esattamente al 28° giorno di stagionatura, che le stesse siano comunque eseguite, salvo motivati casi particolari, entro un termine ragionevole non superiore a “qualche settimana” dal prelievo.

Il laboratorio provvede alla esecuzione delle prove a compressione conformemente alle norme UNI EN più aggiornate.

Il contenuto minimo dei certificati di prova è descritto nel § 11.2.5.3 delle NTC.

La norma precisa infine che le prove non richieste dal Direttore dei Lavori non possono fare parte dell'insieme statistico che serve per la determinazione della resistenza caratteristica del materiale; in tal caso, pertanto, il laboratorio effettua le prove ma, in luogo del Certificato ufficiale valido ai sensi della legge n.1086/71, rilascia un semplice Rapporto di prova.

Inoltre, qualora il numero dei campioni di calcestruzzo consegnati in laboratorio sia inferiore a sei, il laboratorio effettua le prove e rilascia il richiesto Certificato, ma vi appone una nota con la quale segnala al Direttore dei lavori che “il numero di campioni provati non è sufficiente per eseguire il controllo di Tipo A previsto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni”.

#### **C11.2.6 CONTROLLO DELLA RESISTENZA DEL CALCESTRUZZO IN OPERA**

Può essere utile, spesso necessario, quando i controlli di accettazione non risultino soddisfacenti, ovvero ogni qualvolta il collaudatore ne ravvisi l'opportunità, effettuare dei controlli della resistenza del calcestruzzo già gettato in opera ed indurito.

Fatte salve le diverse tipologie di controlli non distruttivi, quando il controllo della resistenza del calcestruzzo in opera viene effettuato mediante carotaggio, per quanto attiene le procedure per l'estrazione, la lavorazione dei campioni estratti per ottenere i provini e le relative modalità di prova a compressione, si può fare riferimento alle norme UNI EN 12504-1 (*“Prelievo sul calcestruzzo nelle strutture – Carote – Prelievo, esame e prova di compressione”*), UNI EN 12390-1 (*“Prova sul calcestruzzo indurito – Forma, dimensioni ed altri requisiti per provini e per casseforme”*), UNI EN 12390-2 (*“Prova sul calcestruzzo indurito – Confezionamento e stagionatura dei provini per prove di resistenza”*) e UNI EN 12390-3 (*“Prova sul calcestruzzo indurito – Resistenza alla compressione dei Provini”*), nonché alle *Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurito mediante prove non distruttive* emanate dal Servizio Tecnico Centrale.

In ogni caso si devono prendere in considerazione le seguenti avvertenze:

- il diametro delle carote deve essere almeno superiore a tre volte il diametro massimo degli aggregati; al riguardo, ancorchè le Linee Guida precisino che i diametri consigliati sono compresi tra 75 e 150 mm, si suggerisce di prelevare carote di diametro, ove possibile, non inferiore a 100 mm, ai fini delle valutazioni sulla resistenza più avanti riportate;
- le carote destinate alla valutazione della resistenza non dovrebbero contenere ferri d'armatura, (si devono scartare i provini contenenti barre d'armatura inclinate o parallele all'asse);
- per ottenere la stima attendibile della resistenza di un'area di prova devono essere prelevate e provate almeno tre carote;
- il rapporto lunghezza/diametro dei provini deve essere possibilmente uguale a 2 o comunque compreso fra 1 e 2; è opportuno evitare che i provini abbiano snellezza (rapporto lunghezza/diametro) inferiore a 1 o superiore a 2;
- i campioni estratti devono essere protetti nelle fasi di lavorazione e di deposito al fine di impedire per quanto possibile l'essiccazione all'aria; a meno di diversa prescrizione, le prove di compressione devono essere eseguite su provini umidi;
- nel programmare l'estrazione dei campioni si deve tener presente che la resistenza del calcestruzzo dipende dalla posizione o giacitura del getto;
- è necessario verificare accuratamente, prima di sottoporre i campioni alla prova di compressione, la planarità ed ortogonalità delle superfici d'appoggio; infatti, la lavorazione o preparazione inadeguata dei provini porta a risultati erranei. E' necessario, in tal senso, che il taglio dei campioni sia effettuato con ogni possibile accuratezza al fine di evitare disturbi al campione stesso e che le superfici di prova siano accuratamente molate per garantirne planarità e ortogonalità.

Effettuato il prelievo dei campioni e le relative prove, si determina il valore medio della resistenza strutturale cilindrica in opera. La norma stabilisce quindi che è accettabile un valore medio della predetta resistenza strutturale cilindrica, misurata con tecniche opportune (distruttive e non distruttive), non inferiore all'85% del valore medio definito in fase di progetto. Ai fini di tale confronto, come valore medio della resistenza di progetto può assumersi il valore caratteristico della resistenza cilindrica a compressione  $f_{ck}$ , espresso in  $N/mm^2$  ovvero in MPa, incrementato di  $8 N/mm^2$ , secondo quanto indicato al § 11.2.10.1 delle NTC.

Poiché generalmente in progetto si utilizza la Resistenza caratteristica cubica  $R_{ck}$ , può verificarsi, ad esempio, quanto segue:

si prelevano in opera le carote, e si effettuano le prove di compressione sui campioni opportunamente preparati, con rapporto h/d pari a 2;

- si determina il valore medio della resistenza in opera, dato dalla media dei valori delle singole carote, che possiamo chiamare  $f_{opera, m}$ ;

si è utilizzato in progetto un calcestruzzo di classe  $R_{ck}$  30 N/mm<sup>2</sup> (resistenza cubica caratteristica);

- il valore caratteristico cilindrico di progetto risulta  $f_{ck} = 0,83 R_{ck} = 24,9$  N/mm<sup>2</sup>;
- il valore medio cilindrico risulta  $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 32,9$  N/mm<sup>2</sup>;
- deve risultare  $f_{opera, m} \geq 0,85 f_{cm} = 0,85 \times 32,9 = 27,9$  N/mm<sup>2</sup>.

Può verificarsi che il numero dei campioni prelevati in opera sia sufficiente per ottenere un valore caratteristico della resistenza in opera; in questo caso il valore cilindrico caratteristico in opera può confrontarsi direttamente con il valore cilindrico caratteristico di progetto.

Assunto che il numero minimo di campioni prelevati in opera necessario per stimare un valore caratteristico è pari ad almeno 15, può verificarsi ad esempio:

- si prelevano in opera almeno 15 carote, e si effettuano le prove di compressione sui campioni opportunamente preparati, con rapporto h/d pari a 2;
- si determina il valore caratteristico del calcestruzzo in opera, che possiamo chiamare  $f_{opera, k}$ , dato dall'espressione:  $f_{opera, k} = f_{opera, m} - s k$ , dove  $f_{opera, m}$  è la media dei valori riscontrati nelle prove,  $s$  è lo scarto quadratico medio e  $k$  (per 15 campioni) è pari a 1,48 (vedi § 10.3 delle *Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurito mediante prove non distruttive*);
- si è utilizzato in progetto un calcestruzzo di classe  $R_{ck}$  30 N/mm<sup>2</sup> (resistenza cubica caratteristica), per cui il valore della resistenza cilindrica caratteristica  $f_{ck} = 0,83 R_{ck} = 24,9$  N/mm<sup>2</sup>;
- deve risultare  $f_{opera, k} \geq 0,85 f_{ck} = 21,16$  N/mm<sup>2</sup>.

Si ritiene opportuno precisare infine che, nel passaggio dalla resistenza caratteristica cilindrica  $f_{ck}$  alla resistenza caratteristica cubica  $R_{ck}$ , il fattore di correzione può assumersi pari a 0,83 se il rapporto lunghezza/diametro delle carote è pari a 2. Diversamente, e solo per carote di diametro compreso fra 100 e 150 mm, se il rapporto lunghezza/diametro è pari a 1, il fattore di correzione resistenza cilindrica/resistenza cubica si può assumere pari a 1. Per rapporti lunghezza/diametro intermedi compresi fra 1 e 2, si può utilizzare con buona approssimazione l'interpolazione lineare.

**C11.2.7 PROVE COMPLEMENTARI**

Si precisa che i Controlli complementari, come i controlli in corso d'opera sul calcestruzzo fresco, devono essere eseguiti dai laboratori di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001.

**C11.2.8 PRESCRIZIONI RELATIVE AL CALCESTRUZZO CONFEZIONATO CON PROCESSO INDUSTRIALIZZATO**

Gli stabilimenti che producono calcestruzzo con processo industrializzato devono dotarsi di un sistema permanente di controllo interno della produzione allo scopo di assicurare che il prodotto risponda ai requisiti previsti e che tale rispondenza sia costantemente mantenuta fino all'impiego, detto sistema di controllo deve essere realizzato e certificato conformemente a quanto riportato al § 11.2.8 delle NTC.

La certificazione rilasciata dagli organismi terzi indipendenti di cui al quinto capoverso del § 11.2.8 delle NTC non deve essere limitata, evidentemente, all'accertamento dei requisiti di carattere generale richiesti dalle UNI EN ISO 9001, che riguardano l'organizzazione di qualità di ogni generica azienda, ma deve contenere i necessari riferimenti agli aspetti inerenti il processo produttivo, con particolare attenzione agli aspetti più squisitamente tecnici che concorrono alla qualità del prodotto.

Si precisa, inoltre, che la prescrizione di cui al settimo capoverso del § 11.2.8 delle NTC si riferisce ad impianti di produzione predisposti nell'ambito di uno specifico cantiere destinato alla realizzazione di un'opera in calcestruzzo di volume superiore a 1500 m<sup>3</sup>.

Nei cantieri di opere che prevedono una quantità di calcestruzzo inferiore a 1.500 m<sup>3</sup>, restano nella responsabilità del Costruttore e del Direttore dei lavori, ciascuno per le proprie competenze, tutte le procedure di confezionamento e messa in opera del calcestruzzo.

Nel caso in cui l'impianto è ubicato all'interno di uno stabilimento di prefabbricazione di serie, allora si distinguono due casi:

- se il cls prodotto viene impiegato esclusivamente per la realizzazione dei manufatti prefabbricati, l'impianto non necessita di certificazione in quanto rientra nella qualificazione dei manufatti stessi, sia se forniti di marcatura CE sia se qualificati dal Servizio Tecnico Centrale;
- se il cls prodotto viene fornito ad altri utilizzatori al di fuori dello stabilimento di prefabbricazione, allora l'impianto deve essere regolarmente certificato.

## **C11.3 ACCIAIO**

### **C11.3.1 PRESCRIZIONI COMUNI A TUTTE LE TIPOLOGIE DI ACCIAIO**

#### **C11.3.1.1 Controlli**

Le NTC prevedono che il controllo sugli acciai da costruzione sia obbligatorio e si effettui, con modalità e frequenze diverse, negli stabilimenti di produzione, nei centri di trasformazione, in cantiere. Per quanto attiene l'entità dei controlli, si prevede questi siano effettuati:

- negli stabilimenti di produzione su *lotti di produzione* continua. Nella maggior parte dei casi, negli stabilimenti nei quali sono presenti i forni di fusione, si può individuare come lotto di produzione la colata.
- nei centri di trasformazione su *forniture*.
- in cantiere, nell'ambito dei controlli di accettazione, su *lotti di spedizione*.

#### **C11.3.1.2 Controlli di produzione in stabilimento e procedure di qualificazione**

Tutti gli acciai per impiego strutturale devono essere qualificati. In tal senso la valutazione della conformità del controllo di produzione in stabilimento e del prodotto finito è effettuata:

- mediante la marcatura CE, ai sensi del DPR n.246/93 di recepimento della direttiva 89/106/CEE, quando sia applicabile; per fare un esempio, non esaustivo, i laminati e relativi profilati IPE, HE, UPN etc. devono essere provvisti di Marcatura CE obbligatoriamente già dal settembre 2006;
- attraverso la qualificazione del Servizio Tecnico Centrale, con la procedura indicata nelle NTC stesse.

Nel caso B, ultimata l'istruttoria e verificato il possesso dei requisiti richiesti, il Servizio Tecnico Centrale rilascia all'acciaieria, per ciascuno stabilimento, un apposito Attestato di qualificazione.

L'Attestato di qualificazione, di validità 5 anni, individuato da un numero progressivo, riporta il nome dell'azienda, lo stabilimento, i prodotti qualificati, il marchio. Un elenco di tutti gli attestati rilasciati è riportato, compatibilmente con il funzionamento della rete internet, sul sito del Consiglio Superiore dei lavori pubblici.

#### **C11.3.1.5 Forniture e documentazione di accompagnamento**

Tutte le forniture di acciaio, provenienti dallo stabilimento di produzione (Produttore), devono essere accompagnate:

A) nel caso sussista l'obbligo della Marcatura CE

- da copia della Dichiarazione di conformità CE, riportante un timbro in originale con almeno la data di spedizione ed il destinatario;
- dal documento di trasporto con la data di spedizione ed il riferimento alla quantità, al tipo di acciaio, al destinatario.

B) nel caso non sussista l'obbligo della Marcatura CE

- dalla copia dell'attestato di qualificazione del Servizio Tecnico Centrale, riportante un timbro in originale con almeno la data di spedizione ed il destinatario;
- dal documento di trasporto con la data di spedizione ed il riferimento alla quantità, al tipo di acciaio, alle colate, al destinatario.

Gli stabilimenti di produzione (Produttori) di acciai qualificati, caso B, non sono tenuti ad allegare alle forniture copia dei Certificati rilasciati dal Laboratorio incaricato che effettua i controlli periodici di qualità. Si precisa infatti, al riguardo, che i predetti Certificati non sono significativi ai fini della fornitura, trattandosi di documenti riservati al Servizio Tecnico Centrale per i controlli semestrali nell'ambito del mantenimento e rinnovo della qualificazione. Tali Certificati, peraltro, non possono sostituire i Certificati relativi alle prove effettuate a cura del Direttore dei Lavori, che devono essere rilasciati dai laboratori di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001 nell'ambito dei controlli obbligatori di cantiere.

Le forniture effettuate da un commerciante intermedio devono essere accompagnate da copia dei documenti rilasciati dal Produttore e completati con il riferimento al documento di trasporto del commerciante stesso.

Il Direttore dei Lavori prima della messa in opera, è tenuto a verificare quanto sopra indicato ed a rifiutare le eventuali forniture non conformi, ferme restando le responsabilità del produttore.

### **C11.3.2 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO**

#### **C11.3.21 Acciaio per cemento armato B450C**

La norma stabilisce, preliminarmente, i valori nominali della tensione di snervamento  $f_{y\ nom}$  e di rottura  $f_{t\ nom}$  che possono essere utilizzati nel calcolo delle strutture.

Vengono quindi fissati i requisiti che gli acciai devono possedere per rispondere alle attese previste nel calcolo. Nella Tabella 11.3.1.b delle NTC si stabilisce infatti che i valori caratteristici con frattile 5%,  $f_{yk}$  e  $f_{tk}$ , ottenuti mediante prove su un numero significativo di campioni, non siano inferiori ai rispettivi valori nominali fissati, ovvero 450 N/mm<sup>2</sup> e 540 N/mm<sup>2</sup>.

Per garantire le necessarie caratteristiche di duttilità, le NTC stabiliscono inoltre che:

- il valore caratteristico con frattile 10% del rapporto fra il valore della tensione di snervamento effettiva, riscontrata sulla barra, ed il valore nominale  $(f_y/f_{y,nom})_k$  non sia superiore a 1,25;
- il valore caratteristico con frattile 10% del rapporto fra il valore della tensione di rottura e la tensione di snervamento  $(f_t/f_y)_k$  sia compreso fra 1,15 e 1,35;

il valore caratteristico con frattile 10% dell'allungamento al massimo sforzo  $(A_{gt})_k$  non sia inferiore al 7,5%.

Tutti i confronti di cui alla Tabella 11.3.1.b, basati sui valori caratteristici, sono quindi sostanzialmente demandati ai controlli che i laboratori abilitati effettuano negli stabilimenti di produzione, sia in fase di qualificazione iniziale che di verifica periodica della qualità.

I valori attesi nei controlli di cantiere sono invece definiti nel § 11.2.10.1 delle NTC.

Al fine di garantire la necessaria lavorabilità agli acciai da c.a. la norma stabilisce quindi che le barre debbano essere piegate a 90° e poi raddrizzate, con opportuni raggi di curvatura fissati in base al diametro della barra stessa, senza presentare rotture, cricche o altre alterazioni.

#### **C11.3.2.2 Acciaio per cemento armato B450A**

Valgono le indicazioni di cui al § 11.3.2.1 delle NTC, fatti salvi i diversi valori richiesti in termini di duttilità, allungamento e lavorabilità.

#### **C11.3.2.3 Accertamento delle proprietà meccaniche**

In relazione alle prove sugli acciai deformati a freddo, si ribadisce che rientrano nelle categorie degli acciai deformati a freddo anche gli acciai forniti in rotoli, siano essi B450C o B450A, in quanto impiegati previa raddrizzatura meccanica. Le verifiche delle proprietà meccaniche devono essere pertanto effettuate dopo la raddrizzatura, su campioni mantenuti per 60 minuti a  $100 \pm 10$  °C e successivamente raffreddati in aria calma a temperatura ambiente.

#### **C11.3.2.4 Caratteristiche dimensionali e di impiego**

La norma precisa che la sagomatura e/o l'assemblaggio possono avvenire:

- in cantiere, sotto la vigilanza della Direzione Lavori;
- in centri di trasformazione, solo se provvisti dei requisiti di cui al § 11.3.1.7 delle NTC.

Nel primo caso, per cantiere si intende esplicitamente l'area recintata del cantiere, all'interno della quale il Costruttore e la Direzione lavori sono responsabili dell'approvvigionamento e lavorazione dei materiali, secondo le competenze e responsabilità che la legge da sempre attribuisce a ciascuno.

Al di fuori dell'area di cantiere, tutte le lavorazioni di sagomatura e/o assemblaggio devono avvenire esclusivamente in Centri di trasformazione provvisti dei requisiti di cui al § 11.3.1.7 delle NTC.

#### **C11.3.2.5 Reti e tralicci elettrosaldati**

La norma precisa che la produzione di reti e tralicci elettrosaldati può essere effettuata:

- a) dallo stesso stabilimento che produce il filo o le barre impiegate per le reti e/o i tralicci;
- b) da un produttore che utilizza materiale di base proveniente da altro stabilimento qualificato;
- c) da un produttore che utilizza elementi semilavorati e nel proprio processo di lavorazione, conferisce al semilavorato le caratteristiche meccaniche finali richieste dalla norma.

Nel caso a) le reti e/o i tralicci vengono prodotti generalmente nello stesso stabilimento che produce il filo o le barre impiegate e quindi la marchiatura del prodotto finito può coincidere con la marchiatura dell'elemento base; qualora la produzione di reti e/o tralicci avvenga in altri stabilimenti, sempre della stessa azienda ma dislocati in località diverse, alla marchiatura di base può essere aggiunto un segno di riconoscimento che consenta di individuare l'acciaieria di base ma di distinguere gli eventuali diversi stabilimenti di produzione di reti o tralicci.

Nel caso b) il produttore utilizza acciai qualificati ma di un'altra azienda, quindi deve provvedere, ove possibile, ad apporre su ogni pannello o traliccio una apposita marchiatura che identifichi il produttore medesimo. La marchiatura di identificazione può essere anche costituita da sigilli o etichettature metalliche indelebili con indicati tutti i dati necessari per la corretta identificazione del prodotto, ovvero da marchiatura supplementare indelebile. In ogni caso, se si utilizza una propria marchiatura aggiuntiva di identificazione, questa deve essere identificabile in modo permanente anche dopo annegamento nel calcestruzzo. Laddove invece non fosse possibile tecnicamente applicare su ogni pannello o traliccio la marchiatura secondo le modalità sopra indicate, dovrà essere comunque apposta su ogni pacco di reti o tralicci un'apposita etichettatura con indicati tutti i dati necessari per la corretta identificazione del prodotto di base e del produttore. In questo caso il Costruttore al momento della fornitura deve verificare la presenza della predetta etichettatura, ed il Direttore dei Lavori al momento dell'accettazione deve rilevarne i dati e fornirli al collaudatore che ne farà cenno nel Certificato di collaudo. In caso di assenza dell'etichettatura il Direttore dei lavori deve rifiutare la fornitura.

Nel caso c) il produttore, nel proprio processo di lavorazione finalizzato anche a conferire al semilavorato le caratteristiche meccaniche finali richieste dalla norma, può apporre sugli elementi



base costituenti le reti o i tralicci, una propria marchiatura, ricadendo quindi, per quanto attiene l'identificazione, nel caso a). Diversamente, valgono tutte le disposizioni di cui al caso b).

In ogni caso il produttore dovrà procedere alla qualificazione del prodotto finito, rete o traliccio, secondo le procedure di cui al § 11.3.2.11 delle NTC.

Nel caso c), oltre al prodotto finito, rete o traliccio, la qualificazione deve comprendere anche le procedure per il trattamento del semilavorato.

#### **C11.3.2.10 Procedure di controllo per acciai da cemento armato ordinario – barre e rotoli**

##### ***C11.3.2.10.3 Controlli nei centri di trasformazione.***

La norma specifica chiaramente che i controlli sono obbligatori e devono essere effettuati:

a) in caso di utilizzo di barre, su ciascuna fornitura, o comunque ogni 90 t;

b) in caso di utilizzo di rotoli, ogni dieci rotoli impiegati.

Qualora non si raggiungano le quantità sopra riportate, in ogni caso deve essere effettuato almeno un controllo per ogni giorno di lavorazione.

Circa la quantità dei campioni da prelevare per i controlli, si precisa che il controllo giornaliero è costituito da 3 spezzoni, di un diametro scelto dal Direttore di stabilimento nell'ambito di ciascuna fornitura, sempre che il marchio e la documentazione di accompagnamento dimostrino la provenienza del materiale da uno stesso stabilimento. In caso contrario i controlli devono essere estesi alle eventuali forniture provenienti da altri stabilimenti.

Quando la fornitura sia costituita da acciaio proveniente da un'unica acciaieria, il controllo può essere quindi limitato al prelievo di tre campioni ogni 90 t oppure ogni 10 rotoli senza tenere conto di diversi diametri o diversi tipi di acciaio. Diversamente dovranno essere prelevati tre campioni per ogni fornitura diversa.

Tutte le prove indicate al § 11.3.2.10.3 delle NTC, sia sui rotoli che sulle barre, devono essere eseguite dopo le lavorazioni e le piegature atte a dare ad esse le forme volute per il particolare tipo di impiego previsto. Ciò non vuol dire che i campioni da sottoporre a prova debbano essere ottenuti da ferri piegati e poi raddrizzati, bensì che il Direttore di stabilimento sceglie gli spezzoni di barra da prelevare da una sagoma opportuna nella quale sia presente comunque un tratto rettilineo di lunghezza superiore ad un metro, dal quale prelevare lo spezzone, non piegato, da sottoporre a prova.

##### ***C11.3.2.10.4 Controlli di accettazione in cantiere***

I controlli di accettazione in cantiere sono obbligatori. E' opportuno che gli stessi siano effettuati prima della messa in opera del lotto di spedizione e comunque entro 30 giorni dalla data di

consegna del materiale. Le prove, effettuate e certificate presso uno dei laboratori di cui all'art.59 del DPR n.380/2001, devono fornire valori di resistenza ed allungamento di ciascun campione compresi fra i valori massimi e minimi riportati nella Tabella 11.3.VI delle NTC stesse.

Il campionamento viene generalmente effettuato su tre diversi diametri opportunamente differenziati nell'ambito di ciascun lotto di spedizione, in numero di 3 spezzoni, marchiati, per ciascuno dei diametri selezionati, sempre che il marchio e la documentazione di accompagnamento dimostrino la provenienza del materiale da uno stesso stabilimento. In caso contrario i controlli devono essere estesi ai lotti provenienti da altri stabilimenti.

Con riferimento alla citata Tabella 11.3.VI delle NTC, è opportuno precisare che i valori del rapporto rottura/snervamento ( $f_t/f_y$ ), determinati sui singoli campioni hanno significato solo indicativo, in quanto i valori caratteristici indicati dalle NTC nelle Tabelle 11.3.Ib e 11.3.Ic vengono verificati nell'ambito dei controlli di stabilimento su un numero significativo di campioni.

E' tuttavia opportuno che tale valore venga riportato nei certificati rilasciati dai laboratori di cui all'art.59 del DPR n.380/2001, poiché, con riferimento al § 4.1.2.1.2.3 delle NTC, quando il progettista abbia adottato il modello costitutivo a) della relativa Figura 4.1.2, utilizzando un valore del rapporto di sovreresistenza  $k = (f_t / f_y)_k$  maggiore di 1,15 il Direttore dei lavori deve accertare, mediante le previste prove di cantiere e, se necessario, anche mediante prove aggiuntive, che il valore caratteristico del rapporto  $f_t / f_y$  risulti non inferiore a quello stabilito dal progettista.

#### ***C11.3.2.10.5 Prove di aderenza***

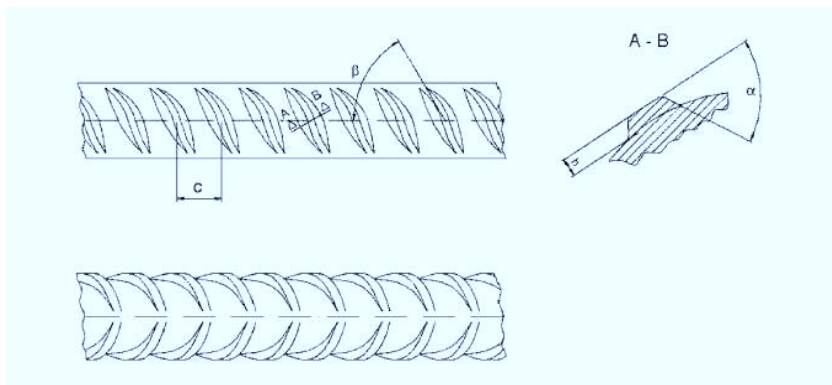
Per quanto riguarda le prove di aderenza, la norma conferma l'obbligo, ai soli fini della qualificazione iniziale (fatte salve eventuali ripetizioni che dovessero rendersi necessarie nel corso della qualificazione), delle prove *Beam – test* da eseguirsi presso uno dei laboratori di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001, estese ad almeno tre diametri scelti negli intervalli indicati al §11.3.2.10.5, nel numero minimo di tre barre per diametro e da eseguirsi con le modalità specificate nella norma UNI EN 10080:2005.

Per le verifiche periodiche della qualità e per le verifiche delle singole partite, la norma conferma che non è richiesta la ripetizione delle prove di aderenza col metodo *Beam-test* quando se ne possa determinare la rispondenza mediante misure geometriche; ciò vale, comunque, con riferimento a barre simili, per tipologia, caratteristiche e gamma di diametri, alle barre che abbiano superato le prove *Beam-test* con esito positivo.

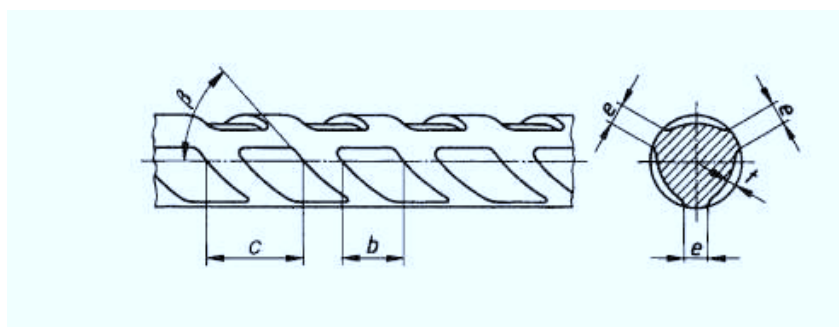
Nell' accertamento della rispondenza delle singole partite nei riguardi delle proprietà di aderenza, è stata introdotta la distinzione fra due tipologie di barre differenti sotto il profilo geometrico:

l'acciaio nervato e l'acciaio dentellato, per i quali si può fare riferimento alla norma UNI EN ISO 15630-1:2004. Sostanzialmente:

le barre di acciaio nervato, come è noto, sono caratterizzate da una sezione effettiva circolare, mentre le nervature sono posizionate al di fuori della predetta sezione effettiva;



nelle barre di acciaio dentellate, o anche “improntate”, le nervature sono ottenute producendo delle impronte sulla sezione circolare piena, sicchè la sezione effettiva che si ottiene ha una forma approssimativamente triangolare o quadrata, a seconda che le facce nervate siano rispettivamente tre o quattro.



Per l'accertamento, da effettuare su un numero significativo di barre, si devono valutare:

il valore dell'area relativa di nervatura  $f_r$ , per l'acciaio nervato;

il valore dell'area relativa di dentellatura  $f_p$ , per l'acciaio dentellato.

conformemente alle procedure riportate nella citata norma UNI EN ISO 15630-1:2004.

Il valore minimo di tali parametri, valutati come indicato, deve risultare compreso entro i limiti di seguito riportati:

- per  $5 \leq \varnothing \leq 6 \text{ mm}$   $f_r$  ovvero  $f_p \geq 0,035$ ;

- per  $6 < \varnothing \leq 12$  mm  $f_r$  ovvero  $f_p \geq 0,040$ ;
- per  $\varnothing > 12$  mm  $f_r$  ovvero  $f_p \geq 0,056$ .

### **C11.3.4 ACCIAI PER STRUTTURE METALLICHE E PER STRUTTURE COMPOSTE**

#### **C11.3.4.6 Bulloni e chiodi**

Gli elementi di collegamento impiegati nelle unioni a taglio devono soddisfare i requisiti di cui alla norma armonizzata UNI EN 15048-1:2007 “Bulloneria strutturale non a serraggio controllato” e recare la relativa marcatura CE, con le specificazioni di cui al punto A del §11.1.

#### **C11.3.4.11 Procedure di controllo su acciai da carpenteria**

##### ***C11.3.4.11.2 Controlli nei centri di trasformazione***

###### ***C11.3.4.11.2.1 Centri di produzione di lamiere grecate e profilati formati a freddo***

Per la realizzazione di profilati formati a freddo e di lamiere grecate possono essere impiegati nastri o piatti di acciai conformi sia alle UNI EN 10025 (di cui al § 11.3.4.1 delle NTC) sia alle UNI EN 10149 ed alle UNI EN 10326 (di cui al § 11.3.4.11.2 delle NTC).

Gli acciai conformi alla norma europea armonizzata UNI EN 10025, recanti la marcatura CE, ai quali si applica il sistema di controllo 2+, devono essere dotati della documentazione di cui al punto A del § 11.1 delle NTC.

Altri tipi di acciaio, seppure conformi ad eventuali norme europee non armonizzate, devono essere sottoposti ai procedimenti di qualifica e devono essere dotati della documentazione di cui al punto B del § 11.1 delle NTC.

Gli acciai per la realizzazione di profilati formati a freddo e di lamiere grecate devono appartenere ai gradi da S235 ad S 460 compresi.

Per gli acciai da qualificare secondo il punto B del § 11.1 delle NTC, si possono assumere nei calcoli i valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento  $f_{yk}$  e rottura  $f_{tk}$  riportati nella seguente tabella C11.1. Tali acciai potranno essere impiegati nella gamma di spessori da 0,6 a 15 mm compresi.

**Tabella C11.1**

Tipo di acciaio	Norma di riferimento	Qualità degli acciai	$f_{yk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{tk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
Nastri e lamiere di acciaio per impieghi strutturali, zincati per immersione a caldo in continuo. Condizioni tecniche di fornitura.	UNI EN 10326	S250GD+Z	250	330
		S280GD+Z	280	360
		S320GD+Z	320	390
		S350GD+Z	350	420
Prodotti piani laminati a caldo di acciai ad alto limite di snervamento per formatura a freddo. Condizioni di fornitura degli acciai ottenuti mediante laminazione termomeccanica.	UNI EN 10149-2	S 315 MC	315	390
		S 355 MC	355	430
		S 420 MC	420	480
		S 460 MC	460	520
Prodotti piani laminati a caldo di acciai ad alto limite di snervamento per formatura a freddo. Condizioni di fornitura degli acciai normalizzati o laminati normalizzati.	UNI EN 10149-3	S 260 NC	260	370
		S 315 NC	315	430
		S 355 NC	355	470
		S 420 NC	420	530

I raggi interni di piegatura dei profilati formati a freddo e delle lamiere grecate devono rispettare le seguenti limitazioni:

Acciai S235 – S275

$$t \leq 8 \text{ mm} \quad r/t \geq 1$$

$$8 \text{ mm} < t \leq 15 \text{ mm} \quad r/t \geq 1,5.$$

Acciai S 355 – S 469

$$t \leq 4 \text{ mm} \quad r/t \geq 1$$

$$4 \text{ mm} < t \leq 15 \text{ mm} \quad r/t \geq 1,5.$$

#### **C11.4 MATERIALI DIVERSI DALL'ACCIAIO UTILIZZATI CON FUNZIONE DI ARMATURA IN STRUTTURE DI CALCESTRUZZO ARMATO**

L'impiego di materiali diversi dall'acciaio con funzione di armatura in strutture in c.a. è consentito nel solo caso in cui tali materiali siano identificati, qualificati ed accettati analogamente a quanto previsto per tutti i materiali e prodotti per uso strutturale. Pertanto si applicherà il pertinente caso A), B) o C) fra quelli elencati al §11.1 delle NTC. In particolare qualora si applichi il caso C), il materiale/prodotto dovrà essere dotato di un Certificato di Idoneità Tecnica all'Impiego rilasciato dal Servizio Tecnico Centrale sulla base di Linee Guida approvate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Tale Certificato di idoneità tecnica costituisce l'autorizzazione, prevista al §4.6 delle NTC, all'uso del materiale/prodotto nelle specifiche tipologie strutturali proposte.

## **C11.5 SISTEMI DI PRECOMPRESSIONE A CAVI POST-TESI E TIRANTI DI ANCORAGGIO**

### **C11.5.1 SISTEMI DI PRECOMPRESSIONE A CAVI POST TESI**

Nel caso di sistemi di precompressione a cavi post tesi si applica il caso C) di cui al §11.1 delle NTC; pertanto la qualificazione potrà avvenire mediante marcatura CE in conformità ad uno specifico Benestare Tecnico Europeo (ETA) ovvero mediante certificazione di idoneità tecnica, a valenza esclusivamente nazionale, rilasciata dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici; in entrambi i casi si farà riferimento alla Linea Guida ETAG 013.

### **C11.5.2 TIRANTI DI ANCORAGGIO**

Merita di essere ribadito che tutti i singoli componenti e/o sotto-prodotti utilizzati per i tiranti di ancoraggio devono essere qualificati conformemente alle vigenti norme tecniche (acciai qualificati o marchi CE, etc).

## **C11.6 APPOGGI STRUTTURALI**

Gli appoggi strutturali sono dispositivi di vincolo utilizzati nelle strutture, nei ponti e negli edifici, allo scopo di trasmettere puntualmente carichi e vincolare determinati gradi di libertà di spostamento.

Per quanto riguarda l'idoneità all'uso del prodotto si applica il caso A) di cui al §11.1 delle NTC, pertanto al termine del periodo di coesistenza di ciascuna norma armonizzata, il Direttore dei Lavori dovrà verificare che il prodotto sia dotato di marcatura CE rilasciata in conformità alla pertinente norma armonizzata della serie EN 1337, nonché la corrispondenza della relativa documentazione con il prodotto in accettazione e lo specifico uso previsto. Per tutti gli usi strutturali si applica il Sistema di Attestazione della Conformità 1, come specificato all'art.7, comma 1 lettera A, del DPR n.246/93. Il fabbricante dichiara le caratteristiche tecniche di prodotto elencate nelle Appendici ZA delle relative norme armonizzate, quali la capacità di carico, la capacità di rotazione, il coefficiente di attrito e gli aspetti relativi alla durabilità.

Per i prodotti ricadenti nel caso precedente, quindi, cessa di avere validità l'attestato di deposito della documentazione presso il Servizio Tecnico Centrale, effettuata, per i prodotti o sistemi che direttamente influiscono sulla sicurezza e la stabilità degli impalcati stradali e ferroviari e che rientrano nelle pertinenze di esercizio di cui al punto a) della Circolare Min. LL.PP. n.2357 del 16.5.96.

Nel caso in cui gli appoggi non rientrino nei prodotti considerati dalle norme armonizzate di riferimento, si dovrà utilizzare la procedura C) di cui al §11.1 delle NTC.

Ai fini dell'impiego, il Direttore dei Lavori dovrà anche verificare, in fase di accettazione, la presenza del manuale contenente le specifiche tecniche di posa in opera, nonché, in fase di esecuzione, curare che l'installazione avvenga in coerenza con le dette specifiche.

## **C11.7 MATERIALI E PRODOTTI A BASE DI LEGNO**

### **C.11.7.1 GENERALITÀ**

Per quanto riguarda la qualificazione dei differenti materiali o prodotti a base di legno, si possono applicare i casi A), B) o C) previsti al §11.1 delle NTC; in particolare:

- se il prodotto è coperto da una norma europea armonizzata per cui è terminato il periodo di coesistenza, allora è obbligatoria l'applicazione della procedura di cui al caso A) del §11.1 (marcatrice CE sulla base di norma armonizzata); in tal caso non si applica la procedura di qualificazione nazionale riportata nel §11.7.10 delle medesime NTC;
- se il prodotto è coperto da una norma europea armonizzata, pubblicata su gazzetta Ufficiale dell'Unione Europea per la quale non sia ancora terminato il periodo di coesistenza, il produttore può optare *alternativamente* per la procedura di qualificazione nazionale riportata nel §11.7.10 delle NTC, (caso B del § 11.1), oppure per la marcatura CE (caso A);
- se il prodotto è dotato di uno specifico Benestare Tecnico Europeo (ETA), rilasciato sulla base di una Linea Guida di Benestare Tecnico Europeo (ETAG) oppure di un CUAP, si può procedere alla marcatura CE secondo il caso C) oppure, *alternativamente* si può attuare la procedura di qualificazione nazionale riportata nel §11.7.10 delle NTC, (caso B del § 11.1);
- Negli altri casi si applica la procedura di qualificazione nazionale di cui al §11.7.10 delle NTC, (caso B del § 11.1).

### **C11.7.2 LEGNO MASSICCIO**

#### **Legno massiccio con sezioni rettangolari**

Tutti gli elementi strutturali in legno massiccio, già lavorati fino alle dimensioni d'uso, devono essere classificati secondo la resistenza, prima della loro messa in opera, sulla base delle specifiche normative di settore, "a vista" o "a macchina", al fine di assegnare al materiale una classe di resistenza attraverso la definizione di un profilo resistente.

Per la definizione delle classi di resistenza e dei profili resistenti unificati a livello europeo, si può fare utile riferimento alla norma europea UNI EN 338:2004.

Per tipi di legname non inclusi in normative applicabili (europee o nazionali), e per i quali sono disponibili dati ricavati su provini piccoli e netti, è ammissibile la determinazione dei parametri di cui sopra sulla base di confronti con specie legnose incluse in tali normative, in conformità al § 6 della UNI EN 338:2004.

#### **Legno massiccio con sezioni irregolari**

In aggiunta a quanto prescritto per il legno massiccio, per quanto applicabile, le travi con forme di lavorazione irregolari che comportino smussi o sezioni diverse lungo l'asse longitudinale dell'elemento, devono essere lavorate e classificate in base alla resistenza, in conformità a specifiche normative di comprovata validità. In assenza di specifiche prescrizioni, per quanto riguarda la classificazione del materiale, si potrà fare riferimento a quanto previsto per gli elementi a sezione rettangolare, senza considerare le prescrizioni sugli smussi e sulla variazione della sezione trasversale, purché nel calcolo si tenga conto dell'effettiva geometria delle sezioni trasversali.

#### **C11.7.3 LEGNO STRUTTURALE CON GIUNTI A DITA**

Gli elementi strutturali in legno massiccio, utilizzati come trave inflessa, ottenuti per incollaggio nel senso longitudinale di due o tre elementi, ognuno dei quali eventualmente giuntato con giunti a dita e che presentano, a differenza di quanto avviene per il lamellare, il piano di laminazione parallelo al piano di sollecitazione, devono essere conformi alle UNI EN 385:2003 e UNI EN 338:2004.

Elementi in legno strutturale massiccio con giunti a dita "a tutta sezione" non possono essere usati per opere in Classe di servizio 3.

#### **C11.7.4 LEGNO LAMELLARE INCOLLATO**

Per quanto riguarda i giunti a dita "a tutta sezione" tra due elementi si potrà fare utile riferimento alla norma UNI EN 387:2003 "*Legno lamellare incollato - Giunti a dita a tutta sezione - Requisiti prestazionali e requisiti minimi di produzione*".

Gli elementi strutturali realizzati come sopra non possono essere usati per opere in Classe di servizio 3, quando la direzione della fibratura cambi in corrispondenza del giunto.

#### **C11.7.6 ALTRI PRODOTTI DERIVATI DAL LEGNO**

In generale, tutti gli altri prodotti derivati dal legno, per i quali non è vigente una norma armonizzata di cui al punto A del § 11.1 delle NTC o non è applicabile quanto specificato al punto C del medesimo § 11.1, ricadono evidentemente nel caso B e devono essere qualificati così come specificato al § 11.7.10 delle NTC.



### **C11.7.10 PROCEDURE DI QUALIFICAZIONE E ACCETTAZIONE**

Le procedure riguardanti la qualificazione rilasciata dal Servizio Tecnico Centrale si applicano ai produttori di elementi base in legno massiccio e/o lamellare non ancora lavorati a formare elementi strutturali pronti per la messa in opera. Ai suddetti produttori, il Servizio Tecnico Centrale, ultimata favorevolmente l'istruttoria, rilascia un *Attestato di Qualificazione*, recante il riferimento al prodotto, alla ditta, allo stabilimento, al marchio. Circa quest'ultimo aspetto, si precisa che ogni produttore deve depositare presso il Servizio Tecnico Centrale il disegno del proprio marchio, che deve essere impresso in modo permanente (a caldo, con inchiostro indelebile, mediante punzonatura, etc.) su ogni elemento base prodotto.

Gli stabilimenti nei quali viene effettuata la lavorazione degli elementi base per dare loro la configurazione finale in opera (intagli, forature, applicazione di piastre metalliche, etc), sia di legno massiccio che lamellare, sono da considerarsi a tutti gli effetti dei Centri di lavorazione. Come tali devono documentare la loro attività al Servizio Tecnico Centrale, il quale, ultimata favorevolmente l'istruttoria, rilascia un *Attestato di denuncia di attività*, recante il riferimento al prodotto, alla ditta, allo stabilimento, al marchio. Circa quest'ultimo aspetto, si precisa che ogni Centro di lavorazione deve depositare presso il Servizio Tecnico Centrale il disegno del proprio marchio, che deve essere impresso in modo permanente (anche mediante etichettatura etc.) su ogni elemento lavorato.

Qualora nel medesimo stabilimento si produca legno base e si effettuino altresì le lavorazioni per ottenere gli elementi strutturali pronti per l'uso, allo stesso saranno rilasciati, ove sussistano i requisiti, entrambi gli Attestati.

### **C11.8 COMPONENTI PREFABBRICATI IN C.A. E C.A.P.**

#### **C11.8.1 GENERALITÀ**

Per quanto riguarda la qualificazione degli specifici materiali o prodotti, si possono applicare, in relazione agli specifici prodotti, i casi A), B) o C) previsti al §11.1 delle NTC, in particolare si osserva che:

- se il prodotto è coperto da una norma europea armonizzata per cui è terminato il periodo di coesistenza, allora è obbligatoria l'applicazione della procedura di cui al caso A) del §11.1 (marcatura CE sulla base di norma armonizzata); in tal caso non si applica la procedura di qualificazione nazionale riportata nel §11.8.4 delle NTC;
- se il prodotto è coperto da una norma europea armonizzata, pubblicata su gazzetta Ufficiale dell'Unione Europea ma per la quale non sia ancora terminato il periodo di coesistenza, il produttore può optare *alternativamente* per la procedura di qualificazione nazionale riportata nel §11.8.4 delle NTC, (caso B), oppure per la marcatura CE (caso A);

- se il prodotto è dotato di uno specifico Benestare Tecnico Europeo (ETA), rilasciato sulla base di una Linea Guida di Benestare Tecnico Europeo (ETAG) oppure di un CUAP, si può procedere alla marcatura CE secondo il caso C) oppure, *alternativamente* si può attuare la procedura di qualificazione nazionale riportata nel §11.8.4 delle NTC, (caso B del § 11.1);
- Negli altri casi si applica la procedura di qualificazione nazionale riportata nel §11.8.4 delle NTC, (caso B del § 11.1).

In ogni caso gli elementi costruttivi di produzione occasionale (ad esempio in stabilimenti di prefabbricazione a “piè d’opera”) devono essere comunque realizzati attraverso processi sottoposti ad un sistema di controllo della produzione, in particolare occorre implementare un sistema di gestione per la qualità, certificato da ente terzo (come specificato al § 11.8.3 delle NTC).

La procedura di qualificazione degli elementi prefabbricati comprende anche le fasi intermedie di produzione, quali quelle di produzione del calcestruzzo e di lavorazione dei ferri di armatura; nel caso degli elementi prefabbricati di produzione occasionale sono richiesti tutti i controlli prescritti nei §§ 11.1 e 11.3 delle NTC.

Laddove il produttore di elementi prefabbricati commercializzi direttamente anche il calcestruzzo prodotto con processo industrializzato ovvero ferri di armatura lavorati, allora dovranno essere applicate, per tali lavorazioni, distinte procedure di qualificazione relative alla produzione del calcestruzzo con processo industrializzato (§11.2.8 delle NTC) ed ai centri di lavorazione di elementi in acciaio (§11.3.1.7 delle NTC).

### **C11.8.3 CONTROLLO DI PRODUZIONE**

Per quanto riguarda il Registro di Produzione, fa capo al Direttore di stabilimento la responsabilità di quanto viene trascritto su detto Registro. La trascrizione materiali e dei dati può anche essere effettuata da un tecnico di fiducia delegato dal direttore di stabilimento.

### **C11.9 DISPOSITIVI ANTISISMICI**

I dispositivi antisismici, così come definiti nella norma, sono tipicamente utilizzati per realizzare sistemi di isolamento sismico, negli edifici, nei ponti e in altri tipi di costruzioni (si veda il §7.10 delle NTC), e sistemi di dissipazione di energia, che negli edifici sono costituiti quasi sempre da controventi che incorporano dispositivi dissipativi. Alcuni tipi di dispositivi sono, inoltre, utilizzati per variare favorevolmente lo schema strutturale, congiuntamente o indipendentemente dai suddetti sistemi, introducendo vincoli temporanei che entrano in funzione, o interrompono la loro funzione di vincolo, in presenza di azioni sismiche.

La progettazione dei dispositivi antisismici e la definizione delle loro prestazioni deve tener conto delle azioni loro applicate nelle normali condizioni di servizio, affinché possano non creare problemi alla costruzione in tali condizioni e presentarsi in piena efficienza funzionale in caso di terremoto. In particolare la capacità di spostamento di tutti i dispositivi deve tener conto degli effetti termici sulla struttura nel quale il dispositivo è inserito, i cui spostamenti indotti dovranno essere sommati a quelli prodotti dal terremoto di progetto.

In merito alle procedure di qualificazione, qualora non si ricada in uno dei casi A) o C) del § 11.1 delle NTC, si applica obbligatoriamente la procedura di qualificazione prevista al § 11.9.2 delle stesse NTC (caso B). Cessa quindi di avere validità l'attestato di deposito della documentazione presso il Servizio Tecnico Centrale, effettuato per i prodotti o sistemi che direttamente influiscono sulla sicurezza e la stabilità degli impalcati stradali e ferroviari e che rientrano nelle pertinenze di esercizio di cui al punto a) della Circolare Min. LL.PP. n.2357 del 16.5.96.

#### **C11.9.1 TIPOLOGIE DI DISPOSITIVI**

In questo capitolo i dispositivi sono classificati in relazione alla funzione strutturale che devono svolgere e alle loro modalità di funzionamento, ovvero al loro legame caratteristico forza-spostamento. Le specifiche indicate nel presente capitolo sono valide per tutti i dispositivi trattati, comunque impiegati per la protezione sismica della struttura.

I *Dispositivi di vincolo temporaneo*, suddivisi in *Dispositivi di vincolo del tipo "a fusibile"* e *Dispositivi (dinamici) di vincolo provvisorio*, rappresentano dei vincoli ausiliari le cui caratteristiche permangono immutate sino al raggiungimento di particolari condizioni.

In particolare, i primi consentono di solidarizzare le parti che collegano sino al raggiungimento di una soglia di forza oltre la quale, al superamento della stessa, consentono tutti i movimenti come se non fossero presenti. Pertanto, essi rappresentano un vincolo sino a quando non si raggiunge il valore della forza di soglia, oltre il quale il vincolo è disattivato ed una sua riattivazione può avvenire solo mediante la sostituzione o un eventuale intervento meccanico.

I *dispositivi dinamici di vincolo provvisorio*, detti anche *shock transmitter*, hanno una logica di funzionamento inversa rispetto alla precedente, ovvero lasciano libere e prive di vincolo, le parti da essi collegate, sino a quando i movimenti relativi tra gli elementi che collegano non si manifestino con una velocità maggiore della velocità di attivazione del dispositivo, superata la quale si trasformano, per la durata del movimento rapido, in collegamento pressoché rigido tra le parti. Tali dispositivi vengono utilizzati, ad esempio, per solidarizzare temporaneamente due elementi in presenza di movimenti rapidi (quali quelli dinamici dovuti ad un evento sismico) per la durata

dell'azione dinamica, consentendo prima e dopo l'evento, tutti i movimenti lenti (in particolare quelli legati alle dilatazioni termiche) come se le parti non fossero tra loro collegate.

I *Dispositivi dipendenti dallo spostamento*, a loro volta suddivisi in *Dispositivi a comportamento lineare* o "*Lineari*" e *Dispositivi a comportamento non lineare* o "*Non Lineari*", sono caratterizzati da un legame forza-spostamento sostanzialmente indipendente dalla velocità. I primi hanno un comportamento sostanzialmente lineare e nella fase di scarico non devono mostrare spostamenti residui significativi mentre i secondi sono caratterizzati da un legame forza-spostamento non lineare, con comportamento stabile per il numero di cicli richiesti dalle esigenze progettuali e, comunque, con dei requisiti minimi nel seguito descritti.

Nei *Dispositivi dipendenti dalla velocità* detti anche *Dispositivi a comportamento viscoso* o "*Viscosi*" il legame costitutivo forza-spostamento può dipendere sia dalla sola velocità che, contemporaneamente, dalla velocità e dallo spostamento. Il funzionamento è caratterizzato dalle forze di reazione generate dal flusso di un fluido viscoso che passa, attraverso orifizi o sistemi di valvole, tra le due camere che il dispositivo possiede.

I *Dispositivi di isolamento*, o "*Isolatori*", suddivisi in "*Isolatori elastomerici*" ed "*Isolatori a scorrimento*", svolgono fondamentalmente la funzione di sostegno dei carichi verticali, con elevata rigidità in direzione verticale e bassa rigidità o resistenza in direzione orizzontale, permettendo notevoli spostamenti orizzontali. I primi sono costituiti da strati di gomma frapposti tra piastre in acciaio e ad esse solidarizzati mediante vulcanizzazione. Tale configurazione, rispettando taluni rapporti geometrici, determina un forte confinamento alla deformazione trasversale della gomma e conferisce al dispositivo un'elevata rigidità e resistenza nei confronti dei carichi verticali, conservando un'elevata deformabilità trasversale.

Gli isolatori a scorrimento hanno un funzionamento caratterizzato da basse forze di attrito orizzontali, la cui entità dipende dal tipo di superfici utilizzate e dal loro trattamento, che si sviluppano all'interfaccia tra i materiali che costituiscono le due superfici di contatto su cui avviene lo scorrimento.

#### **C11.9.2 PROCEDURA DI QUALIFICAZIONE**

La procedura di qualificazione è finalizzata ad acquisire una dettagliata conoscenza del comportamento del dispositivo, in relazione al ruolo che esso dovrà svolgere nelle strutture in cui sarà inserito.

Per i dispositivi costituiti da elementi il cui comportamento è stabile nel tempo e/o stabile per differenti condizioni di temperatura ambientale e/o stabile per differenti velocità di deformazione/spostamento, in relazione al mantenimento delle proprietà chimico-fisiche dei

materiali e alla conservazione dell'efficienza dei meccanismi di funzionamento, è possibile omettere le relative prove di verifica, motivando tale omissione mediante adeguata relazione. Nei casi in cui la dipendenza dalla temperatura sia legata solo alla variabilità delle proprietà dei materiali, l'accertamento di tale dipendenza potrà essere effettuato su campioni dei materiali stessi anziché sull'intero dispositivo.

Le prove di qualificazione descritte nella norma costituiscono le condizioni minime da rispettare, fermo restando che il produttore potrà fornire tutte le valutazioni aggiuntive, anche mediante ulteriori test sperimentali, per la verifica delle condizioni riportate per ogni tipo di dispositivo.

Le prove di qualificazione sono finalizzate a determinare le caratteristiche del dispositivo sottoposto a richieste prestazionali confrontabili con quelle progettuali e verificarne la robustezza di comportamento. Tali prove richiedono tipicamente l'esecuzione di differenti test, le cui modalità variano a seconda del tipo di dispositivo e della tecnologia su cui è basato. Esse possono essere eseguite su prototipi in scala ridotta o ampliata, in modo da essere utilizzabili come prove di riferimento per dispositivi anche di dimensioni diverse. Si conferma comunque la necessità che i campioni da sottoporre a prova rappresentino un campione significativo della produzione soggetta a qualificazione.

Nei paragrafi che descrivono le prove dei singoli dispositivi, si fa riferimento allo spostamento  $d_2$ , valutato come spostamento di progetto allo SLC del dispositivo reale. Se le prove vengono eseguite su prototipi in scala, tale spostamento va, evidentemente, ridotto o amplificato secondo il rapporto di scala dei prototipi di prova.

Le prove di qualificazione (e di accettazione) sui dispositivi antisismici devono essere effettuate da uno dei laboratori di cui all'art.59 del DPR 380/01. Tali laboratori devono essere incaricati dal produttore (o dal Direttore dei Lavori) previo nulla osta del Servizio Tecnico Centrale, il quale rilascia il suddetto nulla osta solo a seguito della verifica (eventualmente mediante visita ispettiva) riguardante l'adeguatezza delle attrezzature (idonee all'esecuzione delle prove richieste e correttamente tarate e mantenute), delle competenze (del personale tecnico e degli sperimentatori) e dell'organizzazione (regolata mediante l'adozione di un idoneo sistema di gestione per la qualità) del laboratorio stesso.

La procedura di qualificazione dei dispositivi antisismici, effettuata presso il Servizio Tecnico Centrale, può prevedere una visita in stabilimento (per la verifica della corretta implementazione del controllo di produzione in fabbrica), nonché la sorveglianza diretta sull'esecuzione delle prove di qualificazione.

La certificazione del sistema di gestione per la qualità, che non esime il produttore dalla qualificazione presso il Servizio Tecnico Centrale, è rilasciata da un ente terzo accreditato e riconosciuto in sede europea.

Se i dispositivi vengono utilizzati anche con funzione di appoggio strutturale, devono essere rispettati, in aggiunta a quanto riferito ai dispositivi antisismici, anche i requisiti (tecnici ed organizzativi) previsti al §11.6.

### **C11.9.3 PROCEDURA DI ACCETTAZIONE**

La procedura di accettazione è finalizzata ad accertare che le caratteristiche dei dispositivi messi in opera siano coerenti con le caratteristiche riscontrate nelle prove di qualificazione sui prototipi dei dispositivi e con quanto previsto nel progetto.

Poiché, talvolta, le forze e gli spostamenti di progetto dei dispositivi reali sono tali da rendere difficoltosa, se non proibitiva, l'esecuzione delle prove in condizioni dinamiche, le prove di accettazione sono prove quasi-statiche, ed il confronto potrà essere effettuato sui parametri di comportamento valutati, sia in qualifica che in accettazione, in condizioni quasi-statiche. È evidente che, ove fosse possibile effettuare prove in condizioni dinamiche anche per l'accettazione, quest'ultima modalità sarà da preferire, così da poter confrontare direttamente i parametri caratteristici del comportamento in condizioni più simili a quelle sismiche reali.

### **C11.9.4 DISPOSITIVI A COMPORTAMENTO LINEARE**

I dispositivi "lineari" sono caratterizzati da un legame forza-spostamento sostanzialmente indipendente dalla velocità e pressoché lineare, non mostrando, allo scarico, spostamenti residui significativi.

La linearità della risposta si riscontra accertando che il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente sia minore del 15% e che lo scarto tra la rigidezza iniziale  $K_{in}$ , valutata come la rigidezza secante tra i valori corrispondenti al 10% ed il 20% della forza di progetto, e la rigidezza equivalente  $K_e$ , valutata come pendenza della secante tra i punti di massimo spostamento positivo e negativo in un ciclo completo, sia minore del 20% della rigidezza  $K_{in}$  (per i dispositivi a comportamento lineare la rigidezza del primo tratto  $K_1$  può essere assunta pari a  $K_{in}$ ).

Per la valutazione del coefficiente di smorzamento viscoso equivalente, in un singolo ciclo di carico di un dispositivo, si fa riferimento alla seguente formulazione:

$$\xi_e = E_d / (2 \pi F d) = E_d / (2 \pi K_e d^2)$$

dove

-  $d$  è lo spostamento massimo raggiunto dal dispositivo in un ciclo di carico;

- $F$  è la forza massima raggiunta dal dispositivo in un ciclo di carico;
- $E_d$  è l'energia dissipata da un dispositivo in un ciclo completo di carico, ossia l'area racchiusa dal ciclo di carico in un diagramma forza-spostamento.

#### **C11.9.4.2 Prove di qualificazione sui dispositivi**

Per i dispositivi lineari, la prova "preliminare" è finalizzata a conoscere il comportamento del dispositivo per le diverse ampiezze di spostamento che il dispositivo potrebbe subire durante l'eccitazione sismica della struttura. Il numero di cicli con ampiezza massima, riferita al prototipo reale è definito dal progettista sulla base delle analisi svolte e sarà comunque non minore di 10. Il test va condotto, per ogni ciclo completo, alla frequenza indicata dal progettista e mediamente pari a quella che si può verificare nel caso del terremoto di progetto relativo allo stato limite di collasso. Tale frequenza, nel caso di dispositivi facenti parte di un sistema di isolamento, può essere assunta pari a 0,5 Hz in mancanza di specifiche valutazioni.

Spesso dispositivi simili, per tipi di materiale e geometria, ad isolatori elastomerici sollecitati a taglio vengono utilizzati come dispositivi ausiliari uni o bi-direzionali a comportamento quasi lineare, senza svolgere funzione portante dei carichi verticali. Date le peculiarità della tecnologia e dei materiali, le prove di qualificazione saranno simili a quella degli isolatori elastomerici, escludendo, naturalmente, le prove finalizzate alla caratterizzazione del comportamento sotto carichi verticali. Parimenti dovranno essere riprodotte, nell'esecuzione delle prove, le condizioni di vincolo cui sarà soggetto il dispositivo nell'applicazione reale.

#### **C11.9.5 DISPOSITIVI A COMPORTAMENTO NON LINEARE**

Come descritto nella norma, tali dispositivi sono caratterizzati da un legame forza-spostamento non lineare, sostanzialmente indipendente dalla velocità, che può realizzare comportamenti meccanici diversi, ad elevata o bassa dissipazione di energia, con riduzione o incremento della rigidità al crescere dello spostamento, con o senza spostamenti residui all'azzeramento della forza.

La stabilità del ciclo si riscontra accertando che, fissata l'ampiezza di spostamento, lo scarto tra la rigidità del secondo ramo di un generico ciclo "i",  $K_{2(i)}$ , e la stessa valutata al terzo ciclo e presa a riferimento,  $K_{2(3)}$ , sia minore del 10%. Analogamente si dovrà riscontrare che lo scarto tra il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente di un generico ciclo "i" e lo stesso valutato al terzo ciclo e preso a riferimento, sia minore del 10% del valore assunto a riferimento.

La rigidità iniziale si calcola come descritto nel paragrafo relativo ai dispositivi lineari.

Per i dispositivi dotati di ramo di softening, è possibile assumere come valore della rigidità  $K_1$  anche il valore della rigidità iniziale  $K_{in}$ .

**C11.9.5.1 Prove di accettazione sui materiali**

Si rimanda a quanto descritto per i dispositivi lineari.

**C11.9.5.2 Prove di qualificazione sui dispositivi**

Si rimanda a quanto descritto per i dispositivi lineari

**C11.9.5.3 Prove di accettazione sui dispositivi**

Si rimanda a quanto descritto per i dispositivi lineari

**C11.9.6 DISPOSITIVI A COMPORTAMENTO VISCOSO**

I dispositivi a comportamento viscoso hanno un legame costitutivo che dipende dalla velocità e, in genere, trasmettono soltanto azioni lungo il proprio asse longitudinale. Non essendo dotati di rigidità elastica, essi vengono utilizzati essenzialmente per aumentare la capacità dissipativa di un sistema di isolamento o, più in generale, del sistema strutturale nel quale vengono inseriti.

L'obbligo di disporre le cerniere sferiche alle due estremità del dispositivo trova giustificazione nell'esigenza di scongiurare che eventuali disallineamenti diano luogo, durante i movimenti causati da un evento sismico, alla nascita di sforzi parassiti che danneggino il dispositivo viscoso compromettendone il funzionamento. La capacità di rotazione delle cerniere sferiche necessaria dovrà essere determinata dal progettista, in relazione agli effetti sia delle azioni di servizio, sia dei movimenti dovuti al terremoto, sia, infine, a possibili imperfezioni nell'installazione. In ogni caso è consigliabile che la capacità di rotazione sia non inferiore a  $\pm 2^\circ$ .

**C11.9.6.2 Prove di qualificazione sui dispositivi**

È opportuno che le prove di qualificazione siano condotte su prototipi simili ai dispositivi da mettere in opera o direttamente su questi ultimi. Infatti, essendo il comportamento dei dispositivi viscosi legato sia a fattori geometrici, sia alla velocità di movimento del fluido negli orifizi, e quindi alla portata, la riduzione di scala del prototipo rispetto al dispositivo reale, ancor più che per gli altri dispositivi, è sconsigliato.

La prova preliminare ha la finalità di conoscere la dipendenza del legame forza-spostamento dalla velocità, in modo da caratterizzare pienamente il dispositivo rispetto alle condizioni effettive di lavoro e determinare il parametro fondamentale  $\alpha$ . Per questo ciascun test viene svolto a velocità costante, ossia con rampe lineari di spostamento.

Nel corso dei test la temperatura subisce variazioni considerevoli pertanto, al fine di accertarne l'indipendenza del legame costitutivo, è opportuno monitorare anche la temperatura ed eventualmente ripetere alcuni test precedentemente eseguiti verificando la costanza del comportamento.



La prova “dinamica”, finalizzata alla verifica del comportamento ciclico stabile, è condotta imponendo al prototipo un numero, definito dal progettista sulla base delle analisi svolte e comunque non minore di 10, di cicli completi di deformazioni alternate, con andamento sinusoidale.

La norma consente di effettuare la sequenza di cicli suddivisi in due o più serie. Questa possibilità è legata, da un lato alla necessità di valutare il comportamento in condizioni di temperatura non troppo elevate rispetto alla realtà, essendo lo spostamento di riferimento raggiunto in pochissimi cicli in un terremoto reale, dall'altro per consentire di effettuare la prova anche su dispositivi molto grandi, permettendo all'impianto di prova di ricaricare gli accumulatori tra una serie e l'altra.

#### **C11.9.7 ISOLATORI ELASTOMERICI**

Sebbene la validità degli isolatori elastomerici venga verificata sperimentalmente, è comunque opportuno che la loro progettazione rispetti le seguenti limitazioni:

- la tensione massima  $\sigma_s$  agente nella generica piastra in acciaio sia non maggiore di

$$\sigma_s = 1,3 V (t_1 + t_2) / (A_r t_s),$$

- $\gamma_t \leq 5$
- $\gamma_s \leq \gamma^* / 1,5 \leq 2$
- Il carico massimo verticale agente sul singolo isolatore dovrà essere inferiore al carico critico  $V_{cr}$  diviso per un coefficiente di sicurezza 2,0.

dove:

- $t_1$  e  $t_2$  sono gli spessori dei due strati di elastomero direttamente a contatto con la piastra  $t_s$  è il suo spessore ( $t_s \geq 2\text{mm}$ ), deve risultare inferiore alla tensione di snervamento dell'acciaio  $f_{yk}$ .
- $\gamma^*$  è il valore massimo della deformazione di taglio raggiunto nelle prove di qualificazione relative all'efficacia dell'aderenza elastomero-acciaio, senza segni di rottura.
- $A_r$  è l'area ridotta efficace dell'isolatore calcolata come:

$$A_r = (\varphi - \sin\varphi)D^2/4 \text{ con } \varphi = 2 \arccos(d_2/D) \text{ per isolatori circolari di diametro } D$$

$$A_r = \text{Min} [(b_x - d_{rftx} - d_{Ex}) \cdot (b_y - d_{rfty} - 0,3d_{Ey}), (b_x - d_{rftx} - 0,3d_{Ex}) \cdot (b_y - d_{rfty} - d_{Ey})] \text{ per isolatori rettangolari di lati } b_x \text{ e } b_y \text{ e per uno spostamento relativo tra le due facce (superiore e inferiore) degli isolatori, prodotti dalla azione sismica agente nelle direzioni } x \text{ ed } y (d_{Ex}, d_{Ey})$$

- $V_{cr}$  è il carico critico calcolato come:

$$V_{cr} = G_{din} A_r S_1 b_{min} / t_e$$

dove

$b_{\min} = \min(b_x, b_y)$  per isolatori rettangolari

$b_{\min} = D$  per isolatori circolari.

- $\gamma_c = 1,5V/(S_1 G_{\text{din}} A_r)$  è la deformazione di taglio dell'elastomero prodotta dalla compressione;
- $\gamma_s = d_2/t_e$  è la deformazione di taglio dell'elastomero per lo spostamento sismico totale, inclusi gli effetti torsionali;
- $\gamma_\alpha = a^2/2t_e$  è la deformazione di taglio dovuta alla rotazione angolare

dove:

$a^2 = (\alpha_x b_x^2 + \alpha_y b_y^2)$ , con  $\alpha_x$  ed  $\alpha_y$  che rappresentano le rotazioni rispettivamente attorno alle direzioni x ed y nel caso di un isolatore rettangolare

$a^2 = 3 \alpha D^2 / 4$  con  $\alpha = (\alpha_x^2 + \alpha_y^2)^{1/2}$  nel caso di un isolatore circolare

- $\gamma_t = \gamma_c + \gamma_s + \gamma_\alpha$  deformazione di taglio totale di progetto;
- $E_c$  modulo di compressibilità assiale valutato (in MPa) come

$$E_c = (1/(6G_{\text{din}}S_1^2) + 4/(3E_b))^{-1};$$

dove:

$G_{\text{din}}$  modulo di taglio dinamico dell'elastomero;

$E_b$  modulo di compressibilità volumetrica della gomma, da assumere pari a 2000 MPa in assenza di determinazione diretta;

- $d_{\text{rftx}}, d_{\text{rfty}}$ : spostamenti relativi tra le due facce (superiore e inferiore) degli isolatori, prodotti dalle azioni di ritiro, fluage, e termiche (ridotte al 50%), ove rilevanti;
- $d_E = \text{Max} \{ [(d_{E_x} + d_{\text{rftx}})^2 + (0,3d_{E_y} + d_{\text{rfty}})^2]^{1/2}, [(0,3d_{E_x} + d_{\text{rftx}})^2 + (d_{E_y} + d_{\text{rfty}})^2]^{1/2} \};$

#### **C11.9.7.1 Prove di accettazione sui materiali**

Il comportamento dell'elastomero può dipendere fortemente dalla temperatura. Dovendo rispettare precise tolleranze sui parametri di comportamento, sarà necessario, in generale, effettuare anche prove in camera termica per la misura del modulo elastico e dello smorzamento a diverse temperature.

### **C11.9.7.2 Prove di qualificazione sui dispositivi**

Data la complessità del comportamento degli isolatori elastomerici e l'importanza delle dimensioni nel processo di produzione, si raccomanda, quando possibile, di effettuare le prove di qualificazione su dispositivi in vera grandezza.

In ogni caso, la procedura di prova dovrà rispecchiare le reali condizioni di vincolo, in particolare sulle facce superiori ed inferiori, del dispositivo in opera.

Tra le grandezze indagate nelle prove di qualifica vi è il modulo statico di taglio  $G$ , determinato per consentire il confronto con i risultati delle prove di caratterizzazione del materiale e, soprattutto, con i risultati delle prove di accettazione, così da poter estendere ai dispositivi in opera la caratterizzazione compiuta nella qualificazione.

Per quanto attiene la determinazione delle curve  $G-\gamma$  e  $\xi-\gamma$ , mediante le prove dinamiche, la scelta tra le due sequenze alternative, riferite rispettivamente ai valori di deformazione della gomma o di spostamento del dispositivo, andrà compiuta facendo riferimento al valore più grande tra  $\gamma_{\max}$  e  $d_2$ , e non in relazione ad ogni singola ampiezza.

### **C11.9.7.3 Prove di accettazione sui dispositivi**

Le prove di accettazione hanno la finalità di verificare la corrispondenza tra il comportamento dei dispositivi messi in opera e quelli su cui è stata condotta la caratterizzazione mediante le prove di qualificazione, verificandone la rispondenza progettuale. A tale scopo, tramite i test di accettazione, si determina il valore della rigidità verticale e del modulo statico di taglio  $G$ , da confrontare con i valori emersi nelle prove di qualificazione, al fine di poterne ritenere associabile la caratterizzazione compiuta in qualificazione.

In luogo del modulo di taglio statico  $G$  è auspicabile la determinazione del  $G_{\text{din}}$ .

## **C11.10 MURATURA PORTANTE**

### **C11.10.1 ELEMENTI PER MURATURA**

È opportuno rammentare che la definizione delle categorie degli elementi per muratura è più precisamente descritta nelle norme armonizzate della serie UNI EN 771.

Per entrambe le categorie di elementi contemplate, l'effettiva resistenza a compressione del prodotto, valutata secondo la UNI EN 772-1:2002, non può essere inferiore a quella dichiarata con la marcatura CE.

La differenza tra tali categorie si può sintetizzare in modo semplice nei seguenti termini: per elementi di Categoria II la prestazione (media o caratteristica) può essere raggiunta ammettendo una

maggior variabilità dei singoli valori di resistenza, mentre per elementi di Categoria I viene raggiunta con una minore variabilità dei singoli valori di resistenza.

#### **C11.10.1.1 Prove di Accettazione**

Il paragrafo ribadisce che tutti i materiali, indipendentemente dalla Marcatura CE ovvero da altre qualificazioni nazionali, devono essere accettati dal Direttore dei lavori, anche mediante le prove sperimentali di accettazione di cui al §11.10.1.1 delle NTC; in ogni caso il Direttore dei lavori potrà far eseguire tutte le ulteriori prove che ritenga necessarie ai fini dell'impiego specifico, facendo riferimento alle metodologie indicate nelle norme armonizzate applicabili.

##### ***C11.10.1.1.1 Resistenza a compressione degli elementi resistenti artificiali o naturali***

La procedura di controllo di accettazione in cantiere prevede il confronto (tramite disuguaglianze) delle resistenze a compressione valutate sui campioni pervenuti in cantiere con la resistenza caratteristica,  $f_{bk}$ , fornita dal produttore. La valutazione di quest'ultima è funzionale, inoltre, anche all'impiego delle tabelle 11.10.V, 11.10.VI e 11.10.VII delle NTC, utili alla stima rispettivamente della resistenza caratteristica a compressione e taglio della muratura.

È opportuno riportare, dunque, alcune indicazioni utili per la valutazione di  $f_{bk}$ .

##### ***Resistenza caratteristica a compressione degli elementi nella direzione dei carichi verticali***

Si definisce resistenza caratteristica quella resistenza al di sotto della quale ci si può attendere di trovare il 5% della popolazione di tutte le misure di resistenza. La resistenza di rottura a compressione di un singolo elemento è data dalla seguente espressione:

$$f_{bi} = N/A$$

in cui:

$N$  = carico di rottura applicato in direzione ortogonale al piano di posa;

$A$  = area lorda della sezione normale alla direzione di carico.

Il valore della resistenza caratteristica  $f_{bk}$  si ricava dalla formula seguente, applicata ad un numero minimo di 30 elementi:

$$f_{bk} = f_{bm} (1 - 1,64 \delta)$$

in cui:

$f_{bm}$  = media aritmetica della resistenza dei singoli elementi  $f_{bi}$ ;

$\delta = \frac{s}{f_{bm}}$  = coefficiente di variazione;

$s$  = stima dello scarto quadratico medio;

$$s = \sqrt{\frac{\sum_n (f_{bm} - f_{bi})^2}{n-1}} \quad (n = \text{numero degli elementi provati})$$

Il valore della  $f_{bk}$  non è accettabile per  $\delta > 0.2$

*Resistenza caratteristica a compressione degli elementi nella direzione ortogonale a quella dei carichi verticali e nel piano della muratura*

La resistenza caratteristica a compressione in direzione ortogonale ai carichi verticali e nel piano della muratura (richiamata nel § 7.8.1.2. delle NTC ed ivi contraddistinta dal simbolo  $\overline{f_{bk}}$ ) sarà dedotta da quella media  $\overline{f_{bm}}$  mediante la relazione:

$$\overline{f_{bk}} = 0,7 \overline{f_{bm}}$$

in cui la resistenza media  $\overline{f_{bm}}$  sarà ricavata da prove su almeno sei campioni.

### **C11.10.3 DETERMINAZIONE DEI PARAMETRI MECCANICI DELLA MURATURA**

La norma fornisce indicazioni sulla determinazione della resistenza caratteristica della muratura sia a compressione che a taglio.

La determinazione di tali resistenze dovrà essere effettuata per via sperimentale su campioni di muro. In considerazione, tuttavia, della difficoltà ed onerosità di questo tipo di prove, la norma ammette la possibilità di ricavare i valori delle resistenze a compressione e a taglio utilizzando apposite tabelle.

In ogni caso, le resistenze caratteristiche a compressione ed a taglio della muratura richieste dal calcolo dovranno essere indicate nel progetto delle opere.

È da richiamare l'attenzione circa la determinazione sperimentale delle caratteristiche di una muratura confezionata con elementi resistenti appartenenti ad una stabilita "famiglia di prodotti", intendendosi come tale l'insieme di prodotti caratterizzati dallo stesso ciclo produttivo, simili nella configurazione geometrica, con la medesima percentuale di foratura e destinazione d'uso, ma con dimensioni diverse nel senso dello spessore e/o altezza della muratura stessa; per tali elementi è possibile verificare sperimentalmente le caratteristiche della tipologia meno resistente ed estendere i risultati conseguiti a tutte le murature che impieghino gli elementi, maggiormente resistenti, della stessa famiglia.

### **C11.10.3.2 Resistenza caratteristica a taglio in assenza di tensioni normali**

#### ***C11.10.3.2.1 Determinazione sperimentale della resistenza a taglio***

La norma, per la determinazione della resistenza a taglio, si riferisce alla UNI EN 1052-3:2007 e, per quanto applicabile, alla UNI EN 1052-4:2001, introducendo le prove di taglio su triplete.

La resistenza caratteristica sperimentale a taglio può, in ogni caso, essere valutata, anche, con prove di compressione diagonale su  $n$  muretti ( $n = 6$ ), seguendo, sia per la confezione che per la prova, le modalità indicate in normative di comprovata validità.

## **C12. RIFERIMENTI TECNICI**

Gli Eurocodici Strutturali pubblicati dal CEN costituiscono un importante riferimento per l'applicazione delle Norme Tecniche.

A tale riguardo è da precisarsi che per l'impiego degli Eurocodici, finché non saranno pubblicate le Appendici Nazionali, il riferimento ai valori raccomandati dalle EN vale solo se non in contrasto con analoghe indicazioni delle Norme Tecniche, indicazioni che in ogni caso prevalgono.

Laddove mancano i diretti riferimenti a valori specifici delle NTC, si possono usare i valori raccomandati dagli EC solo se tali valori sono coerenti, come criteri e come livelli di sicurezza, a quanto indicato dalle NTC.

## CA - ALLEGATO A ALLE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI: PERICOLOSITÀ SISMICA

Si premette che i valori della accelerazione massima del terreno  $a_g$  sono forniti dalla pericolosità sismica di base dell'INGV con una precisione dell'ordine di  $\pm 0,01g$  ed analoghi livelli di precisione sono riscontrabili anche sulle risposte spettrali. Il fatto che l'errore sia espresso in termini assoluti invece che relativi evidenzia come la sua influenza possa essere significativa nei casi di bassa sismicità (peraltro tutelati dalle norme attraverso soglie di azione minima irrinunciabile) e vada attenuandosi al crescere della pericolosità sismica.

La accurata modellazione adottata dalla norma per la pericolosità sismica trova dunque la sua giustificazione più che nella precisione dei dati disponibili, variabile al variare della pericolosità sismica, nel desiderio di pervenire ad una definizione dell'azione sismica univoca, riducendo a tal fine il più possibile gli spazi di discrezionalità con cui il progettista deve confrontarsi.

Data la modalità di definizione della pericolosità sismica, è evidente come frequentemente possa accadere che la situazione progettuale considerata non ricada tra quelle già considerate, né in termini di coordinate geografiche né in termini di coordinate temporali.

Non ricadere tra le situazioni già considerate in termini di coordinate geografiche vuol dire che il punto in esame (che identifica il sito ove sorge la costruzione) non ricade in uno dei 10751 punti appartenenti alla maglia considerata nella "pericolosità sismica di base".

Non ricadere tra le situazioni già considerate in termini di coordinate temporali vuol dire che il periodo di ritorno  $T_R$  della costruzione in esame (identificato in base al periodo di riferimento  $V_R = C_U \cdot V_N$  proprio della costruzione ed alla probabilità di superamento  $P_{V_R}$  che compete allo stato limite considerato, attraverso la formula  $T_R = -V_R / \ln(1 - P_{V_R}) = -C_U \cdot V_N / \ln(1 - P_{V_R})$  non è uno dei 9 valori di  $T_R$  (espressi in anni) considerati nella *pericolosità sismica di base* (30, 50, 72, 101, 140, 202, 475, 975, 2475).

Per un qualunque punto del territorio non ricadente nei nodi del reticolo di riferimento, i valori dei parametri  $p(a_g, F_O, T_C^*)$  ad esso corrispondenti possono essere calcolati come media pesata dei valori assunti da tali parametri nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento contenente il punto in esame, utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici, attraverso l'espressione:

$$p = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{p_i}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}} \quad [3]$$

nella quale:

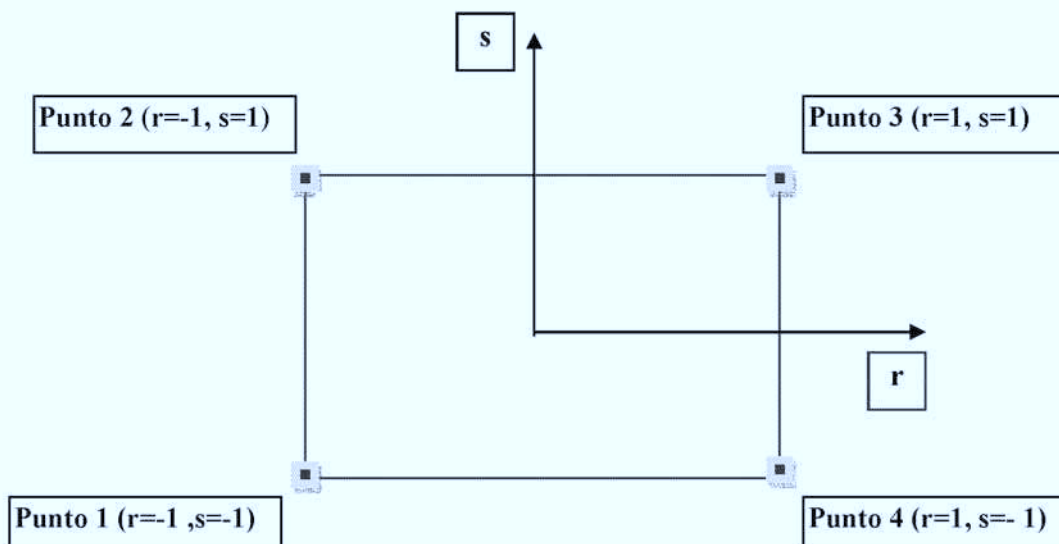
$p$  è il valore del parametro di interesse nel punto in esame;

$p_i$  è il valore del parametro di interesse nell' $i$ -esimo vertice della maglia elementare contenente il punto in esame;

$d_i$  è la distanza del punto in esame dall' $i$ -esimo vertice della maglia suddetta.

La formula di interpolazione sopra proposta, semplice da usare, presenta peraltro l'inconveniente di condurre a valori di pericolosità lievemente diversi per punti affacciati ma appartenenti a maglie contigue. La modestia delle differenze (scostamenti in termini di PGA dell'ordine di  $\pm 0,01g$ ) a fronte della semplicità d'uso, rende tale stato di cose assolutamente accettabile.

Qualora si vogliano rappresentazioni continue della funzione interpolata, si dovrà ricorrere a metodi di interpolazione più complessi, ad esempio i polinomi di Lagrange.



Indicati con 1, 2, 3 e 4 i quattro vertici della generica maglia, ed attribuiti a tali vertici le coordinate  $r$  ed  $s$  mostrate in figura, si definiscono i quattro polinomi di Lagrange  $h_1$ ,  $h_2$ ,  $h_3$  ed  $h_4$ :

$$h_1 = (1-r)(1-s)/4; \quad h_2 = (1-r)(1+s)/4; \quad h_3 = (1+r)(1+s)/4; \quad h_4 = (1+r)(1-s)/4$$



Tra le coordinate  $x, y$  di un punto generico <sup>6</sup>e le coordinate  $r, s$  dello stesso punto sussistono le relazioni (esprese in funzione delle coordinate  $x, y$  dei 4 vertici):

$$\begin{cases} 4x = \sum_{i=1}^4 h_i x_i = [(1-r)(1-s)x_1 + (1-r)(1+s)x_2 + (1+r)(1+s)x_3 + (1+r)(1-s)x_4] \\ 4y = \sum_{i=1}^4 h_i y_i = [(1-r)(1-s)y_1 + (1-r)(1+s)y_2 + (1+r)(1+s)y_3 + (1+r)(1-s)y_4] \end{cases}$$

Da cui:

$$\begin{cases} 4x = (x_1 + x_2 + x_3 + x_4) + r(-x_1 - x_2 + x_3 + x_4) + s(-x_1 + x_2 + x_3 - x_4) + rs(x_1 - x_2 + x_3 - x_4) \\ 4y = (y_1 + y_2 + y_3 + y_4) + r(-y_1 - y_2 + y_3 + y_4) + s(-y_1 + y_2 + y_3 - y_4) + rs(y_1 - y_2 + y_3 - y_4) \end{cases}$$

Con le posizioni

$$A = -x_1 - x_2 + x_3 + x_4; B = -x_1 + x_2 + x_3 - x_4; C = x_1 - x_2 + x_3 - x_4; X = 4x - (x_1 + x_2 + x_3 + x_4)$$

$$D = -y_1 - y_2 + y_3 + y_4; E = -y_1 + y_2 + y_3 - y_4; F = y_1 - y_2 + y_3 - y_4; Y = 4y - (y_1 + y_2 + y_3 + y_4)$$

Si perviene infine alle relazioni:

$$\begin{cases} Ar + Bs = X - Crs \\ Dr + Es = Y - Frs \end{cases}$$

Il sistema di equazioni non lineari può essere risolto facilmente per iterazione, ricavando le coordinate  $r, s$  corrispondenti alle  $x, y$ . Al primo ciclo di iterazione i valori di  $r$  ed  $s$  si ricavano ponendo  $Crs = Frs = 0$  e risolvendo il sistema di equazioni lineari così ottenuto; ai cicli successivi, i valori di  $Crs$  ed  $Frs$  si valutano utilizzando i valori di  $r$  ed  $s$  ricavati nell'iterazione precedente e risolvendo il solito sistema di equazioni lineari. La convergenza è molto rapida.

Detto allora  $p (a_p, F_p, T_p)$  il generico parametro che interessa, il suo valore nel punto di coordinate  $r, s$  si ricava, in funzione dei valori da esso assunti nei 4 vertici, attraverso l'espressione:

$$4p = \sum_{i=1}^4 h_i p_i = [(1-r)(1-s)p_1 + (1-r)(1+s)p_2 + (1+r)(1+s)p_3 + (1+r)(1-s)p_4]$$

<sup>6</sup> Si deve usare l'accortezza di far coincidere l'origine degli assi  $x, y$  e l'origine degli assi  $r, s$  con il centro di figura della maglia considerata.

Per un qualunque periodo di ritorno  $T_R$  diverso dai 9 previsti nella *pericolosità sismica*, i valori dei parametri  $p(a_g, F_O, T_C^*)$  ad esso corrispondenti potranno essere ricavati per interpolazione, a partire dai dati relativi ai  $T_R$  previsti nella *pericolosità sismica*, utilizzando l'espressione seguente:

$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \times \log\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right) \times \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1} \quad [2]$$

nella quale:

$p$  è il valore del parametro di interesse corrispondente al periodo di ritorno  $T_R$  desiderato;

$T_{R1}$ ,  $T_{R2}$  sono i periodi di ritorno più prossimi a  $T_R$  per i quali si dispone dei valori  $p_1$  e  $p_2$  del generico parametro  $p$  (ai fini del risultato, è inessenziale quale dei due valori venga assunto come  $T_{R1}$  e quale come  $T_{R2}$ ).

Per facilitare le operazioni di valutazione puntuale della pericolosità sismica, sul sito del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ([www.cslp.it/cslp/index.php](http://www.cslp.it/cslp/index.php)) è stato montato, ed è liberamente scaricabile, il programma “**Azioni sismiche - Spettri di risposta ver. 1.02**”. Il programma effettua tutte le operazioni di interpolazione sia geografica che temporale richieste per la valutazione dell'azione sismica.

## **C7A (APPENDICE AL § C7)**

### **C7A.10. (APPENDICE AL § C7.10) COSTRUZIONI CON ISOLAMENTO E/O DISSIPAZIONE**

Questa appendice ha lo scopo di fornire indicazioni utili alla progettazione e la realizzazione di costruzioni, in particolare di edifici, dotati di sistemi di protezione sismica basati sulla dissipazione di energia.

#### **GLOSSARIO**

Centro di rigidezza equivalente: Centro delle rigidezze equivalenti dei dispositivi che costituiscono il sistema di isolamento e della sottostruttura. Il contributo di quest'ultima è generalmente trascurabile negli edifici.

Ciclo bilineare teorico: Ciclo di comportamento meccanico forza-spostamento, definito convenzionalmente per identificare le principali caratteristiche meccaniche di un dispositivo a comportamento non lineare, mediante i valori di rigidezza di due rami definiti dai seguenti parametri:

$d_2$  = Spostamento massimo di progetto in un dispositivo d'isolamento, corrispondente allo SLC;

$F_2$  = forza corrispondente allo spostamento  $d_2$ , ottenuta al terzo ciclo sperimentale.

Coefficiente viscoso equivalente: Coefficiente viscoso  $\xi$  che dissipa la stessa quantità di energia meccanica del sistema d'isolamento durante un ciclo di ampiezza assegnata, tipicamente pari a quella di progetto.

Dispositivi d'isolamento: Componenti del sistema d'isolamento, ciascuno dei quali fornisce una singola o una combinazione delle seguenti funzioni:

- di sostegno dei carichi verticali con elevata rigidezza in direzione verticale e bassa rigidezza o resistenza in direzione orizzontale, permettendo notevoli spostamenti orizzontali;
- di dissipazione di energia, con meccanismi isteretici e/o viscosi;
- di ricentraggio del sistema;
- di vincolo laterale, con adeguata rigidezza elastica, sotto carichi orizzontali di servizio (non sismici).

Elementi base: elementi e/o meccanismi facenti parte di dispositivi di isolamento, che ne determinano le caratteristiche meccaniche fondamentali ai fini della loro utilizzazione nell'ambito di un sistema di isolamento sismico.

Energia dissipata: Energia dissipata da un dispositivo d'isolamento quando ad esso siano imposte deformazioni orizzontali.

Interfaccia d'isolamento: Superficie di separazione nella quale è attivo il sistema d'isolamento, interposto fra la sovrastruttura isolata e la sottostruttura soggetta direttamente agli spostamenti imposti dal movimento sismico del terreno.

Isolatore: Dispositivo di isolamento che svolge la funzione di sostegno dei carichi verticali con elevata rigidità in direzione verticale e bassa rigidità e/o resistenza in direzione orizzontale, permettendo notevoli spostamenti orizzontali. A tale funzione possono essere associate o no quelle di dissipazione di energia, di ricentraggio del sistema, di vincolo laterale sotto carichi orizzontali di servizio (non sismici).

Periodo equivalente: Periodo naturale d'oscillazione orizzontale della costruzione assimilata ad un oscillatore a un grado di libertà, con la massa della sovrastruttura e la rigidità uguale alla rigidità equivalente del sistema d'isolamento, per uno spostamento di ampiezza uguale allo spostamento di progetto.

Rigidità equivalente: Rigidità secante di un dispositivo d'isolamento o di un sistema d'isolamento, valutata su un ciclo forza-spostamento con spostamento massimo assegnato, tipicamente pari a quello di progetto.

Sistema d'isolamento: Sistema formato da un insieme di dispositivi d'isolamento, disposti nell'interfaccia d'isolamento, al di sotto della sovrastruttura, determinandone l'isolamento sismico. Fanno parte integrante del sistema d'isolamento gli elementi di connessione, nonché eventuali vincoli supplementari disposti per limitare gli spostamenti orizzontali dovuti ad azioni non sismiche (ad es. vento).

Sottostruttura: parte della struttura posta al di sotto dell'interfaccia di isolamento. Essa include le fondazioni e la sua deformabilità orizzontale è in genere trascurabile.

Sovrastruttura: parte della struttura posta al di sopra dell'interfaccia di isolamento, e che risulta, perciò, isolata.

Spostamento di progetto del sistema d'isolamento in una direzione principale: massimo spostamento relativo orizzontale in corrispondenza del centro di rigidità equivalente tra l'estradosso della sottostruttura e l'intradosso della sovrastruttura, prodotto dall'azione sismica di progetto.

Spostamento di progetto totale di un dispositivo d'isolamento in una direzione principale: massimo spostamento orizzontale in corrispondenza del dispositivo, ottenuto dalla combinazione dello spostamento di progetto del sistema di isolamento e quello aggiuntivo determinato dalla torsione intorno all'asse verticale.

$d$  : Spostamento massimo raggiunto dal dispositivo d'isolamento in un ciclo di carico;

$d_1$  : Spostamento corrispondente al limite elastico nel ciclo teorico bilineare di un dispositivo d'isolamento non lineare;

$d_2$  : Spostamento massimo di progetto in un dispositivo d'isolamento, corrispondente allo SLC;

$d_{dc}$  : Spostamento massimo di progetto del centro di rigidità del sistema d'isolamento, corrispondente allo SLU;

$F$  : Forza massima raggiunta dal dispositivo d'isolamento in un ciclo di carico;

$F_1$  : Forza corrispondente al limite elastico nel ciclo teorico bilineare di un dispositivo d'isolamento non lineare;

$F_2$  : Forza corrispondente allo spostamento massimo di progetto allo SLU in un dispositivo d'isolamento;

$F_{el}$  = Forza corrispondente a  $d_{el}$ , nel ramo di carico iniziale sperimentale di un dispositivo non lineare;

$K_{esi} = \sum_j (K_{ej})$  : Rigidezza totale equivalente del sistema di isolamento;

$M$  : Massa totale della sovrastruttura;

$m_j$  : Massa del piano j-esimo della sovrastruttura;

$T$  : Periodo generico;

$T_{bf}$  : primo periodo proprio della struttura a base fissa;

$T_{is}$  : primo periodo proprio della struttura isolata ;

$T_v$  : periodo di vibrazione in direzione verticale della struttura isolata ;

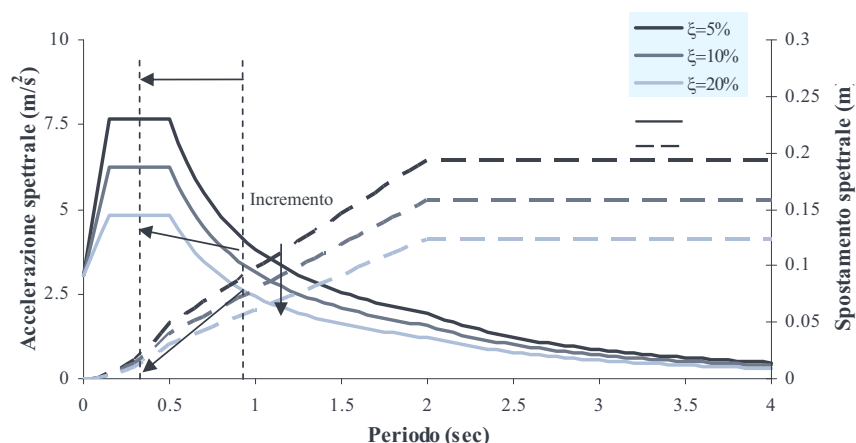
$\xi_{esi} = \sum_j (W_{dj}) / (2\pi K_{esi} d^2)$  : coefficiente di smorzamento viscoso equivalente del sistema d'isolamento.

### **C7A.10.1 SCOPO**

Come detto in C7.10.1, per l'applicazione dei sistemi di controventi dissipativi ad edifici con struttura intelaiata non si forniscono indicazioni aggiuntive. Le NTC, infatti, forniscono le necessarie indicazioni e prescrizioni generali sugli strumenti e i metodi di valutazione (modellazione e analisi strutturali lineari e non lineari) nonché le regole per le verifiche di sicurezza degli elementi strutturali e dei dispositivi. Tuttavia, stante la minore frequenza con cui si adottano sistemi dissipativi per la protezione sismica nel progetto di una struttura nuova o nell'adeguamento di una esistente, si è ritenuto opportuno dedicare a tale problematica la presente appendice, con l'intento di fornire al progettista una guida su alcuni aspetti progettuali specifici. Nel caso in cui la strategia della dissipazione di energia venga utilizzata per interventi su costruzioni esistenti, valgono i criteri e le regole generali del capitolo 8 delle NTC per tutti gli aspetti di non stretta pertinenza dell'applicazione della dissipazione di energia, per i quali, invece, si applicano le indicazioni riportate in questa appendice.

La strategia della dissipazione di energia si può realizzare secondo schemi diversi, tutti comunque finalizzati a dissipare una parte considerevole dell'energia cinetica immessa nella struttura, per il tramite delle fondazioni, in appositi dispositivi dissipativi che collegano diverse parti della struttura, oppure strutture limitrofe, senza però che venga introdotta una discontinuità strutturale lungo l'altezza della costruzione. In quest'ultimo caso, evidentemente, si ricade nella strategia dell'isolamento, indipendentemente dalla quantità di energia che viene dissipata nei dispositivi di isolamento.

Tra i vari schemi applicativi, quello sicuramente più spesso utilizzato nella protezione sismica degli edifici, e al quale si rivolge prevalentemente questa appendice, si fonda sull'introduzione all'interno della maglia strutturale di un sistema supplementare, che utilizza speciali dispositivi incorporati in (o collegati a) controventi rigidi, quasi sempre di acciaio, che connettono due piani della struttura, solitamente consecutivi. Lo spostamento interpiano prodotto dal sisma attiva i meccanismi di dissipazione di energia prima che gli spostamenti relativi possano produrre danni significativi sugli elementi strutturali. In tal modo la maggior parte dell'energia in entrata viene immagazzinata e dissipata nei dispositivi, mentre la funzione di sostegno dei carichi verticali rimane attribuita alla struttura convenzionale.



**Figura C7A.10.1 - Strategie di riduzione della domanda mediante dissipazione di energia**

Facendo riferimento alle forme tipiche degli spettri di risposta elastici delle accelerazioni e degli spostamenti di Figura C7A.10.1, il comportamento di una struttura dotata di dispositivi dissipativi, assimilata ad oscillatore elementare, può essere interpretato osservando che l'introduzione del sistema di dissipazione produce un aumento dello smorzamento e, se il sistema determina un irrigidimento della struttura, una riduzione del periodo, oltre che, per molti sistemi di uso corrente, un aumento della resistenza complessiva. Ciò determina una sensibile riduzione degli spostamenti complessivi (v. spettro degli spostamenti) e, quindi, degli spostamenti interpiano, con conseguente riduzione dei danni agli elementi strutturali e non. Quando la struttura originaria ha un periodo elevato, come nel caso esposto in Figura C7A.10.1, così da ricadere nell'intervallo del ramo calante delle curve spettrali di accelerazione, si può manifestare un aumento delle accelerazioni sulla struttura, e quindi un aumento delle forze orizzontali, con conseguente maggior impegno delle fondazioni, in particolare di quelle immediatamente sottostanti le maglie strutturali rafforzate. In ogni caso i pilastri interagenti direttamente con i controventi, a fronte di una drastica riduzione delle sollecitazioni flettenti e taglianti, subiscono un incremento delle sollecitazioni assiali.

Tra i pregi che la strategia della dissipazione di energia presenta, anche rispetto all'isolamento sismico, spicca la capacità di far fronte a qualsiasi tipo di azione dinamica, indipendentemente dal contenuto in frequenze della forzante, il che la rende favorevolmente applicabile a qualsiasi tipo di edificio, in particolare anche agli edifici alti, e qualunque sia la natura del terreno di fondazione, quindi anche nel caso di terreni soffici. Inoltre essa ben si presta all'adeguamento o miglioramento sismico di costruzioni esistenti, particolarmente degli edifici intelaiati, con possibili vantaggi rispetto ad interventi sia convenzionali che basati sull'isolamento sismico. Rispetto ai primi, il costo aggiuntivo dei dispositivi dissipativi e della loro manutenzione può risultare compensato da una

serie di vantaggi conseguibili con un'attenta progettazione, quali la riduzione di interventi in fondazione, la limitazione degli interventi ai soli telai interessati dall'introduzione dei dispositivi, il maggior livello di protezione sismica della struttura intelaiata a parità di resistenza/rigidezza, la possibile riduzione degli eventuali interventi di riparazione e mantenimento della funzionalità ed operatività delle costruzioni, anche a seguito di terremoti violenti. Quest'ultimo aspetto è di particolare interesse nella progettazione di costruzioni di importanza strategica (per esempio ospedali, caserme, centri operativi, infrastrutture di trasporto, centrali nucleari, impianti industriali ecc.). Rispetto all'isolamento sismico, non richiede l'introduzione di una discontinuità strutturale, e quindi il taglio orizzontale della struttura, né la separazione della sovrastruttura dal terreno o dalle costruzioni adiacenti con giunti di notevole ampiezza, operazioni che limitano la convenienza economica dell'isolamento negli interventi di adeguamento a particolari condizioni geometriche della costruzione esistente.

#### **C7A.10.2 REQUISITI GENERALI E CRITERI PER IL LORO SODDISFACIMENTO**

La costruzione dovrà soddisfare i requisiti generali nei confronti degli stati limite di cui al § 7.1, 7.3.6 e 7.3.7 delle NTC.

I dispositivi dovranno soddisfare le condizioni generali di non danneggiamento e di non rottura nei confronti degli stati limite SLD e SLC, analogamente a quanto previsto per i dispositivi facenti parte di sistemi di isolamento. Come per i dispositivi d'isolamento, infatti, un'affidabilità superiore è richiesta ai dispositivi del sistema di dissipazione, per il ruolo critico che essi svolgono. Tale affidabilità si ritiene conseguita se sono progettati e verificati sperimentalmente secondo quanto stabilito nel § 11.9 delle NTC.

Condizioni di malfunzionamento o di collasso dei sistemi dissipativi possono dipendere anche dai controventi che collegano o inglobano i dispositivi dissipativi, per i quali dovrà essere evitata la possibilità di instabilizzazione a compressione o di plasticizzazione a trazione per livelli di forza inferiori o pari a quelli di progetto, per qualsiasi SL considerato.

Ulteriori condizioni generali sono legate alle caratteristiche di resistenza degli elementi strutturali collegati ai dispositivi e/o ai controventi. In particolare, nei pilastri adiacenti i campi controventati occorre controllare che eccessivi stati di sforzo assiale di compressione non inducano fenomeni di instabilità nel caso di strutture in acciaio o di rotture di tipo fragile nel caso di strutture in c.a.. Per queste ultime occorre, inoltre, evitare che sforzi di trazione troppo grandi indotti dall'azione sismica riducano eccessivamente il momento resistente ultimo, al punto da determinarne la rottura.



### **C7A.10.3 CARATTERISTICHE E CRITERI DI ACCETTAZIONE DEI DISPOSITIVI**

I dispositivi utilizzabili per l'applicazione della strategia della dissipazione di energia appartengono fondamentalmente alle categorie, definite nel cap.11.9 delle NTC, dei dispositivi "dipendenti dallo spostamento" e dispositivi "dipendenti dalla velocità", in relazione al meccanismo utilizzato e al loro conseguente comportamento sotto azioni dinamiche.

I dispositivi dipendenti dagli spostamenti, in accordo con la definizione data nel cap.11.9 delle NTC, possono essere a comportamento "lineare" o "non lineare" in funzione del legame forza-spostamento che li caratterizza sotto azioni cicliche e degli spostamenti residui che mostrano in fase di scarico. A tali dispositivi appartengono quelli che sfruttano le particolari capacità deformative e/o dissipative di alcuni materiali, quali polimeri e metalli.

I dispositivi dipendenti dalla velocità, detti anche dispositivi a comportamento "viscoso", sono invece caratterizzati dalla dipendenza della forza soltanto dalla velocità o da entrambe le grandezze: velocità e spostamento contemporaneamente. Il funzionamento di tali dispositivi è tipicamente basato sulle forze di reazione causate dal flusso di un fluido viscoso attraverso orifizi o sistemi di valvole.

In generale, i sistemi dissipativi includono qualsiasi dispositivo in grado di migliorare le prestazioni delle costruzioni, modificandone le caratteristiche della risposta sismica mediante l'incremento dello smorzamento e, in alcuni casi, della rigidità e della resistenza. I dispositivi di tipo isteretico, attrittivo o viscoelastico tipicamente aumentano sia lo smorzamento che la rigidità del sistema strutturale, mentre i dispositivi viscosi aumentano generalmente solo lo smorzamento.

La scelta della tipologia di dispositivi da utilizzare in ciascun caso dipende da numerosi fattori, tra cui il livello di protezione da conseguire, le caratteristiche della struttura principale, gli ingombri, la necessità di garantire la piena funzionalità o l'assenza di danno ai dispositivi anche dopo terremoti violenti, le esigenze di manutenzione.

Tipicamente si utilizzano dispositivi di un unico tipo su tutta la struttura, sia per semplicità di progettazione ed esecuzione, sia per una generale economia dell'opera. Non è escluso, tuttavia, che, per alcune situazioni progettuali, un'opportuna combinazione di tipologie diverse di dispositivi possa determinare vantaggi nel comportamento generale della struttura. In tali casi occorre ben valutare gli effetti differenziati di fattori, quali ad esempio la temperatura e l'invecchiamento, che possono variare il comportamento dei dispositivi rispetto a condizioni di riferimento medie.

#### **C7A.10.4 INDICAZIONI PROGETTUALI**

La progettazione richiede, in generale, la scelta della tipologia dei dispositivi e il loro dimensionamento, in base agli obiettivi da raggiungere.

Nel caso in cui si intervenga su una struttura esistente, l'analisi preliminare della struttura allo stato attuale fornisce utili indicazioni per il progetto del sistema di dissipazione.

L'inserimento del sistema dissipativo sarà finalizzato a ridurre le deformazioni, in modo da contenere i danni ed evitare il collasso della struttura, attraverso le due seguenti azioni alternative (v. Figura C7.B.1):

- 1) l'incremento della sola dissipazione, che si traduce in uno smorzamento modale equivalente aggiuntivo, con la conseguente riduzione dell'ordinata dello spettro degli spostamenti, a parità di periodo proprio;
- 2) l'incremento della rigidezza e della dissipazione, per cui la riduzione dell'ordinata dello spettro degli spostamenti avviene sia per aumento dello smorzamento che per riduzione del periodo.

La prima è ottenibile con l'utilizzazione di dispositivi dipendenti dalla velocità e si applica bene a strutture dotate di per sé di buona rigidezza e resistenza, per le quali è sufficiente una riduzione dell'ordine del 20-40% delle deformazioni sismiche, conseguente ad una uguale riduzione delle forze sismiche.

La seconda è ottenibile con l'utilizzazione di dispositivi dipendenti dallo spostamento e permette di ridurre drasticamente le deformazioni prodotte dal sisma. Nel contempo si possono però avere notevoli incrementi delle accelerazioni, e quindi incrementi delle forze sismiche, con aggravio delle sollecitazioni in fondazione.

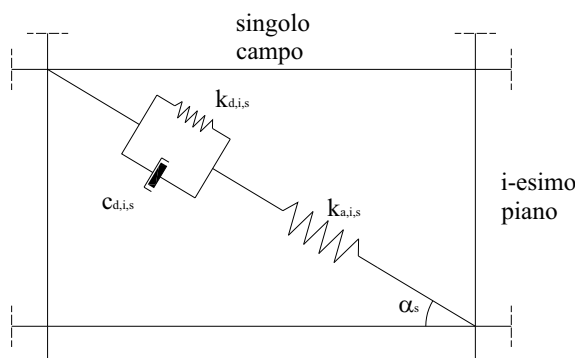
##### **C7A.10.4.1 Indicazioni riguardanti i dispositivi e il sistema dissipativo**

Le connessioni tra i controventi e i nodi strutturali devono essere progettate in modo tale da assorbire, con ampio margine di sicurezza, le forze previste dal calcolo. Le stesse aste non dovranno subire fenomeni di instabilità, sotto la massima forza che il dispositivo dissipativo è in grado di trasmettere.

Nel caso di rinforzo di edifici esistenti, la messa in opera dei controventi dissipativi comporta problematiche e difficoltà differenti a seconda del tipo di struttura. Particolarmente negli edifici in cemento armato occorre curare la connessione con i telai, verificando correttamente le sollecitazioni trasmesse alle membrature esistenti e eventualmente predisponendo sistemi di redistribuzione degli

sforzi di taglio nei pilastri e di trazione nelle travi e negli orizzontamenti, utilizzando opportuni tiranti e piastre di ancoraggio.

Per i dispositivi dipendenti dagli spostamenti i parametri fondamentali sono la rigidezza  $k_d$  e la resistenza  $F_{dy}$ , la duttilità  $\mu_c$  e il rapporto tra la rigidezza del sistema dissipativo  $k_c$  e quella della struttura  $k_s$ , mentre per i dispositivi dipendenti dalla velocità sono la costante di smorzamento e l'eventuale rigidezza.



**Figura C7A.10.2 – Rigidezza risultante del telaio rinforzato con sistema dissipativo**

La rigidezza del sistema dissipativo deriva dalla combinazione delle rigidezze dei singoli componenti, ossia del dispositivo dissipativo e della struttura, generalmente metallica, di supporto.

Indicando con:  $k_c$  la rigidezza del sistema dissipativo,  $k_s$  la rigidezza del telaio,  $k_d$  la rigidezza del dispositivo e  $k_a$  la rigidezza del supporto metallico, e con riferimento alla Figura C7A.10.2, si ha:

- $k_c = \frac{1}{\frac{1}{k_d} + \frac{1}{k_a}}$  rigidezza del sistema;
- $k_{TOT} = k_s + k_c$  rigidezza del telaio rinforzato.

In generale il sistema di supporto deve possedere un'elevata rigidezza, rigidezza assiale se si tratta di controventi, necessaria per concentrare le deformazioni indotte dal sisma nei dispositivi e per garantire una significativa dissipazione d'energia per piccoli spostamenti.

Per garantire un'efficace interazione, i sistemi dissipativi devono essere posizionati nel piano dei telai, possibilmente all'interno delle maglie strutturali. In caso contrario, particolare attenzione va posta nello studio delle connessioni, che possono risultare non sufficientemente rigide o indurre eccessive sollecitazioni locali nelle strutture portanti dell'edificio.

**C7A.10.4.2 Controllo di movimenti indesiderati**

Gli effetti torsionali d'insieme, ossia di rotazione intorno ad un asse verticale, del sistema strutturale determinano spostamenti diversi, in relazione alla disposizione in pianta delle membrature strutturali e dei dispositivi. Nel caso di forti non linearità, ciò può indurre differenze di comportamento che possono ulteriormente accentuare la torsione. Tali effetti sono frequenti negli edifici esistenti, progettati per soli carichi verticali o con vecchie norme antisismiche e strumenti di calcolo che non ne consentivano una corretta valutazione. Occorre cercare di evitare o limitare quanto più possibile le eccentricità massa-rigidezza, attraverso una progettazione mirata della rigidezza dei dispositivi dissipativi e dei relativi supporti, e, soprattutto, incrementare la rigidezza e/o la resistenza torsionale del sistema strutturale nel suo complesso, disponendo opportunamente i dispositivi lungo il perimetro. Anche nel caso di sistemi dissipativi viscosi la disposizione perimetrale è generalmente ottimale, in quanto contrasta più efficacemente l'attivazione di modi di vibrazione torsionale.

La concentrazione di deformazioni ad un solo piano di un edificio rappresenta un fattore di innesco del danneggiamento e del collasso di una struttura per meccanismo di piano, particolarmente frequente nelle strutture esistenti. La progettazione del sistema di dissipazione, aggiungendo rigidezza e resistenza e/o dissipazione in maniera calibrata ad ogni piano permette di ottenere una distribuzione uniforme delle deformazioni lungo l'altezza dell'edificio.

In generale, salvo situazioni particolari in cui una parte della struttura abbia resistenza sovrabbondante rispetto alla richiesta locale, sarà opportuno che il sistema di dissipazione sia distribuito lungo tutta l'altezza della struttura, con caratteristiche meccaniche piano per piano calibrate in modo da conseguire gli obiettivi sopra richiamati.

La disposizione dei componenti del sistema di dissipazione all'interno del telaio della struttura è legata, tra gli altri parametri, alla tipologia dei dispositivi. I dispositivi sono collegati alla struttura mediante controventi con configurazione a X, K, V, V rovescia, diagonale, a mensola verticale, disposti, in ogni caso, tra punti che possono subire spostamenti relativi significativi in caso di eventi sismici.

Disposizioni tipiche prevedono il montaggio del dispositivo nella parte superiore di controventi disposti a V rovescia, in collegamento con l'intradosso della trave dell'orizzontamento superiore, oppure inglobato in un controvento diagonale, o collegante quest'ultimo con il nodo della maglia strutturale. Queste disposizioni funzionano tanto meglio quanto più l'angolo di inclinazione sull'orizzontale è piccolo. In presenza di strutture particolarmente rigide, che sono sottoposte a piccoli spostamenti interpiano, ma che, nello stesso tempo, richiedono grandi smorzamenti, si

possono utilizzare configurazioni diverse, capaci di amplificare il movimento del dispositivo e migliorarne l'efficienza.

La posizione e la configurazione dei controventi dissipativi è spesso condizionata dalle esigenze architettoniche, ciò potendo costituire un grande vincolo all'ottimizzazione della posizione in pianta e della disposizione nella maglia strutturale. Sarà, quindi, opportuno cercare soluzioni concordate con il progettista architettonico, che possano conciliare entrambe le esigenze.

È in generale opportuna una buona ridondanza degli elementi che costituiscono il sistema di protezione per un duplice motivo. In primo luogo, l'utilizzo di un maggior numero di controventi consente di ridurre le sollecitazioni indotte sulle membrature cui essi sono collegati. In secondo luogo, disponendo più controventi all'interno della struttura, è possibile scongiurare il rischio che il malfunzionamento di un dispositivo possa compromettere l'efficacia dell'intero sistema di protezione.

#### **C7A.10.5 MODELLAZIONE E ANALISI STRUTTURALE**

Il modello matematico dell'edificio deve tener conto della effettiva distribuzione in pianta e in elevazione dei dispositivi dissipativi, per consentire la valutazione esplicita della distribuzione delle forze e delle azioni di progetto nei componenti intorno al sistema dissipativo.

Particolare attenzione andrà posta nell'attribuzione delle caratteristiche meccaniche alle membrature strutturali e al sistema dissipativo. Infatti, i rapporti di rigidità tra il sistema di dissipazione e la struttura portante sono importanti nel determinare la distribuzione delle forze orizzontali tra l'una e l'altro e il comportamento dinamico dell'insieme. Come noto, la rigidità delle membrature in c.a. è fortemente condizionata dalla fessurazione, a sua volta funzione del livello di sollecitazione flessionale e tagliante, dell'entità dello sforzo assiale e della quantità di armatura, e di tali parametri è necessario tener conto almeno in maniera approssimata.

Nella modellazione del sistema di controventamento, occorre portare in conto la deformabilità dei collegamenti alla struttura portante e al dispositivo dissipativo.

##### **C7A.10.5.1 Proprietà del sistema di dissipazione di energia**

L'entità delle deformazioni subite in relazione allo stato limite considerato ha notevole influenza nel caso di sistemi a comportamento non lineare, minore nel caso di sistemi a comportamento quasi-lineare. Nel primo caso, quando si esegue l'analisi non lineare, tale variabilità è automaticamente messa in conto nel modello. Qualora, invece, fosse possibile adottare l'analisi lineare, particolare cura dovrà essere rivolta alla determinazione delle caratteristiche lineari equivalenti del sistema, in funzione dei livelli di deformazione raggiunti negli stati limite considerati.

La variabilità delle caratteristiche meccaniche dei dispositivi nell'ambito della fornitura, può richiedere precauzioni diverse in relazione al numero di dispositivi dello stesso tipo che costituiscono il sistema di dissipazione di energia. Nel caso in cui i dispositivi siano in numero sufficientemente alto, si può assumere nell'analisi il valore medio delle caratteristiche per tutti i dispositivi simili, essendo scarse le probabilità di una sistematica differenza di caratteristiche in una parte del sistema dissipativo, tale da determinare effetti significativi di eccentricità rigidità-massa. Nel caso in cui i dispositivi di uno stesso tipo siano presenti in numero limitato, occorre invece valutare l'effetto di significative differenze statistiche di produzione, portandole in conto nell'analisi.

La velocità di deformazione (frequenza), nell'intervallo di variabilità del  $\pm 30\%$  del valore di progetto ha, per la maggior parte dei dispositivi normalmente utilizzati, influenza trascurabile. Le variazioni di caratteristiche meccaniche conseguenti alle variazioni termiche potranno essere valutate coerentemente con i valori di combinazione degli effetti termici. Gli effetti dell'invecchiamento sono particolarmente significativi per i dispositivi attritivi e/o elastomerici. Le variazioni delle caratteristiche meccaniche nel tempo di questi ultimi possono essere valutate approssimativamente mediante procedure di invecchiamento accelerato.

#### **C7A.10.5.2 Analisi**

Alle costruzioni con sistemi di dissipazione di energia si applicano le prescrizioni di cui al § 7.3 delle NTC, integrate con le indicazioni contenute nei successivi punti.

In relazione alle caratteristiche dell'edificio e del sistema di dissipazione di energia possono essere utilizzati i metodi di analisi lineare o non lineare, statica o dinamica previsti nel suddetto punto delle NTC.

La dipendenza del comportamento dei dispositivi da fattori quali la frequenza, la temperatura, l'invecchiamento dei materiali, deve essere tenuta in conto, qualora significativa, effettuando analisi multiple che considerino il comportamento dei dispositivi in corrispondenza dei valori limite dei parametri sopra detti. Le verifiche di sicurezza degli elementi strutturali e dei componenti del sistema dissipativo saranno riferite alla risposta più gravosa ottenuta dall'analisi multipla.

Per l'effettuazione delle verifiche agli SLU occorre, in generale, effettuare due serie di analisi. Per le verifiche della struttura le sollecitazioni saranno calcolate con riferimento alle azioni valide per lo SLV, per le verifiche dei dispositivi si farà riferimento alle azioni valide per lo SLC.

Nella valutazione dei risultati delle analisi, particolare attenzione andrà posta alla determinazione del numero di cicli di grande ampiezza cui sono soggetti i dispositivi, al fine di definire

correttamente il programma delle prove di qualificazione e accettazione dei dispositivi stessi (v. cap. 11.9 e relativi commenti in circolare).

#### ***C7A.10.5.2.1 Analisi Lineari***

Quando si utilizza l'analisi lineare per le verifiche agli stati limite ultimi, gli effetti delle azioni sismiche sono calcolati riferendosi allo spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura  $q$  maggiore dell'unità (v. § 3.2.3.5 delle NTC). La valutazione del fattore di struttura  $q$  per le costruzioni con sistemi dissipativi deve discendere da metodologie di comprovata validità, che portino in conto le plasticizzazioni sia nella struttura che, per le tipologie che lo consentono, nei dispositivi dissipativi.

In alternativa, qualora il progetto preveda che la struttura rimanga in campo sostanzialmente elastico per il terremoto di progetto e la dissipazione nei dispositivi possa essere modellata attraverso uno smorzamento modale equivalente, si può far riferimento allo spettro elastico opportunamente modificato mediante il fattore  $\eta$ , in funzione del rapporto di smorzamento modale equivalente. In quest'ultimo caso si utilizzerà la rigidezza secante per linearizzare il comportamento dei dispositivi dissipativi.

Il rapporto di smorzamento modale equivalente deve essere determinato utilizzando metodi di comprovata validità. In generale occorre stimare il lavoro fatto dai dispositivi dissipativi e, quindi, l'energia di deformazione modale, ipotizzando che lo spostamento dell'edificio rinforzato possa essere determinato considerando solo il primo modo di vibrare e modificandone conseguentemente il valore di progetto dello smorzamento.

Nel caso si intenda utilizzare l'analisi statica, fermi restando i limiti di applicabilità di cui al § 7.3.3.2 delle NTC, è opportuno utilizzare formule più accurate della (7.3.5) del § 7.3.3.2 delle NTC per il calcolo del periodo proprio della struttura, tenuto conto che l'aggiunta del sistema di dissipazione può comportare anche un notevole incremento della rigidezza.

#### ***C7A.10.5.2.2 Analisi non lineari***

Le analisi non lineari permettono di tener conto delle non linearità di materiale e geometriche sia della struttura portante, sia del sistema di dissipazione di energia. Le analisi non lineari, pertanto, sono particolarmente indicate nei casi in cui, per il terremoto di progetto allo SLV:

- 1) la struttura si plasticizza considerevolmente e dissipa energia insieme al sistema dissipativo;
- 2) il sistema dissipativo ha un comportamento fortemente non lineare non riducibile a lineare;
- 3) struttura e sistema dissipativo hanno entrambi comportamenti fortemente non lineari.

In tutti i casi le analisi non lineari permettono di valutare in maniera diretta e più efficace il comportamento del sistema strutturale nel suo complesso e di mirare meglio la progettazione del sistema dissipativo, in particolare la distribuzione dei dispositivi nella struttura e il loro dimensionamento, in modo da evitare deformazioni concentrate in pochi elementi strutturali e/o in pochi dispositivi e massimizzare l'efficienza del sistema di dissipazione.

Per l'applicabilità dell'analisi statica non lineare valgono le condizioni riportate nel § 7.3.4.1 delle NTC, da verificare sulla struttura completa del sistema di dissipazione di energia.

#### **C7A.10.6 VERIFICHE**

##### **C7A.10.6.1 Verifiche agli stati limite di esercizio**

Valgono le prescrizioni riportate nel § 7.3.7 delle NTC.

È auspicabile che i dispositivi dissipativi possano esplicare la loro funzione dissipativa anche per le azioni orizzontali relative allo SLD, senza però comprometterne le prestazioni allo SLC. La presenza di spostamenti residui, derivanti da plasticizzazioni nei dispositivi dissipativi a comportamento non lineare, non deve portare né a malfunzionamenti del sistema di dissipazione, né a compromissione delle normali condizioni di esercizio della costruzione.

Gli edifici rinforzati mediante inserimento di dispositivi dissipativi che potrebbero giungere a rottura per un numero non elevato di cicli (es. smorzatori di tipo elastoplastico) devono resistere in campo elastico alle altre azioni di progetto, al fine di evitare rotture premature dovute a fatica.

##### **C7A.10.6.2 Verifiche agli stati limite ultimi**

Per gli SLU, si può operare analogamente a quanto previsto per le strutture con isolamento sismico, effettuando la verifica degli elementi strutturali con riferimento alle azioni relative allo SLV e la verifica dei dispositivi, così come degli elementi di connessione alla struttura (bulloni, piastre, etc.), con riferimento alle azioni relative allo SLC. Si soddisfa in tal modo il requisito di garantire una maggiore sicurezza ai dispositivi del sistema dissipativo.

##### **C7A.10.7 ASPETTI COSTRUTTIVI, MANUTENZIONE, SOSTITUIBILITÀ**

Valgono in generale le prescrizioni e indicazioni di cui al §7.10.7 delle NTC, ad esclusione di quelle strettamente legate all'applicazione dell'isolamento sismico.

In previsione di una possibile sostituzione dei dispositivi dissipativi durante la vita utile della struttura, per effetto di rottura a fatica o di possibili malfunzionamenti, i dispositivi dissipativi devono essere ispezionabili e facilmente sostituibili, prevedendo nel progetto le operazioni necessarie per l'effettuazione della sostituzione in sicurezza.



Alcuni dispositivi dissipativi possono richiedere manutenzione periodica ed eventualmente test di verifica. Per tali dispositivi è opportuno stabilire un calendario di prove periodiche per accertare il mantenimento delle caratteristiche meccaniche nel tempo. In generale è opportuno procedere ad una verifica a campione dopo eventi sismici significativi di tutte le tipologie di dispositivi e dei relativi attacchi alla struttura.

#### **C7A.10.8 ACCORGIMENTI SPECIFICI IN FASE DI COLLAUDO**

Valgono in generale le prescrizioni di cui al § 7.10.8 delle NTC. Inoltre, come per le strutture isolate, oltre a quanto indicato nelle norme tecniche emanate ai sensi dell'art.21 della legge 5.11.71 n.1086, per le opere in c.a., in c.a.p. ed a struttura metallica, valgono le seguenti indicazioni:

- devono essere acquisiti dal collaudatore i documenti di origine, forniti dal produttore dei dispositivi, unitamente ai certificati relativi alle prove sui materiali ed alla qualificazione dei dispositivi, nonché i certificati relativi alle prove di accettazione in cantiere disposte dalla Direzione dei Lavori. Per le modalità di accertamento dei dispositivi, valgono le prescrizioni del capitolo 11.9, tenendo conto che il numero di cicli da effettuare nelle prove di qualificazione dovrà essere commisurato a quello prevedibile per il terremoto di progetto;
- la documentazione ed i certificati sopraindicati devono essere esposti nella relazione a struttura ultimata del Direttore dei Lavori, cui spetta, ai sensi delle vigenti norme, il preminente compito di accertare la qualità dei materiali impiegati nella realizzazione dell'opera.

Ai fini della verifica del corretto funzionamento dei dispositivi dissipativi e delle modalità di eventuale sostituzione, particolare attenzione andrà posta, durante le ispezioni di collaudo, alle possibilità di accesso ai dispositivi e di sostituzione.

## **C8A (APPENDICE AL CAP. C8)**

### **C8A.1 STIMA DEI LIVELLI DI CONOSCENZA E DEI FATTORI DI CONFIDENZA**

#### **C8A.1.A COSTRUZIONI IN MURATURA: DATI NECESSARI E IDENTIFICAZIONE DEL LIVELLO DI CONOSCENZA**

La conoscenza della costruzione in muratura oggetto della verifica è di fondamentale importanza ai fini di una adeguata analisi, e può essere conseguita con diversi livelli di approfondimento, in funzione dell'accuratezza delle operazioni di rilievo, dell'analisi storica e delle indagini sperimentali. Tali operazioni saranno funzione degli obiettivi preposti ed andranno ad interessare tutto o in parte la costruzione, a seconda della ampiezza e della rilevanza dell'intervento previsto.

##### **C8A.1.A.1 Costruzioni in muratura: geometria**

La conoscenza della geometria strutturale di edifici esistenti in muratura deriva di regola dalle operazioni di rilievo. Tali operazioni comprendono il rilievo, piano per piano, di tutti gli elementi in muratura, incluse eventuali nicchie, cavità, canne fumarie, il rilievo delle volte (spessore e profilo), dei solai e della copertura (tipologia e orditura), delle scale (tipologia strutturale), la individuazione dei carichi gravanti su ogni elemento di parete e la tipologia delle fondazioni. La rappresentazione dei risultati del rilievo viene effettuata attraverso piante, alzati e sezioni.

Viene inoltre rilevato e rappresentato l'eventuale quadro fessurativo, classificando possibilmente ciascuna lesione secondo la tipologia del meccanismo associato (distacco, rotazione, scorrimento, spostamenti fuori del piano, etc.), e deformativo (evidenti fuori piombo, rigonfiamenti, depressioni nelle volte, etc.). La finalità è di consentire, nella successiva fase diagnostica, l'individuazione dell'origine e delle possibili evoluzioni delle problematiche strutturali dell'edificio.

##### **C8A.1.A.2 Costruzioni in muratura: dettagli costruttivi**

I dettagli costruttivi da esaminare sono relativi ai seguenti elementi:

- a) qualità del collegamento tra pareti verticali;
- b) qualità del collegamento tra orizzontamenti e pareti ed eventuale presenza di cordoli di piano o di altri dispositivi di collegamento;
- c) esistenza di architravi strutturalmente efficienti al di sopra delle aperture;
- d) presenza di elementi strutturalmente efficienti atti ad eliminare le spinte eventualmente presenti;
- e) presenza di elementi, anche non strutturali, ad elevata vulnerabilità;

f) tipologia della muratura (a un paramento, a due o più paramenti, con o senza riempimento a sacco, con o senza collegamenti trasversali, etc.), e sue caratteristiche costruttive (eseguita in mattoni o in pietra, regolare, irregolare, etc.).

Si distinguono:

- Verifiche in-situ limitate: sono basate su rilievi di tipo visivo effettuati ricorrendo, generalmente, a rimozione dell'intonaco e saggi nella muratura che consentano di esaminarne le caratteristiche sia in superficie che nello spessore murario, e di ammorsamento tra muri ortogonali e dei solai nelle pareti. I dettagli costruttivi di cui ai punti a) e b) possono essere valutati anche sulla base di una conoscenza appropriata delle tipologie dei solai e della muratura. In assenza di un rilievo diretto, o di dati sufficientemente attendibili, è opportuno assumere, nelle successive fasi di modellazione, analisi e verifiche, le ipotesi più cautelative.
- Verifiche in-situ estese ed esaustive: sono basate su rilievi di tipo visivo, effettuati ricorrendo, generalmente, a saggi nella muratura che consentano di esaminarne le caratteristiche sia in superficie che nello spessore murario, e di ammorsamento tra muri ortogonali e dei solai nelle pareti. L'esame degli elementi di cui ai punti da a) ad f) è opportuno sia esteso in modo sistematico all'intero edificio.

#### **C8A.1.A.3 Costruzioni in muratura: proprietà dei materiali**

Particolare attenzione è riservata alla valutazione della qualità muraria, con riferimento agli aspetti legati al rispetto o meno della “regola dell’arte”.

L'esame della qualità muraria e l'eventuale valutazione sperimentale delle caratteristiche meccaniche hanno come finalità principale quella di stabilire se la muratura in esame è capace di un comportamento strutturale idoneo a sostenere le azioni statiche e dinamiche prevedibili per l'edificio in oggetto, tenuto conto delle categorie di suolo, opportunamente identificate, secondo quanto indicato al § 3.2.2 delle NTC.

Di particolare importanza risulta la presenza o meno di elementi di collegamento trasversali (es. diatoni), la forma, tipologia e dimensione degli elementi, la tessitura, l'orizzontalità delle giaciture, il regolare sfalsamento dei giunti, la qualità e consistenza della malta.

Di rilievo risulta anche la caratterizzazione di malte (tipo di legante, tipo di aggregato, rapporto legante/aggregato, livello di carbonatazione), e di pietre e/o mattoni (caratteristiche fisiche e meccaniche) mediante prove sperimentali. Malte e pietre sono prelevate in situ, avendo cura di prelevare le malte all'interno (ad almeno 5-6 cm di profondità nello spessore murario).

Si distinguono:

- Indagini in-situ limitate: servono a completare le informazioni sulle proprietà dei materiali ottenute dalla letteratura, o dalle regole in vigore all'epoca della costruzione, e per individuare la tipologia della muratura (in Tabella C8A.2.1 sono riportate alcune tipologie più ricorrenti). Sono basate su esami visivi della superficie muraria. Tali esami visivi sono condotti dopo la rimozione di una zona di intonaco di almeno 1m x 1m, al fine di individuare forma e dimensione dei blocchi di cui è costituita, eseguita preferibilmente in corrispondenza degli angoli, al fine di verificare anche le ammorsature tra le pareti murarie. E' da valutare, anche in maniera approssimata, la compattezza della malta. Importante è anche valutare la capacità degli elementi murari di assumere un comportamento monolitico in presenza delle azioni, tenendo conto della qualità della connessione interna e trasversale attraverso saggi localizzati, che interessino lo spessore murario.
- Indagini in-situ estese: le indagini di cui al punto precedente sono effettuate in maniera estesa e sistematica, con saggi superficiali ed interni per ogni tipo di muratura presente. Prove con martinetto piatto doppio e prove di caratterizzazione della malta (tipo di legante, tipo di aggregato, rapporto legante/aggregato, etc.), e eventualmente di pietre e/o mattoni (caratteristiche fisiche e meccaniche) consentono di individuare la tipologia della muratura (si veda la Tabella C8A.2.1 per le tipologie più ricorrenti). È opportuna una prova per ogni tipo di muratura presente. Metodi di prova non distruttivi (prove soniche, prove sclerometriche, penetrometriche per la malta, etc.) possono essere impiegati a complemento delle prove richieste. Qualora esista una chiara, comprovata corrispondenza tipologica per materiali, pezzatura dei conci, dettagli costruttivi, in sostituzione delle prove sulla costruzione oggetto di studio possono essere utilizzate prove eseguite su altre costruzioni presenti nella stessa zona. Le Regioni potranno, tenendo conto delle specificità costruttive del proprio territorio, definire zone omogenee a cui riferirsi a tal fine.
- Indagini in-situ esaustive: servono per ottenere informazioni quantitative sulla resistenza del materiale. In aggiunta alle verifiche visive, ai saggi interni ed alle prove di cui ai punti precedenti, si effettua una ulteriore serie di prove sperimentali che, per numero e qualità, siano tali da consentire di valutare le caratteristiche meccaniche della muratura. La misura delle caratteristiche meccaniche della muratura si ottiene mediante esecuzione di prove, in situ o in laboratorio (su elementi non disturbati prelevati dalle strutture dell'edificio). Le prove possono in generale comprendere prove di compressione diagonale su pannelli o prove combinate di compressione verticale e taglio. Metodi di prova non distruttivi possono essere impiegati in combinazione, ma non in completa sostituzione di quelli sopra descritti. Qualora esista una chiara, comprovata corrispondenza tipologica per materiali, pezzatura dei conci, dettagli costruttivi, in sostituzione

delle prove sulla costruzione oggetto di studio possono essere utilizzate prove eseguite su altre costruzioni presenti nella stessa zona. Le Regioni potranno, tenendo conto delle specificità costruttive del proprio territorio, definire zone omogenee a cui riferirsi a tal fine.

I risultati delle prove sono esaminati e considerati nell'ambito di un quadro di riferimento tipologico generale, che tenga conto dei risultati delle prove sperimentali disponibili in letteratura sino a quel momento per le tipologie murarie in oggetto e che consenta di valutare, anche in termini statistici, la effettiva rappresentatività dei valori trovati. I risultati delle prove sono utilizzati in combinazione con quanto riportato nella Tabella C8A.2.1, secondo quanto riportato al § C8A.1.A.4.

#### **C8A.1.A.4 Costruzioni in muratura: livelli di conoscenza**

Con riferimento al livello di conoscenza acquisito, si possono definire i valori medi dei parametri meccanici ed i fattori di confidenza secondo quanto segue:

- il livello di conoscenza LC3 si intende raggiunto quando siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ estese ed esaustive sui dettagli costruttivi, indagini in situ esaustive sulle proprietà dei materiali; il corrispondente fattore di confidenza è  $FC=1$ ;
- il livello di conoscenza LC2 si intende raggiunto quando siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ estese ed esaustive sui dettagli costruttivi ed indagini in situ estese sulle proprietà dei materiali; il corrispondente fattore di confidenza è  $FC=1.2$ ;
- il livello di conoscenza LC1 si intende raggiunto quando siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ limitate sui dettagli costruttivi ed indagini in situ limitate sulle proprietà dei materiali; il corrispondente fattore di confidenza è  $FC=1.35$ .

Per i diversi livelli di conoscenza, per ogni tipologia muraria, i valori medi dei parametri meccanici possono essere definiti come segue:

- LC1
  - Resistenze: i minimi degli intervalli riportati in Tabella C8A.2.1 per la tipologia muraria in considerazione
  - Moduli elastici: i valori medi degli intervalli riportati nella tabella suddetta
- LC2
  - Resistenze: medie degli intervalli riportati in Tabella C8A.2.1 per la tipologia muraria in considerazione
  - Moduli elastici: valori medi degli intervalli riportati nella tabella suddetta

- 
- LC3 – caso a), nel caso siano disponibili tre o più valori sperimentali di resistenza
    - Resistenze: media dei risultati delle prove
    - Moduli elastici: media delle prove o valori medi degli intervalli riportati nella Tabella C8A.2.1 per la tipologia muraria in considerazione
  - LC3 – caso b), nel caso siano disponibili due valori sperimentali di resistenza
    - Resistenze: se il valore medio delle resistenze è compreso nell'intervallo riportato nella Tabella C8A.2.1 per la tipologia muraria in considerazione si assumerà il valore medio dell'intervallo, se è maggiore dell'estremo superiore dell'intervallo si assume quest'ultimo come resistenza, se è inferiore al minimo dell'intervallo, si utilizza come valore medio il valore medio sperimentale
    - Moduli elastici: vale quanto indicato per il caso LC3 – caso a).
  - LC3 – caso c), nel caso sia disponibile un valore sperimentale di resistenza
    - Resistenze: se il valore di resistenza è compreso nell'intervallo riportato nella Tabella C8A.2.1 per la tipologia muraria in considerazione, oppure superiore, si assume il valore medio dell'intervallo, se il valore di resistenza è inferiore al minimo dell'intervallo, si utilizza come valore medio il valore sperimentale
    - Moduli elastici: vale quanto indicato per il caso LC3 – caso a).

La relazione tra livelli di conoscenza e fattori di confidenza è sintetizzata nella Tabella C8A.1.1.

Tabella C8A.1.1 – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti valori dei fattori di confidenza per edifici in muratura

Livello di Conoscenza	Geometria	Dettagli costruttivi	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Rilievo muratura, volte, solai, scale. Individuazione carichi gravanti su ogni elemento di parete Individuazione tipologia fondazioni. Rilievo eventuale quadro fessurativo e deformativo.	verifiche in situ limitate	Indagini in situ limitate  Resistenza: valore minimo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1	Tutti	1.35
LC2			Indagini in situ estese  Resistenza: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1		1.20
LC3		verifiche in situ estese ed esaustive	Indagini in situ esaustive  -caso a) (disponibili 3 o più valori sperimentali di resistenza) Resistenza: media dei risultati delle prove Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1  -caso b) (disponibili 2 valori sperimentali di resistenza) Resistenza: se valore medio sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, valore medio dell'intervallo di Tabella C8A.2.1; se valore medio sperimentale maggiore di estremo superiore intervallo, quest'ultimo; se valore medio sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore medio sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a).  -caso c) (disponibile 1 valore sperimentale di resistenza) Resistenza: se valore sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, oppure superiore, valore medio dell'intervallo; se valore sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a).		1.00

---

## **C8A.1.B COSTRUZIONI IN CALCESTRUZZO ARMATO O IN ACCIAIO: DATI NECESSARI PER LA VALUTAZIONE**

### **C8A.1.B.1 Costruzioni in calcestruzzo armato e in acciaio: generalità**

Le fonti da considerare per la acquisizione dei dati necessari sono:

- documenti di progetto con particolare riferimento a relazioni geologiche, geotecniche e strutturali ed elaborati grafici strutturali;
- eventuale documentazione acquisita in tempi successivi alla costruzione;
- rilievo strutturale geometrico e dei dettagli esecutivi;
- prove in-situ e in laboratorio.

### **C8A.1.B.2 Costruzioni in calcestruzzo armato o in acciaio: dati richiesti**

In generale saranno acquisiti dati sugli aspetti seguenti:

- identificazione dell'organismo strutturale e verifica del rispetto dei criteri di regolarità indicati al § 7.2.2 delle NTC; quanto sopra viene ottenuto sulla base dei disegni originali di progetto opportunamente verificati con indagini in-situ, oppure con un rilievo ex-novo;
- identificazione delle strutture di fondazione;
- identificazione delle categorie di suolo secondo quanto indicato al § 3.2.2 delle NTC;
- informazione sulle dimensioni geometriche degli elementi strutturali, dei quantitativi delle armature, delle proprietà meccaniche dei materiali, dei collegamenti;
- informazioni su possibili difetti locali dei materiali;
- informazioni su possibili difetti nei particolari costruttivi (dettagli delle armature, eccentricità travi-pilastro, eccentricità pilastro-pilastro, collegamenti trave-colonna e colonna-fondazione, etc.);
- informazioni sulle norme impiegate nel progetto originale incluso il valore delle eventuali azioni sismiche di progetto;
- descrizione della classe d'uso, della categoria e della vita nominale secondo il § 2.4 delle NTC;
- rivalutazione dei carichi variabili, in funzione della destinazione d'uso;
- informazione sulla natura e l'entità di eventuali danni subiti in precedenza e sulle riparazioni effettuate.



---

La quantità e qualità dei dati acquisiti determina il metodo di analisi e i valori dei fattori di confidenza da applicare alle proprietà dei materiali da adoperare nelle verifiche di sicurezza.

### **C8A.1.B.3 Costruzioni in calcestruzzo armato o in acciaio: livelli di conoscenza**

Ai fini della scelta del tipo di analisi e dei valori dei fattori di confidenza, richiamati in C8.7.2.1, si distinguono i tre livelli di conoscenza seguenti:

- LC1: Conoscenza Limitata;
- LC2: Conoscenza Adeguata;
- LC3: Conoscenza Accurata.

Gli aspetti che definiscono i livelli di conoscenza sono:

- geometria, ossia le caratteristiche geometriche degli elementi strutturali,
- dettagli strutturali, ossia la quantità e disposizione delle armature, compreso il passo delle staffe e la loro chiusura, per il c.a., i collegamenti per l'acciaio, i collegamenti tra elementi strutturali diversi, la consistenza degli elementi non strutturali collaboranti,
- materiali, ossia le proprietà meccaniche dei materiali.

Il livello di conoscenza acquisito determina il metodo di analisi e i fattori di confidenza da applicare alle proprietà dei materiali. Le procedure per ottenere i dati richiesti sulla base dei disegni di progetto e/o di prove in-situ sono descritte nel seguito per gli edifici in c.a. e acciaio.

La relazione tra livelli di conoscenza, metodi di analisi e fattori di confidenza è illustrata nella Tabella C8A.1.2. Le definizioni dei termini “visivo”, “completo”, “limitato”, “estensivo”, “esaustivo”, contenute nella tabella è fornita nel seguito.

Tabella C8A.1.2 – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio

Livello di Conoscenza	Geometria (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>limitate</i> verifiche in-situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>limitate</i> prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	1.35
LC2		Disegni costruttivi incompleti con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure estese verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con <i>limitate</i> prove in-situ oppure estese prove in-situ	Tutti	1.20
LC3		Disegni costruttivi completi con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure esaustive verifiche in-situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con estese prove in situ oppure esaustive prove in-situ	Tutti	1.00

LC1: Conoscenza limitata

*Geometria:* la geometria della struttura è nota o in base a un rilievo o dai disegni originali. In quest'ultimo caso viene effettuato un rilievo visivo a campione per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni. I dati raccolti sulle dimensioni degli elementi strutturali saranno tali da consentire la messa a punto di un modello strutturale idoneo ad un'analisi lineare.

*Dettagli costruttivi:* i dettagli non sono disponibili da disegni costruttivi e sono ricavati sulla base di un progetto simulato eseguito secondo la pratica dell'epoca della costruzione. È richiesta una limitata verifica in-situ delle armature e dei collegamenti presenti negli elementi più importanti. I dati raccolti saranno tali da consentire verifiche locali di resistenza.

*Proprietà dei materiali:* non sono disponibili informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali, né da disegni costruttivi né da certificati di prova. Si adottano valori usuali della pratica costruttiva dell'epoca convalidati da *limitate* prove in-situ sugli elementi più importanti.

La valutazione della sicurezza nel caso di conoscenza limitata viene in genere eseguita mediante metodi di analisi lineare statici o dinamici.

LC2: Conoscenza adeguata

*Geometria:* la geometria della struttura è nota o in base a un rilievo o dai disegni originali. In quest'ultimo caso viene effettuato un rilievo visivo a campione per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni. I dati raccolti sulle dimensioni degli elementi strutturali, insieme a quelli riguardanti i dettagli strutturali, saranno tali da consentire la messa a punto di un modello strutturale idoneo ad un'analisi lineare o non lineare.

*Dettagli costruttivi:* i dettagli sono noti da un'estesa verifica in-situ oppure parzialmente noti dai disegni costruttivi originali incompleti. In quest'ultimo caso viene effettuata una limitata verifica in-situ delle armature e dei collegamenti presenti negli elementi più importanti. I dati raccolti saranno tali da consentire, nel caso si esegua un'analisi lineare, verifiche locali di resistenza, oppure la messa a punto di un modello strutturale non lineare.

*Proprietà dei materiali:* informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali sono disponibili in base ai disegni costruttivi o ai certificati originali di prova, o da estese verifiche in-situ. Nel primo caso sono anche eseguite limitate prove in-situ; se i valori ottenuti dalle prove in-situ sono minori di quelli disponibili dai disegni o dai certificati originali, sono eseguite estese prove in-situ. I dati raccolti saranno tali da consentire, nel caso si esegua un'analisi lineare, verifiche locali di resistenza, oppure la messa a punto di un modello strutturale non lineare.

La valutazione della sicurezza nel caso di conoscenza adeguata è eseguita mediante metodi di analisi lineare o non lineare, statici o dinamici.

LC3: Conoscenza accurata

*Geometria:* la geometria della struttura è nota o in base a un rilievo o dai disegni originali. In quest'ultimo caso è effettuato un rilievo visivo a campione per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni. I dati raccolti sulle dimensioni degli elementi strutturali, insieme a quelli riguardanti i dettagli strutturali, saranno tali da consentire la messa a punto di un modello strutturale idoneo ad un'analisi lineare o non lineare.

*Dettagli costruttivi:* i dettagli sono noti o da un'esaustiva verifica in-situ oppure dai disegni costruttivi originali. In quest'ultimo caso è effettuata una limitata verifica in-situ delle armature e dei collegamenti presenti negli elementi più importanti. I dati raccolti saranno tali da consentire, nel caso si esegua un'analisi lineare, verifiche locali di resistenza, oppure la messa a punto di un modello strutturale non lineare.

*Proprietà dei materiali:* informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali sono disponibili in base ai disegni costruttivi o ai certificati originali, o da esaustive verifiche in-situ. Nel primo caso

sono anche eseguite estese prove in-situ; se i valori ottenuti dalle prove in-situ sono minori di quelli disponibili dai disegni o dai certificati originali, sono eseguite esaustive prove in-situ. I dati raccolti saranno tali da consentire, nel caso si esegua un'analisi lineare, verifiche locali di resistenza, oppure la messa a punto di un modello strutturale non lineare.

La valutazione della sicurezza nel caso di conoscenza accurata verrà eseguita mediante metodi di analisi lineare o non lineare, statici o dinamici.

### ***Geometria (carpenterie)***

*Disegni originali di carpenteria:* descrivono la geometria della struttura, gli elementi strutturali e le loro dimensioni, e permettono di individuare l'organismo strutturale resistente alle azioni orizzontali e verticali.

*Disegni costruttivi o esecutivi:* descrivono la geometria della struttura, gli elementi strutturali e le loro dimensioni, e permettono di individuare l'organismo strutturale resistente alle azioni orizzontali e verticali. In aggiunta essi contengono la descrizione della quantità, disposizione e dettagli costruttivi di tutte le armature, nonché le caratteristiche nominali dei materiali usati.

*Rilievo visivo:* serve a controllare la corrispondenza tra l'effettiva geometria della struttura e i disegni originali di carpenteria disponibili. Comprende il rilievo a campione della geometria di alcuni elementi. Nel caso di modifiche non documentate intervenute durante o dopo la costruzione, sarà eseguito un rilievo completo descritto al punto seguente.

*Rilievo completo:* serve a produrre disegni completi di carpenteria nel caso in cui quelli originali siano mancanti o si sia riscontrata una non corrispondenza tra questi ultimi e l'effettiva geometria della struttura. I disegni prodotti dovranno descrivere la geometria della struttura, gli elementi strutturali e le loro dimensioni, e permettere di individuare l'organismo strutturale resistente alle azioni orizzontali e verticali con lo stesso grado di dettaglio proprio di disegni originali.

### ***Dettagli costruttivi***

*Progetto simulato:* serve, in mancanza dei disegni costruttivi originali, a definire la quantità e la disposizione dell'armatura in tutti gli elementi con funzione strutturale o le caratteristiche dei collegamenti. E' eseguito sulla base delle norme tecniche in vigore e della pratica costruttiva caratteristica all'epoca della costruzione.

*Verifiche in-situ limitate:* servono per verificare la corrispondenza tra le armature o le caratteristiche dei collegamenti effettivamente presenti e quelle riportate nei disegni costruttivi, oppure ottenute mediante il progetto simulato.

*Verifiche in-situ estese:* servono quando non sono disponibili i disegni costruttivi originali come alternativa al progetto simulato seguito da verifiche limitate, oppure quando i disegni costruttivi originali sono incompleti.

*Verifiche in-situ esaustive:* servono quando non sono disponibili i disegni costruttivi originali e si desidera un livello di conoscenza accurata (LC3).

Le verifiche in-situ sono effettuate su un'opportuna percentuale degli elementi strutturali primari per ciascun tipologia di elemento (travi, pilastri, pareti...), come indicato nella Tabella C8A.1.3, privilegiando comunque gli elementi che svolgono un ruolo più critico nella struttura, quali generalmente i pilastri.

### ***Proprietà dei materiali***

*Calcestruzzo:* la misura delle caratteristiche meccaniche si ottiene mediante estrazione di campioni ed esecuzione di prove di compressione fino a rottura.

*Acciaio:* la misura delle caratteristiche meccaniche si ottiene mediante estrazione di campioni ed esecuzione di prove a trazione fino a rottura con determinazione della resistenza a snervamento e della resistenza e deformazione ultima, salvo nel caso in cui siano disponibili certificati di prova di entità conforme a quanto richiesto per le nuove costruzioni, nella normativa dell'epoca.

*Unioni di elementi in acciaio:* la misura delle caratteristiche meccaniche si ottiene mediante estrazione di campioni ed esecuzione di prove a trazione fino a rottura con determinazione della resistenza a snervamento e della resistenza e deformazione ultima.

*Metodi di prova non distruttivi:* Sono ammessi metodi di indagine non distruttiva di documentata affidabilità, che non possono essere impiegati in completa sostituzione di quelli sopra descritti, ma sono consigliati a loro integrazione, purché i risultati siano tarati su quelli ottenuti con prove distruttive. Nel caso del calcestruzzo, è importante adottare metodi di prova che limitino l'influenza della carbonatazione degli strati superficiali sui valori di resistenza.

*Prove in-situ limitate:* servono a completare le informazioni sulle proprietà dei materiali ottenute o dalle normative in vigore all'epoca della costruzione, o dalle caratteristiche nominali riportate sui disegni costruttivi, o da certificati originali di prova.

*Prove in-situ estese:* servono per ottenere informazioni in mancanza sia dei disegni costruttivi, che dei certificati originali di prova, oppure quando i valori ottenuti dalle prove limitate risultano inferiori a quelli riportati nei disegni o certificati originali.

*Prove in-situ esaustive:* servono per ottenere informazioni in mancanza sia dei disegni costruttivi, che dei certificati originali di prova, oppure quando i valori ottenuti dalle prove limitate risultano inferiori a quelli riportati nei disegni o certificati originali, e si desidera un livello di conoscenza accurata (LC3).

Le prove opportune nei diversi casi sono indicate nella Tabella C8A.1.3.

Tabella C8A.1.3a – Definizione orientativa dei livelli di rilievo e prove per edifici in c.a.

	Rilievo (dei dettagli costruttivi)(a)	Prove (sui materiali) <sup>(b)(c)</sup>
	Per ogni tipo di elemento “primario” (trave, pilastro...)	
Verifiche limitate	La quantità e disposizione dell’armatura è verificata per almeno il 15% degli elementi	1 provino di cls. per 300 m2 di piano dell’edificio, 1 campione di armatura per piano dell’edificio
Verifiche estese	La quantità e disposizione dell’armatura è verificata per almeno il 35% degli elementi	2 provini di cls. per 300 m2 di piano dell’edificio, 2 campioni di armatura per piano dell’edificio
Verifiche esaustive	La quantità e disposizione dell’armatura è verificata per almeno il 50% degli elementi	3 provini di cls. per 300 m2 di piano dell’edificio, 3 campioni di armatura per piano dell’edificio

Tabella C8A.1.3b – Definizione orientativa dei livelli di rilievo e prove per edifici in acciaio

	Rilievo (dei collegamenti)(a)	Prove (sui materiali) <sup>(b)</sup>
	Per ogni tipo di elemento “primario” (trave, pilastro...)	
Verifiche limitate	Le caratteristiche dei collegamenti sono verificate per almeno il 15% degli elementi	1 provino di acciaio per piano dell’edificio, 1 campione di bullone o chiodo per piano dell’edificio
Verifiche estese	Le caratteristiche dei collegamenti sono verificate per almeno il 35% degli elementi	2 provini di acciaio per piano dell’edificio, 2 campioni di bullone o chiodo per piano dell’edificio
Verifiche esaustive	Le caratteristiche dei collegamenti sono verificate per almeno il 50% degli elementi	3 provini di acciaio per piano dell’edificio, 3 campioni di bullone o chiodo per piano dell’edificio

NOTE ESPLICATIVE ALLA TABELLA C8A.1.3 (a, b)

Le percentuali di elementi da verificare ed il numero di provini da estrarre e sottoporre a prove di resistenza riportati nella Tabella C8A.1.3 hanno valore indicativo e vanno adattati ai singoli casi, tenendo conto dei seguenti aspetti:

(a) Nel controllo del raggiungimento delle percentuali di elementi indagati ai fini del rilievo dei dettagli costruttivi si tiene conto delle eventuali situazioni ripetitive, che consentano di estendere ad una più ampia percentuale i controlli effettuati su alcuni elementi strutturali facenti parte di una serie con evidenti caratteristiche di ripetibilità, per uguale geometria e ruolo nello schema strutturale.

(b) Le prove sugli acciai sono finalizzate all'identificazione della classe dell'acciaio utilizzata con riferimento alla normativa vigente all'epoca di costruzione. Ai fini del raggiungimento del numero di prove sull'acciaio necessario per il livello di conoscenza è opportuno tener conto dei diametri (nelle strutture in c.a.) o dei profili (nelle strutture in acciaio) di più diffuso impiego negli elementi principali con esclusione delle staffe.

(c) Ai fini delle prove sui materiali è consentito sostituire alcune prove distruttive, non più del 50%, con un più ampio numero, almeno il triplo, di prove non distruttive, singole o combinate, tarate su quelle distruttive.

(d) Il numero di provini riportato nelle tabelle 8A.3a e 8A.3b può essere variato, in aumento o in diminuzione, in relazione alle caratteristiche di omogeneità del materiale. Nel caso del calcestruzzo in opera tali caratteristiche sono spesso legate alle modalità costruttive tipiche dell'epoca di costruzione e del tipo di manufatto, di cui occorrerà tener conto nel pianificare l'indagine. Sarà opportuno, in tal senso, prevedere l'effettuazione di una seconda campagna di prove integrative, nel caso in cui i risultati della prima risultino fortemente disomogenei.

#### **C8A.1.B.4 Costruzioni in calcestruzzo armato o in acciaio: fattori di confidenza**

I Fattori di Confidenza indicati nella Tabella C8A.2 possono essere utilizzati, in assenza di valutazioni più approfondite, per definire le resistenze dei materiali da utilizzare nelle formule di capacità degli elementi. Le resistenze medie, ottenute dalle prove in situ e dalle informazioni aggiuntive, sono divise per i Fattori di Confidenza. Nel caso di progettazione in presenza di azioni sismiche, i Fattori di Confidenza sono utilizzati anche per gli scopi di cui al § 8.7.2.4.

I Fattori di Confidenza possono anche essere valutati in modo differenziato per i diversi materiali, sulla base di considerazioni statistiche condotte su un insieme di dati significativo per gli elementi in esame e di metodi di valutazione di comprovata validità.

#### **C8A.1.B.5 Indicazioni supplementari per edifici in calcestruzzo armato**

Per l'identificazione della geometria, i dati raccolti includono i seguenti:

- g) identificazione del sistema resistente alle forze orizzontali in entrambe le direzioni;
- h) tessitura dei solai;
- i) dimensioni geometriche di travi, pilastri e pareti;
- j) larghezza delle ali di travi a T;
- k) possibili eccentricità fra travi e pilastri ai nodi.

Per l'identificazione dei dettagli costruttivi, i dati raccolti devono includere i seguenti:

- l) quantità di armatura longitudinale in travi, pilastri e pareti;
- m) quantità e dettagli di armatura trasversale nelle zone critiche e nei nodi trave-pilastro;
- n) quantità di armatura longitudinale nei solai che contribuisce al momento negativo di travi a T;
- o) lunghezze di appoggio e condizioni di vincolo degli elementi orizzontali;
- p) spessore del copriferro;

q) lunghezza delle zone di sovrapposizione delle barre.

Per l'identificazione dei materiali, i dati raccolti includono i seguenti:

r) resistenza del calcestruzzo;

s) resistenza a snervamento, di rottura e deformazione ultima dell'acciaio.

#### **C8A.1.B.6 Indicazioni supplementari per edifici in acciaio**

Per l'identificazione della geometria, i dati raccolti includono i seguenti:

t) identificazione del sistema resistente laterale in entrambe le direzioni;

u) identificazione dei diaframmi orizzontali;

v) forma originale dei profili e dimensioni fisiche;

w) area sezionale esistente, moduli di sezione, momenti d'inerzia, e proprietà torsionali nelle sezioni critiche.

Per l'identificazione dei dettagli, i dati raccolti includono posizione e dimensione dei bulloni, dimensioni e spessori delle saldature nelle zone critiche di collegamento.

Per l'identificazione dei materiali, i dati raccolti includono la resistenza del calcestruzzo e la resistenza a snervamento, di rottura e deformazione ultima dell'acciaio.

### **C8A.2. TIPOLOGIE E RELATIVI PARAMETRI MECCANICI DELLE MURATURE**

Nella Tabella C8A.2.1 sono indicati i valori di riferimento che possono essere adottati nelle analisi, secondo quanto indicato al § C8A.1.A.4 in funzione del livello di conoscenza acquisito.

Il riconoscimento della tipologia muraria è condotto attraverso un dettagliato rilievo degli aspetti costruttivi (§ C8A.1.A.2). E' noto che la muratura presenta, a scala nazionale, una notevole varietà per tecniche costruttive e materiali impiegati ed un inquadramento in tipologie precostituite può risultare problematico. I moduli di elasticità normale  $E$  e tangenziale  $G$  sono da considerarsi relativi a condizioni non fessurate, per cui le rigidità dovranno essere opportunamente ridotte.



Tabella C8A.2.1 - Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura, riferiti alle seguenti condizioni: malta di caratteristiche scarse, assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata, tessitura (nel caso di elementi regolari) a regola d'arte;  $f_m$  = resistenza media a compressione della muratura,  $\tau_0$  = resistenza media a taglio della muratura, E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale,  $w$  = peso specifico medio della muratura

Tipologia di muratura	$f_m$	$\tau_0$	E	G	w (kN/m <sup>3</sup> )
	(N/cm <sup>2</sup> )	(N/cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100	2,0	690	230	19
	180	3,2	1050	350	
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200	3,5	1020	340	20
	300	5,1	1440	480	
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260	5,6	1500	500	21
	380	7,4	1980	660	
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140	2,8	900	300	16
	240	4,2	1260	420	
Muratura a blocchi lapidei squadriati	600	9,0	2400	780	22
	800	12,0	3200	940	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240	6,0	1200	400	18
	400	9,2	1800	600	
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura $\leq 40\%$ )	500	24	3500	875	15
	800	32	5600	1400	
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400	30,0	3600	1080	12
	600	40,0	5400	1620	
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300	10,0	2700	810	11
	400	13,0	3600	1080	
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150	9,5	1200	300	12
	200	12,5	1600	400	
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300	18,0	2400	600	14
	440	24,0	3520	880	

Nel caso delle murature storiche, i valori indicati nella Tabella C8A.2.1 (relativamente alle prime sei tipologie) sono da riferirsi a condizioni di muratura con malta di scadenti caratteristiche, giunti non particolarmente sottili ed in assenza di ricorsi o listature che, con passo costante, regolarizzino la tessitura ed in particolare l'orizzontalità dei corsi. Inoltre si assume che, per le murature storiche, queste siano a paramenti scollegati, ovvero manchino sistematici elementi di connessione trasversale (o di ammorsamento per ingranamento tra i paramenti murari).

I valori indicati per le murature regolari sono relativi a casi in cui la tessitura rispetta la regola dell'arte. Nei casi di tessitura scorretta (giunti verticali non adeguatamente sfalsati, orizzontalità dei filari non rispettata), i valori della tabella devono essere adeguatamente ridotti.

Nel caso in cui la muratura presenti caratteristiche migliori rispetto ai suddetti elementi di valutazione, le caratteristiche meccaniche saranno ottenute, a partire dai valori di Tabella C8A.2.1, applicando coefficienti migliorativi fino ai valori indicati nella Tabella C8A.2.2, secondo le seguenti modalità:

- malta di buone caratteristiche: si applica il coefficiente indicato in Tabella C8A.2.2, diversificato per le varie tipologie, sia ai parametri di resistenza ( $f_m$  e  $\tau_0$ ), sia ai moduli elastici (E e G);
- giunti sottili (< 10 mm): si applica il coefficiente, diversificato per le varie tipologie, sia ai parametri di resistenza ( $f_m$  e  $\tau_0$ ), sia ai moduli elastici (E e G); nel caso della resistenza a taglio l'incremento percentuale da considerarsi è metà rispetto a quanto considerato per la resistenza a compressione; nel caso di murature in pietra naturale è opportuno verificare che la lavorazione sia curata sull'intero spessore del paramento.
- presenza di ricorsi (o listature): si applica il coefficiente indicato in tabella ai soli parametri di resistenza ( $f_m$  e  $\tau_0$ ); tale coefficiente ha significato solo per alcune tipologie murarie, in quanto nelle altre non si riscontra tale tecnica costruttiva;
- presenza di elementi di collegamento trasversale tra i paramenti: si applica il coefficiente indicato in tabella ai soli parametri di resistenza ( $f_m$  e  $\tau_0$ ); tale coefficiente ha significato solo per le murature storiche, in quanto quelle più recenti sono realizzate con una specifica e ben definita tecnica costruttiva ed i valori in Tabella C8A.2.1 rappresentano già la possibile varietà di comportamento.

Le diverse tipologie di Tabella C8A.2.1 assumono che la muratura sia costituita da due paramenti accostati, o con un nucleo interno di limitato spessore (inferiore allo spessore del paramento); fanno eccezione il caso della muratura a conci sbozzati, per la quale è implicita la presenza di un nucleo interno (anche significativo ma di discrete caratteristiche), e quello della muratura in mattoni pieni, che spesso presenta un nucleo interno con materiale di reimpiego reso coeso. Nel caso in cui il nucleo interno sia ampio rispetto ai paramenti e/o particolarmente scadente, è opportuno ridurre opportunamente i parametri di resistenza e deformabilità, attraverso una omogeneizzazione delle caratteristiche meccaniche nello spessore. In assenza di valutazioni più accurate è possibile penalizzare i suddetti parametri meccanici attraverso il coefficiente indicato in Tabella C8A.2.2.

In presenza di murature consolidate, o nel caso in cui si debba valutare la sicurezza dell'edificio rinforzato, è possibile valutare le caratteristiche meccaniche per alcune tecniche di intervento, attraverso i coefficienti indicati in Tabella C8A.2.2, secondo le seguenti modalità:

- consolidamento con iniezioni di miscele leganti: si applica il coefficiente indicato in tabella, diversificato per le varie tipologie, sia ai parametri di resistenza ( $f_m$  e  $\tau_0$ ), sia ai moduli elastici (E e G); nel caso in cui la muratura originale fosse stata classificata con malta di buone caratteristiche, il suddetto coefficiente va applicato al valore di riferimento per malta di scadenti caratteristiche, in quanto il risultato ottenibile attraverso questa tecnica di consolidamento è, in prima approssimazione, indipendente dalla qualità originaria della malta (in altre parole, nel caso di muratura con malta di buone caratteristiche, l'incremento di resistenza e rigidità ottenibile è percentualmente inferiore);
- consolidamento con intonaco armato: per definire parametri meccanici equivalenti è possibile applicare il coefficiente indicato in tabella, diversificato per le varie tipologie, sia ai parametri di resistenza ( $f_m$  e  $\tau_0$ ), sia ai moduli elastici (E e G); per i parametri di partenza della muratura non consolidata non si applica il coefficiente relativo alla connessione trasversale, in quanto l'intonaco armato, se correttamente eseguito collegando con barre trasversali uncinato i nodi delle reti di armatura sulle due facce, realizza, tra le altre, anche questa funzione. Nei casi in cui le connessioni trasversali non soddisfino tale condizione, il coefficiente moltiplicativo dell'intonaco armato deve essere diviso per il coefficiente relativo alla connessione trasversale riportato in tabella;
- consolidamento con diatoni artificiali: in questo caso si applica il coefficiente indicato per le murature dotate di una buona connessione trasversale.

I valori sopra indicati per le murature consolidate possono essere considerati come riferimento nel caso in cui non sia comprovata, con opportune indagini sperimentali, la reale efficacia dell'intervento e siano quindi misurati, con un adeguato numero di prove, i valori da adottarsi nel calcolo.

Tabella C8A.2.2 - Coefficienti correttivi dei parametri meccanici (indicati in Tabella C8A.2.1) da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone o ottime; giunti sottili; ricorsi o listature; sistematiche connessioni trasversali; nucleo interno particolarmente scadente e/o ampio; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato.

Tipologia di muratura	Malta buona	Giunti sottili (<10 mm)	Ricorsi o listature	Connessioni trasversale	Nucleo scadente e/o ampio	Iniezione di miscele leganti	Intonaco armato *
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	-	1,3	1,5	0,9	2	2,5
Muratura a conci sbozzati, con parametro di limitato spessore e	1,4	1,2	1,2	1,5	0,8	1,7	2
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	-	1,1	1,3	0,8	1,5	1,5
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,5	1,5	-	1,5	0,9	1,7	2
Muratura a blocchi lapidei squadriati	1,2	1,2	-	1,2	0,7	1,2	1,2
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,5	1,5	-	1,3	0,7	1,5	1,5

\* Valori da ridurre convenientemente nel caso di pareti di notevole spessore (p.es. > 70 cm).

### C8A.3. AGGREGATI EDILIZI

Un aggregato edilizio è costituito da un insieme di parti che sono il risultato di una genesi articolata e non unitaria, dovuta a molteplici fattori (sequenza costruttiva, cambio di materiali, mutate esigenze, avvicinarsi dei proprietari, etc.). Nell'analisi di un edificio facente parte di un aggregato edilizio occorre tenere conto perciò delle possibili interazioni derivanti dalla contiguità strutturale con gli edifici adiacenti, connessi o in aderenza ad esso. A tal fine dovrà essere individuata, in via preliminare, l'unità strutturale (US) oggetto di studio, evidenziando le azioni che su di essa possono derivare dalle unità strutturali contigue. La porzione di aggregato che costituisce l'US dovrà comprendere cellule tra loro legate in elevazione ed in pianta da un comune processo costruttivo, oltre che considerare tutti gli elementi interessati dalla trasmissione a terra dei carichi verticali dell'edificio in esame.

Ove necessario, tale analisi preliminare dovrà considerare l'intero aggregato, al fine di individuare le relative connessioni spaziali fondamentali, con particolare attenzione al contesto ed ai meccanismi di giustapposizione e di sovrapposizione. In particolare, il processo di indagine sugli aggregati edilizi si dovrebbe sviluppare attraverso l'individuazione di diversi strati d'informazione:

- i rapporti tra i processi di aggregazione ed organizzazione dei tessuti edilizi e l'evoluzione del sistema viario;
- i principali eventi che hanno influito sugli aspetti morfologici del costruito storico (fonti storiche);

- la morfologia delle strade (andamento, larghezza, flessi planimetrici e disassamenti dei fronti edilizi); la disposizione e la gerarchia dei cortili (con accesso diretto o da androne) ed il posizionamento delle scale esterne; tale studio favorisce la comprensione del processo formativo e di trasformazione degli isolati, dei lotti, delle parti costruite e delle porzioni libere in rapporto alle fasi del loro uso;
- l'allineamento delle pareti; verifiche di ortogonalità rispetto ai percorsi viari; individuazione dei prolungamenti, delle rotazioni, delle intersezioni e degli slittamenti degli assi delle pareti (ciò aiuta ad identificare le pareti in relazione alla loro contemporaneità di costruzione e quindi a definire il loro grado di connessione);
- i rapporti spaziali elementari delle singole cellule murarie, nonché i rapporti di regolarità, ripetizione, modularità, ai diversi piani (ciò consente di distinguere le cellule originarie da quelle dovute a processi di saturazione degli spazi aperti);
- la forma e la posizione delle bucatore nei muri di prospetto: assialità, simmetria, ripetizione (ciò consente di determinare le zone di debolezza nel percorso di trasmissione degli sforzi, nonché di rivelare le modificazioni avvenute nel tempo);
- i disassamenti e le rastremazioni delle pareti, i muri poggianti "in falso" sui solai sottostanti, lo sfalsamento di quota tra solai contigui (ciò fornisce indicazioni sia per ricercare possibili fonti di danno in rapporto ai carichi verticali e sismici, sia per affinare l'interpretazione dei meccanismi di aggregazione).

Per la individuazione dell'US da considerare si terrà conto principalmente della unitarietà del comportamento strutturale di tale porzione di aggregato nei confronti dei carichi, sia statici che dinamici. A tal fine è importante rilevare la tipologia costruttiva ed il permanere degli elementi caratterizzanti, in modo da indirizzare il progetto degli interventi verso soluzioni congruenti con l'originaria configurazione strutturale.

L'individuazione dell'US va comunque eseguita caso per caso, in ragione della forma del sistema edilizio di riferimento a cui appartiene l'US (composta da una o più unità immobiliari), della qualità e consistenza degli interventi previsti e con il criterio di minimizzare la frammentazione in interventi singoli. Il progettista potrà quindi definire la dimensione operativa minima, che talora potrà riguardare l'insieme delle unità immobiliari costituenti il sistema, ed in alcuni casi porzioni più o meno estese del contesto urbano.

L'US dovrà comunque avere continuità da cielo a terra per quanto riguarda il flusso dei carichi verticali e, di norma, sarà delimitata o da spazi aperti, o da giunti strutturali, o da edifici contigui

costruiti, ad esempio, con tipologie costruttive e strutturali diverse, o con materiali diversi, oppure in epoche diverse.

Tra le interazioni strutturali con gli edifici adiacenti si dovranno considerare: carichi (sia verticali che orizzontali, in presenza di sisma) provenienti da solai o da pareti di US adiacenti; spinte di archi e volte appartenenti ad US contigue; spinte provenienti da archi di contrasto o da tiranti ancorati su altri edifici. La rappresentazione dell'US attraverso piante, alzati e sezioni permetterà di valutare la diffusione delle sollecitazioni e l'interazione fra le US contigue.

Oltre a quanto normalmente previsto per gli edifici non disposti in aggregato, dovranno essere valutati gli effetti di: spinte non contrastate causate da orizzontamenti sfalsati di quota sulle pareti in comune con le US adiacenti; effetti locali causati da prospetti non allineati, o da differenze di altezza o di rigidità tra US adiacenti, azioni di ribaltamento e di traslazione che interessano le pareti nelle US di testata delle tipologie seriali (schiere).

Dovrà essere considerato inoltre il possibile martellamento nei giunti tra US adiacenti.

L'analisi di una US secondo i metodi utilizzati per edifici isolati, senza una adeguata modellazione oppure con una modellazione approssimata dell'interazione con i corpi di fabbrica adiacenti assume un significato convenzionale. Di conseguenza, si ammette che l'analisi della capacità sismica globale dell'US possa essere verificata attraverso metodologie semplificate, come descritto di seguito.

#### **C8A.3.1 VERIFICA GLOBALE SEMPLIFICATA PER GLI EDIFICI IN AGGREGATI EDILIZI**

Nel caso di solai sufficientemente rigidi, la verifica convenzionale allo Stato limite di salvaguardia della vita e allo Stato limite di esercizio di un edificio (unità strutturale) in aggregato può essere svolta, anche per edifici con più di due piani, mediante l'analisi statica non lineare analizzando e verificando separatamente ciascun interpiano dell'edificio, e trascurando la variazione della forza assiale nei maschi murari dovuta all'effetto dell'azione sismica. Con l'esclusione di unità strutturali d'angolo o di testata, così come di parti di edificio non vincolate o non aderenti su alcun lato ad altre unità strutturali (es. piani superiori di un edificio di maggiore altezza rispetto a tutte le US adiacenti), l'analisi potrà anche essere svolta trascurando gli effetti torsionali, ipotizzando che i solai possano unicamente traslare nella direzione considerata dell'azione sismica.

Qualora i solai dell'edificio siano flessibili si procederà all'analisi delle singole pareti o dei sistemi di pareti complanari che costituiscono l'edificio, ciascuna analizzata come struttura indipendente, soggetta ai carichi verticali di competenza ed all'azione del sisma nella direzione parallela alla parete. In questo caso l'analisi e le verifiche di ogni singola parete seguiranno i criteri esposti al §

7.8.2.2 delle NTC per gli edifici in muratura ordinaria di nuova costruzione, con le integrazioni riportate al § 8.7.1.5.

#### **C8A.4. ANALISI DEI MECCANISMI LOCALI DI COLLASSO IN EDIFICI ESISTENTI IN MURATURA**

Negli edifici esistenti in muratura spesso avvengono collassi parziali per cause sismiche, in genere per perdita dell'equilibrio di porzioni murarie; la verifica nei riguardi di questi meccanismi, secondo le modalità descritte nel seguito, assume significato se è garantita una certa monoliticità della parete muraria, tale da impedire collassi puntuali per disgregazione della muratura. Meccanismi locali si verificano nelle pareti murarie prevalentemente per azioni perpendicolari al loro piano, mentre nel caso di sistemi ad arco anche per azioni nel piano. Le verifiche con riferimento ai meccanismi locali di danno e collasso (nel piano e fuori piano) possono essere svolti tramite l'analisi limite dell'equilibrio, secondo l'approccio cinematico, che si basa sulla scelta del meccanismo di collasso e la valutazione dell'azione orizzontale che attiva tale cinematismo.

L'applicazione del metodo di verifica presuppone quindi l'analisi dei meccanismi locali ritenuti significativi per la costruzione, che possono essere ipotizzati sulla base della conoscenza del comportamento sismico di strutture analoghe, già danneggiate dal terremoto, o individuati considerando la presenza di eventuali stati fessurativi, anche di natura non sismica; inoltre andranno tenute presente la qualità della connessione tra le pareti murarie, la tessitura muraria, la presenza di catene, le interazioni con altri elementi della costruzione o degli edifici adiacenti.

L'approccio cinematico permette inoltre di determinare l'andamento dell'azione orizzontale che la struttura è progressivamente in grado di sopportare all'evolversi del meccanismo. Tale curva è espressa attraverso un moltiplicatore  $\alpha$ , rapporto tra le forze orizzontali applicate ed i corrispondenti pesi delle masse presenti, rappresentato in funzione dello spostamento  $d_k$  di un punto di riferimento del sistema; la curva deve essere determinata fino all'annullamento di ogni capacità di sopportare azioni orizzontali ( $\alpha=0$ ). Tale curva può essere trasformata nella curva di capacità di un sistema equivalente ad un grado di libertà, nella quale può essere definita la capacità di spostamento ultimo del meccanismo locale, da confrontare con la domanda di spostamento richiesta dall'azione sismica.

Per ogni possibile meccanismo locale ritenuto significativo per l'edificio, il metodo si articola nei seguenti passi:

- trasformazione di una parte della costruzione in un sistema labile (catena cinematica), attraverso l'individuazione di corpi rigidi, definiti da piani di frattura ipotizzabili per la scarsa resistenza a trazione della muratura, in grado di ruotare o scorrere tra loro (meccanismo di danno e collasso);

- valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi  $\alpha_0$  che comporta l'attivazione del meccanismo (stato limite di danno);
- valutazione dell'evoluzione del moltiplicatore orizzontale dei carichi  $\alpha$  al crescere dello spostamento  $d_k$  di un punto di controllo della catena cinematica, usualmente scelto in prossimità del baricentro delle masse, fino all'annullamento della forza sismica orizzontale;
- trasformazione della curva così ottenuta in curva di capacità, ovvero in accelerazione  $a^*$  e spostamento  $d^*$  spettrali, con valutazione dello spostamento ultimo per collasso del meccanismo (stato limite ultimo), definito in seguito;
- verifiche di sicurezza, attraverso il controllo della compatibilità degli spostamenti e/o delle resistenze richieste alla struttura.

Per l'applicazione del metodo di analisi si ipotizza, in genere:

- resistenza nulla a trazione della muratura;
- assenza di scorrimento tra i blocchi;
- resistenza a compressione infinita della muratura.

Tuttavia, per una simulazione più realistica del comportamento, è opportuno considerare, in forma approssimata: a) gli scorrimenti tra i blocchi, considerando la presenza dell'attrito; b) le connessioni, anche di resistenza limitata, tra le pareti murarie; c) la presenza di catene metalliche; d) la limitata resistenza a compressione della muratura, considerando le cerniere adeguatamente arretrate rispetto allo spigolo della sezione; e) la presenza di pareti a paramenti scollegati.

#### **C8A.4.1 ANALISI CINEMATICA LINEARE**

Per ottenere il moltiplicatore orizzontale  $\alpha_0$  dei carichi che porta all'attivazione del meccanismo locale di danno si applicano ai blocchi rigidi che compongono la catena cinematica le seguenti forze: i pesi propri dei blocchi, applicati nel loro baricentro; i carichi verticali portati dagli stessi (pesi propri e sovraccarichi dei solai e della copertura, altri elementi murari non considerati nel modello strutturale); un sistema di forze orizzontali proporzionali ai carichi verticali portati, se queste non sono efficacemente trasmesse ad altre parti dell'edificio; eventuali forze esterne (ad esempio quelle trasmesse da catene metalliche); eventuali forze interne (ad esempio le azioni legate all'ingranamento tra i conci murari). Assegnata una rotazione virtuale  $\theta_k$  al generico blocco  $k$ , è possibile determinare in funzione di questa e della geometria della struttura, gli spostamenti delle diverse forze applicate nella rispettiva direzione. Il moltiplicatore  $\alpha_0$  si ottiene applicando il



Principio dei Lavori Virtuali, in termini di spostamenti, uguagliando il lavoro totale eseguito dalle forze esterne ed interne applicate al sistema in corrispondenza dell'atto di moto virtuale:

$$\alpha_0 \left( \sum_{i=1}^n P_i \delta_{x,i} + \sum_{j=n+1}^{n+m} P_j \delta_{x,j} \right) - \sum_{i=1}^n P_i \delta_{y,i} - \sum_{h=1}^o F_h \delta_h = L_{fi} \quad (C8A.4.1)$$

dove:

- n è il numero di tutte le forze peso applicate ai diversi blocchi della catena cinematica;
- m è il numero di forze peso non direttamente gravanti sui blocchi le cui masse, per effetto dell'azione sismica, generano forze orizzontali sugli elementi della catena cinematica, in quanto non efficacemente trasmesse ad altre parti dell'edificio;
- o è il numero di forze esterne, non associate a masse, applicate ai diversi blocchi;
- $P_i$  è la generica forza peso applicata (peso proprio del blocco, applicato nel suo baricentro, o un altro peso portato);
- $P_j$  è la generica forza peso, non direttamente applicata sui blocchi, la cui massa, per effetto dell'azione sismica, genera una forza orizzontale sugli elementi della catena cinematica, in quanto non efficacemente trasmessa ad altre parti dell'edificio;
- $\delta_{x,i}$  è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell'i-esimo peso  $P_i$ , assumendo come verso positivo quello associato alla direzione secondo cui agisce l'azione sismica che attiva il meccanismo;
- $\delta_{x,j}$  è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell'j-esimo peso  $P_j$ , assumendo come verso positivo quello associato alla direzione secondo cui agisce l'azione sismica che attiva il meccanismo;
- $\delta_{y,i}$  è lo spostamento virtuale verticale del punto di applicazione dell'i-esimo peso  $P_i$ , assunto positivo se verso l'alto;
- $F_h$  è la generica forza esterna (in valore assoluto), applicata ad un blocco;
- $\delta_h$  è lo spostamento virtuale del punto dove è applicata la h-esima forza esterna, nella direzione della stessa, di segno positivo se con verso discorde;
- $L_{fi}$  è il lavoro di eventuali forze interne.

## C8A.4.2 ANALISI CINEMATICA NON LINEARE

### C8A.4.2.1 Relazione tra il moltiplicatore $\alpha$ e lo spostamento

Al fine di conoscere la capacità di spostamento della struttura fino al collasso attraverso il meccanismo considerato, il moltiplicatore orizzontale  $\alpha$  dei carichi può essere valutato non solo sulla configurazione iniziale, ma anche su configurazioni variate della catena cinematica, rappresentative dell'evoluzione del meccanismo e descritte dallo spostamento  $d_k$  di un punto di controllo del sistema. L'analisi deve essere condotta fino al raggiungimento della configurazione cui corrisponde l'annullamento del moltiplicatore  $\alpha$ , in corrispondenza dello spostamento  $d_{k,0}$ .

In corrispondenza di ciascuna configurazione del cinematismo di blocchi rigidi, il valore del moltiplicatore  $\alpha$  può essere valutato utilizzando l'equazione (C8A.4.1), riferendosi alla geometria variata. L'analisi può essere svolta per via grafica, individuando la geometria del sistema nelle diverse configurazioni fino al collasso, o per via analitico-numerica, considerando una successione di rotazioni virtuali finite ed aggiornando progressivamente la geometria del sistema.

Se le diverse azioni (forze peso, azioni esterne o interne) vengono mantenute costanti all'evolversi del cinematismo, la curva che si ottiene è pressoché lineare; in tal caso, in via semplificata, è richiesta la sola valutazione dello spostamento  $d_{k,0}$  per cui si ha l'annullamento del moltiplicatore, e la curva assume la seguente espressione:

$$\alpha = \alpha_0 (1 - d_k / d_{k,0}) \quad (\text{C8A.4.2})$$

Tale configurazione può essere ottenuta esprimendo la geometria in una generica configurazione variata, funzione della rotazione finita  $\theta_{k,0}$ , applicando il Principio dei Lavori Virtuali attraverso la (C8A.4.1), avendo posto  $\alpha=0$ , e ricavando da tale equazione, in genere non lineare, l'incognita  $\theta_{k,0}$ .

Nel caso in cui si tenga in conto la progressiva variazione delle forze esterne con l'evolversi del cinematismo (ad esempio si consideri l'allungamento di una catena o la variazione del grado di ammorsamento fra due pareti), la curva potrà essere assunta lineare a tratti, valutandola in corrispondenza degli spostamenti per cui si verificano eventi significativi (ad esempio: snervamento della catena, rottura della catena, perdita dell'ammorsamento ecc.).

### C8A.4.2.2 Valutazione della curva di capacità (oscillatore equivalente)

Noto l'andamento del moltiplicatore orizzontale  $\alpha$  dei carichi in funzione dello spostamento  $d_k$  del punto di controllo della struttura, deve essere definita la curva di capacità dell'oscillatore equivalente, come relazione tra l'accelerazione  $a^*$  e lo spostamento  $d^*$ .

La massa partecipante al cinematismo  $M^*$  può essere valutata considerando gli spostamenti virtuali dei punti di applicazione dei diversi pesi, associati al cinematismo, come una forma modale di vibrazione:

$$M^* = \frac{\left( \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i} \right)^2}{g \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}^2} \quad (\text{C8A.4.3})$$

dove:

- $n+m$  è il numero delle forze peso  $P_i$  applicate le cui masse, per effetto dell'azione sismica, generano forze orizzontali sugli elementi della catena cinematica;
- $\delta_{x,i}$  è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell' $i$ -esimo peso  $P_i$ .

L'accelerazione sismica spettrale  $a^*$  si ottiene moltiplicando per l'accelerazione di gravità il moltiplicatore  $\alpha$  e dividendolo per la frazione di massa partecipante al cinematismo. L'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo vale quindi:

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^* FC} = \frac{\alpha_0 g}{e^* FC} \quad (\text{C8A.4.4})$$

dove:

- $g$  è l'accelerazione di gravità;
- $e^* = gM^* / \sum_{i=1}^{n+m} P_i$  è la frazione di massa partecipante della struttura;
- $FC$  è il fattore di confidenza. Nel caso in cui per la valutazione del moltiplicatore  $\alpha$  non si tenga conto della resistenza a compressione della muratura, il fattore di confidenza da utilizzare sarà comunque quello relativo al livello di conoscenza LC1.

Lo spostamento spettrale  $d^*$  dell'oscillatore equivalente può essere ottenuto come spostamento medio dei diversi punti nei quali sono applicati i pesi  $P_i$ , pesato sugli stessi. In via approssimata, noto lo spostamento del punto di controllo  $d_k$  è possibile definire lo spostamento spettrale equivalente con riferimento agli spostamenti virtuali valutati sulla configurazione iniziale:

$$d^* = d_k \frac{\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}^2}{\delta_{x,k} \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}} \quad (\text{C8A.4.5})$$

dove  $n$ ,  $m$ ,  $P_i$ ,  $\delta_{x,i}$  sono definiti come sopra e  $\delta_{x,k}$  è lo spostamento virtuale orizzontale del punto  $k$ , assunto come riferimento per la determinazione dello spostamento  $d_k$ .

Nel caso in cui la curva presenti un andamento lineare (C8A.4.2), fatto che si verifica quando le diverse azioni vengono mantenute costanti, la curva di capacità assume la seguente espressione:

$$a^* = a_0^* \left( 1 - d^* / d_0^* \right) \quad (\text{C8A.4.6})$$

dove:  $d_0^*$  è lo spostamento spettrale equivalente corrispondente allo spostamento  $d_{k,0}$ .

Nel caso in cui siano presenti le forze esterne di entità variabile, la curva sarà di norma assunta lineare a tratti.

La resistenza e la capacità di spostamento relativa allo Stato limite di danno e Stato limite di salvaguardia della vita (rispettivamente SLD e SLV, §§ 2.1 e 2.2 della norma) è valutata sulla curva di capacità, in corrispondenza dei punti seguenti:

- SLD: dalla accelerazione spettrale  $a_0^*$ , corrispondente all'attivazione del meccanismo di danno;
- SLV: dallo spostamento spettrale  $d_u^*$ , corrispondente al minore fra gli spostamenti così definiti: a) il 40% dello spostamento per cui si annulla l'accelerazione spettrale  $a^*$ , valutata su una curva in cui si considerino solamente le azioni di cui è verificata la presenza fino al collasso; b) lo spostamento corrispondente a situazioni localmente incompatibili con la stabilità degli elementi della costruzione (ad esempio, sfilamento di travi), nei casi in cui questo sia valutabile.

### **C8A.4.2.3 Verifiche di sicurezza**

#### ***Stato limite di danno***

La verifica di sicurezza nei confronti dello Stato limite di danno è soddisfatta qualora l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo sia superiore all'accelerazione di picco della domanda sismica.

Nel caso in cui la verifica riguardi un elemento isolato o una porzione della costruzione comunque sostanzialmente appoggiata a terra, l'accelerazione di attivazione del meccanismo viene confrontata con l'accelerazione al suolo, ovvero lo spettro elastico definito nel § 3.2.6, valutato per  $T=0$ :

$$a_0^* \geq a_g(P_{V_R}) \cdot S \quad (\text{C8A.4.7})$$

dove:

- $a_g$  è funzione della probabilità di superamento dello stato limite scelto e della vita di riferimento come definiti al § 3.2 delle NTC;
- $S$  è definito al § 3.2.3.2.1 delle NTC.

Se invece il meccanismo locale interessa una porzione della costruzione posta ad una certa quota, si deve tener conto del fatto che l'accelerazione assoluta alla quota della porzione di edificio interessata dal cinematismo è in genere amplificata rispetto a quella al suolo. In aggiunta alla C8A.4.7, si verifica anche che:

$$a_0^* \geq S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \quad (C8A.4.8)$$

dove:

- $S_e(T_1)$  è lo spettro elastico definito nel § 3.2.3.2.1 delle NTC, funzione della probabilità di superamento dello stato limite scelto (in questo caso 63%) e del periodo di riferimento  $V_R$  come definiti al § 3.2. delle NTC, calcolato per il periodo  $T_1$ ;
- $T_1$  è il primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata;
- $\psi(Z)$  è il primo modo di vibrazione nella direzione considerata, normalizzato ad uno in sommità all'edificio; in assenza di valutazioni più accurate può essere assunto  $\psi(Z)=Z/H$ , dove  $H$  è l'altezza della struttura rispetto alla fondazione;
- $Z$  è l'altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi interessati dal meccanismo ed il resto della struttura;
- $\gamma$  è il corrispondente coefficiente di partecipazione modale (in assenza di valutazioni più accurate può essere assunto  $\gamma = 3N/(2N+1)$ , con  $N$  numero di piani dell'edificio).

Nel caso di meccanismi locali, lo stato limite di danno corrisponde all'insorgere di fessurazioni che non interessano l'intera struttura ma solo una sua parte; pertanto nel caso di edifici esistenti in muratura, anche in considerazione delle giustificate esigenze di conservazione, pur essendo auspicabile il soddisfacimento di questo stato limite, la sua verifica non è richiesta.

#### ***Stato limite di salvaguardia della vita***

La verifica allo Stato limite di salvaguardia della vita dei meccanismi locali, può essere svolta con uno dei criteri seguenti.

#### Verifica semplificata con fattore di struttura $q$ (analisi cinematica lineare)

Nel caso in cui la verifica riguardi un elemento isolato o una porzione della costruzione comunque sostanzialmente appoggiata a terra, la verifica di sicurezza nei confronti dello Stato limite di

salvaguardia della vita è soddisfatta se l'accelerazione spettrale  $a_0^*$  che attiva il meccanismo soddisfa la seguente disuguaglianza:

$$a_0^* \geq \frac{a_g(P_{V_R})S}{q} \quad (\text{C8A.4.9})$$

in cui  $a_g$  è funzione della probabilità di superamento dello stato limite scelto e della vita di riferimento come definiti al § 3.2 delle NTC,  $S$  è definito al § 3.2.3.2.1 delle NTC e  $q$  è il fattore di struttura, che può essere assunto uguale a 2.0.

Se invece il meccanismo locale interessa una porzione della costruzione posta ad una certa quota, si deve tener conto del fatto che l'accelerazione assoluta alla quota della porzione di edificio interessata dal cinematisimo è in genere amplificata rispetto a quella al suolo. Una approssimazione accettabile consiste nel verificare, oltre alla C8A.4.9, anche la:

$$a_0^* \geq \frac{S_c(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \quad (\text{C8A.4.10})$$

dove:  $S_c(T_1)$ ,  $\psi(Z)$  e  $\gamma$  sono definite come al punto precedente, tenendo conto che lo spettro di risposta è riferito alla probabilità di superamento del 10% nel periodo di riferimento  $V_R$ .

#### Verifica mediante spettro di capacità (analisi cinematica non lineare)

La verifica di sicurezza dei meccanismi locali nei confronti dello Stato limite di salvaguardia della vita consiste nel confronto tra la capacità di spostamento ultimo  $d_u^*$  del meccanismo locale e la domanda di spostamento ottenuta dallo spettro di spostamento in corrispondenza del periodo secante  $T_s$ . Definito lo spostamento  $d_s^* = 0.4d_u^*$  ed individuata sulla curva di capacità (vedi paragrafo "Analisi cinematica non lineare") l'accelerazione  $a_s^*$ , corrispondente allo spostamento  $d_s^*$ , il periodo secante è calcolato come  $T_s = 2\pi \sqrt{\frac{d_s^*}{a_s^*}}$ . La domanda di spostamento  $\Delta_d(T_s)$  sarà così ottenuta:

- nel caso in cui la verifica riguardi un elemento isolato o una porzione della costruzione comunque sostanzialmente appoggiata a terra, la verifica di sicurezza nei confronti dello Stato limite di salvaguardia della vita si considera soddisfatta se:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_s) \quad (\text{C8A.4.11})$$

dove  $S_{De}$  è lo spettro di risposta elastico in spostamento, definito al § 3.2.3.2.2 delle NTC.

- se invece il meccanismo locale interessa una porzione della costruzione posta ad una certa quota, deve essere considerato lo spettro di risposta in spostamento del moto alla quota della porzione di

edificio interessata dal cinematismo. Una approssimazione accettabile consiste nel verificare, oltre alla C8A.4.11, anche la:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma \frac{\left(\frac{T_s}{T_1}\right)^2}{\sqrt{\left(1 - \frac{T_s}{T_1}\right)^2 + 0.02 \frac{T_s}{T_1}}} \quad (\text{C8A.4.12})$$

### **C8A.5. CRITERI PER GLI INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO DI EDIFICI IN MURATURA**

Nel presente allegato si forniscono criteri generali di guida agli interventi di consolidamento degli edifici in muratura, con riferimento ad alcune tecniche di utilizzo corrente. Ovviamente non sono da considerarsi a priori escluse eventuali tecniche di intervento non citate, metodologie innovative o soluzioni particolari che il professionista individui come adeguate per il caso specifico.

Gli interventi di consolidamento vanno applicati, per quanto possibile, in modo regolare ed uniforme alle strutture. L'esecuzione di interventi su porzioni limitate dell'edificio va opportunamente valutata e giustificata calcolando l'effetto in termini di variazione nella distribuzione delle rigidezze. Nel caso si decida di intervenire su singole parti della struttura, va valutato l'effetto in termini di variazione nella distribuzione delle rigidezze. Particolare attenzione deve essere posta anche alla fase esecutiva degli interventi, onde assicurare l'efficacia degli stessi, in quanto l'eventuale cattiva esecuzione può comportare il peggioramento delle caratteristiche della muratura o del comportamento globale dell'edificio.

Le indicazioni che seguono non devono essere intese come un elenco di interventi da eseguire comunque e dovunque, ma solo come possibili soluzioni da adottare nei casi in cui siano dimostrate la carenza dello stato attuale del fabbricato ed il beneficio prodotto dall'intervento. Per quanto applicabile, i criteri e le tecniche esposte possono essere estesi ad altre tipologie costruttive in muratura.

#### **C8A.5.1 INTERVENTI VOLTI A RIDURRE LE CARENZE DEI COLLEGAMENTI**

Tali interventi sono mirati ad assicurare alla costruzione un buon comportamento d'insieme, mediante la realizzazione di un buon ammorsamento tra le pareti e di efficaci collegamenti dei solai alle pareti; inoltre, deve essere verificato che le eventuali spinte prodotte da strutture voltate siano efficacemente contrastate e deve essere corretto il malfunzionamento di tetti spingenti. La realizzazione di questi interventi è un prerequisito essenziale per l'applicazione dei metodi di analisi sismica globale dell'edificio, che si basano sul comportamento delle pareti murarie nel proprio piano, presupponendone la stabilità nei riguardi di azioni sismiche fuori dal piano.

L'inserimento di tiranti, metallici o di altri materiali, disposti nelle due direzioni principali del fabbricato, a livello dei solai ed in corrispondenza delle pareti portanti, ancorati alle murature mediante capochiave (a paletto o a piastra), può favorire il comportamento d'assieme del fabbricato, in quanto conferisce un elevato grado di connessione tra le murature ortogonali e fornisce un efficace vincolo contro il ribaltamento fuori piano dei pannelli murari. Inoltre, l'inserimento di tiranti migliora il comportamento nel piano di pareti forate, in quanto consente la formazione del meccanismo tirante-puntone nelle fasce murarie sopra porta e sotto finestra. Per i capochiave sono consigliati paletti semplici, in quanto vanno ad interessare una porzione di muratura maggiore rispetto alle piastre; queste sono preferibili nel caso di murature particolarmente scadenti, realizzate con elementi di piccole dimensioni (è in genere necessario un consolidamento locale della muratura, nella zona di ancoraggio). È sconsigliabile incassare il capochiave nello spessore della parete, specie nel caso di muratura a più paramenti scollegati.

Cerchiature esterne, in alcuni casi, si possono realizzare con elementi metallici o materiali compositi, allo scopo di "chiudere" la scatola muraria e di offrire un efficace collegamento tra murature ortogonali. Tale intervento può risultare efficace nel caso di edifici di dimensioni ridotte, dove i tratti rettilinei della cerchiatura non sono troppo estesi, o quando vengono realizzati ancoraggi in corrispondenza dei martelli murari. È necessario evitare l'insorgere di concentrazioni di tensioni in corrispondenza degli spigoli delle murature, ad esempio con opportune piastre di ripartizione o in alternativa, nel caso si usino fasce in materiale composito, procedendo allo smusso degli spigoli.

Un'idonea ammorsatura, tra parti adiacenti o tra murature che si intersecano, si può realizzare, qualora i collegamenti tra elementi murari siano deteriorati (per la presenza di lesioni per danni sismici o di altra natura) o particolarmente scadenti; si precisa infatti che questi interventi di collegamento locale sono efficaci per il comportamento d'assieme della costruzione in presenza di murature di buone caratteristiche, mentre per le murature scadenti è preferibile l'inserimento di tiranti, che garantiscono un miglior collegamento complessivo. L'intervento si realizza o attraverso elementi puntuali di cucitura (tecnica "scuci e cuci" con elementi lapidei o in laterizio) o collegamenti locali con elementi metallici o in altro materiale.

L'uso di perforazioni armate deve essere limitato ai casi in cui non siano percorribili le altre soluzioni proposte, per la notevole invasività di tali elementi e la dubbia efficacia, specie in presenza di muratura a più paramenti scollegati; in ogni caso dovrà essere garantita la durabilità degli elementi inseriti (acciaio inox, materiali compositi o altro) e la compatibilità delle malte



iniettate. Anche in questo caso, l'eventuale realizzazione di un buon collegamento locale non garantisce un significativo miglioramento del comportamento d'insieme della costruzione.

Cordoli in sommità alla muratura possono costituire una soluzione efficace per collegare le pareti, in una zona dove la muratura è meno coesa a causa del limitato livello di compressione, e per migliorare l'interazione con la copertura; va invece evitata l'esecuzione di cordolature ai livelli intermedi, eseguite nello spessore della parete (specie se di muratura in pietrame), dati gli effetti negativi che le aperture in breccia producono nella distribuzione delle sollecitazioni sui paramenti. Questi possono essere realizzati nei seguenti modi:

- in muratura armata, consentendo di realizzare il collegamento attraverso una tecnica volta alla massima conservazione delle caratteristiche murarie esistenti. Essi, infatti, devono essere realizzati con una muratura a tutto spessore e di buone caratteristiche; in genere la soluzione più naturale è l'uso di una muratura in mattoni pieni. All'interno deve essere alloggiata un'armatura metallica o in altro materiale resistente a trazione, resa aderente alla muratura del cordolo tramite conglomerato, ad esempio malta cementizia. La realizzazione di collegamenti tra cordolo e muratura, eseguita tramite perfori armati disposti con andamento inclinato, se necessaria risulta efficace solo in presenza di muratura di buona qualità. Negli altri casi è opportuno eseguire un consolidamento della muratura nella parte sommitale della parete ed affidarsi all'aderenza ed al contributo dell'attrito, da incrementare mediante sagomature (ad es. indentature diagonali) della superficie di appoggio del cordolo.
- in acciaio, rappresentando una valida alternativa per la loro leggerezza e la limitata invasività. Essi possono essere eseguiti attraverso una leggera struttura reticolare, in elementi angolari e piatti metallici, o tramite piatti o profili sui due paramenti, collegati tra loro tramite barre passanti; in entrambi i casi è possibile realizzare un accettabile collegamento alla muratura senza la necessità di ricorrere a perfori armati. In presenza di muratura di scarsa qualità, l'intervento deve essere accompagnato da un'opera di bonifica della fascia di muratura interessata. I cordoli metallici si prestano particolarmente bene al collegamento degli elementi lignei della copertura e contribuiscono all'eliminazione delle eventuali spinte.
- in c.a., solo se di altezza limitata, per evitare eccessivi appesantimenti ed irrigidimenti, che si sono dimostrati dannosi in quanto producono elevate sollecitazioni tangenziali tra cordolo e muratura, con conseguenti scorrimenti e disgregazione di quest'ultima. In particolare, tali effetti si sono manifestati nei casi in cui anche la struttura di copertura era stata irrigidita ed appesantita. Nel caso di cordolo in c.a. è in genere opportuno un consolidamento della muratura in prossimità dello

stesso, in quanto comunque è diversa la rigidità dei due elementi. Il collegamento tra cordolo e muratura può essere migliorato tramite perfori armati, alle condizioni già illustrate in precedenza.

L'efficace connessione dei solai di piano e delle coperture alle murature è necessaria per evitare lo sfilamento delle travi, con conseguente crollo del solaio, e può permettere ai solai di svolgere un'azione di distribuzione delle forze orizzontali e di contenimento delle pareti. I collegamenti possono essere effettuati in posizioni puntuali, eseguiti ad esempio in carotaggi all'interno delle pareti, e allo stesso tempo non devono produrre un disturbo eccessivo ed il danneggiamento della muratura. Nel caso di solai intermedi, le teste di travi lignee possono essere ancorate alla muratura tramite elementi, metallici o in altro materiale resistente a trazione, ancorati sul paramento opposto.

Devono essere evitati cordoli inseriti nello spessore della muratura ai livelli intermedi, mentre possono risultare utili cordoli in acciaio, realizzati con piatti o profili sui due paramenti, collegati tra loro tramite barre passanti. Essi forniscono una certa rigidità flessionale fuori dal piano della parete e ostacolano lo sviluppo di meccanismi di rottura delle fasce sopra porta e sotto finestra (meccanismo tirante-puntone).

#### **C8A.5.2 INTERVENTI SUGLI ARCHI E SULLE VOLTE**

Gli interventi sulle strutture ad arco o a volta possono essere realizzati con il ricorso alla tradizionale tecnica delle catene, che compensino le spinte indotte sulle murature di appoggio e ne impediscano l'allontanamento reciproco. Le catene andranno poste di norma alle reni di archi e volte. Qualora non sia possibile questa disposizione, si potranno collocare le catene a livelli diversi purché ne sia dimostrata l'efficacia nel contenimento della spinta. Tali elementi devono essere dotati di adeguata rigidità (sono da preferirsi barre di grosso diametro e lunghezza, per quanto possibile, limitata); le catene devono essere poste in opera con un'adeguata presollecitazione, in modo da assorbire parte dell'azione spingente valutata tramite il calcolo (valori eccessivi del tiro potrebbero indurre danneggiamenti localizzati). In caso di presenza di lesioni e/o deformazioni, la riparazione deve ricostituire i contatti tra le parti separate, onde garantire che il trasferimento delle sollecitazioni interessi una adeguata superficie e consentire una idonea configurazione resistente.

Per assorbire le spinte di volte ed archi non deve essere esclusa a priori la possibilità di realizzare contrafforti o ringrossi murari. Questi presentano un certo impatto visivo sulla costruzione ma risultano, peraltro, reversibili e coerenti con i criteri di conservazione. La loro efficacia è subordinata alla creazione di un buon ammorsamento con la parete esistente, da eseguirsi tramite connessioni discrete con elementi lapidei o in laterizio, ed alla possibilità di realizzare una fondazione adeguata.

È possibile il ricorso a tecniche di placcaggio all'estradosso con fasce di materiale composito. La realizzazione di contro-volte in calcestruzzo o simili, armate o no, è da evitarsi per quanto possibile e, se ne viene dimostrata la necessità, va eseguita con conglomerato alleggerito e di limitato spessore. Il placcaggio all'intradosso con materiali compositi è efficace se associato alla realizzazione di un sottarco, in grado di evitare le spinte a vuoto, o attraverso ancoraggi puntuali, diffusi lungo l'intradosso.

#### **C8A.5.3 INTERVENTI VOLTI A RIDURRE L'ECCESSIVA DEFORMABILITÀ DEI SOLAI**

Il ruolo dei solai nel comportamento sismico delle costruzioni in muratura è quello di trasferire le azioni orizzontali di loro competenza alle pareti disposte nella direzione parallela al sisma; inoltre essi devono costituire un vincolo per le pareti sollecitate da azioni ortogonali al proprio piano. La necessità di un irrigidimento per ripartire diversamente l'azione sismica tra gli elementi verticali è invece non così frequente. Per le suddette ragioni risulta talvolta necessario un irrigidimento dei solai, anche limitato, di cui vanno valutati gli effetti; a questo si associa inevitabilmente un aumento della resistenza degli elementi, che migliora la robustezza della struttura.

L'irrigidimento dei solai, anche limitato, per ripartire diversamente l'azione sismica tra gli elementi verticali comporta in genere un aumento della resistenza, che migliora la robustezza della struttura. Nel caso dei solai lignei può essere conseguito operando all'estradosso sul tavolato. Una possibilità è fissare un secondo tavolato su quello esistente, disposto con andamento ortogonale o inclinato, ponendo particolare attenzione ai collegamenti con i muri laterali; in alternativa, o in aggiunta, si possono usare rinforzi con bandelle metalliche, o di materiali compositi, fissate al tavolato con andamento incrociato. Un analogo beneficio può essere conseguito attraverso controventature realizzate con tiranti metallici. Il consolidamento delle travi lignee potrà avvenire aumentando la sezione portante in zona compressa, mediante l'aggiunta di elementi opportunamente connessi.

Nei casi in cui risulti necessario un consolidamento statico del solaio per le azioni flessionali, è possibile, con le tecniche legno-legno, conseguire contemporaneamente l'irrigidimento nel piano e fuori dal piano, posando sul tavolato esistente, longitudinalmente rispetto alle travi dell'orditura, dei nuovi tavoloni continui, resi collaboranti alle travi mediante perni anche di legno, irrigiditi nel piano del solaio con l'applicazione di un secondo tavolato di finitura. La tecnica di rinforzo con soletta collaborante, in calcestruzzo eventualmente leggero, realizza anche un forte irrigidimento nel piano del solaio; gli effetti di tale intervento vanno valutati sia in relazione alla ripartizione delle azioni tra gli elementi verticali sia all'aumento delle masse. Nel caso in cui gli elementi lignei non siano adeguatamente collegati alle murature, è necessario collegare la soletta alle pareti, tramite elementi puntuali analoghi a quelli già indicati, o ai cordoli, se presenti e realizzati come successivamente descritto.

Nel caso di solai a travi in legno e pannelle di cotto, che presentano limitata resistenza nel piano, possono essere adottati interventi di irrigidimento all'estradosso con caldane armate in calcestruzzo alleggerito, opportunamente collegate alle murature perimetrali ed alle travi in legno.

Nel caso di solai a putrelle e voltine o tavelloni è opportuno provvedere all'irrigidimento mediante solettina armata resa solidale ai profilati e collegata alle murature perimetrali.

Nel caso di solai a struttura metallica, con interposti elementi in laterizio, è necessario collegare tra loro i profili saldando bandelle metalliche trasversali, poste all'intradosso o all'estradosso. Inoltre, in presenza di luci significative, gli elementi di bordo devono essere collegati in mezzera alla muratura (lo stesso problema si pone anche per i solai lignei a semplice orditura).

#### **C8A.5.4 INTERVENTI IN COPERTURA**

È in linea generale opportuno il mantenimento dei tetti in legno, in quanto limitano l'entità delle masse nella parte più alta dell'edificio e garantiscono un'elasticità simile a quella della compagine muraria sottostante.

È opportuno, ove possibile, adottare elementi di rafforzamento del punto di contatto tra muratura e tetto. Oltre al collegamento con capichiave metallici che impediscano la traslazione, si possono realizzare cordoli-tirante in legno o in metallo opportunamente connessi sia alle murature che alle orditure in legno del tetto (cuffie metalliche), a formare al tempo stesso un bordo superiore delle murature resistente a trazione, un elemento di ripartizione dei carichi agli appoggi delle orditure del tetto e un vincolo assimilabile ad una cerniera tra murature e orditure.

Ove i tetti presentino orditure spingenti, come nel caso di puntoni inclinati privi di semicatene in piano, la spinta deve essere compensata.

Nel caso delle capriate, deve essere presente un buon collegamento nei nodi, necessario ad evitare scorrimenti e distacchi in presenza di azioni orizzontali. Questo può essere migliorato con elementi metallici o in altri materiali idonei resistenti a trazione, ma tale collegamento non deve comunque contrastare il movimento reciproco (rotazionale) delle membrature, condizione essenziale per il corretto funzionamento della capriata.

In generale, vanno il più possibile sviluppati i collegamenti e le connessioni reciproche tra la parte terminale della muratura e le orditure e gli impalcati del tetto, ricercando le configurazioni e le tecniche compatibili con le diverse culture costruttive locali.

#### **C8A.5.5 INTERVENTI CHE MODIFICANO LA DISTRIBUZIONE DEGLI ELEMENTI VERTICALI RESISTENTI**

L'inserimento di nuove pareti può consentire di limitare i problemi derivanti da irregolarità planimetriche o altimetriche ed aumentare la resistenza all'azione sismica; tali effetti devono ovviamente essere adeguatamente verificati.

La realizzazione di nuove aperture, se non strettamente necessaria, va possibilmente evitata; nel caso in cui la conseguente riduzione di rigidità risulti problematica per la risposta globale, sarà disposto un telaio chiuso, di rigidità e resistenza tali da ripristinare per quanto possibile la condizione preesistente.

Un incremento della rigidità delle pareti murarie, con conseguente modifica del comportamento sismico, si ottiene attraverso la chiusura di nicchie, canne fumarie o altri vuoti, purché venga realizzato un efficace collegamento dei nuovi elementi di muratura con quelli esistenti attraverso la tecnica dello scuci e cuci. La chiusura di queste soluzioni di continuità nella compagine muraria rappresenta anche un intervento positivo nei riguardi dei collegamenti.

#### **C8A.5.6 INTERVENTI VOLTI AD INCREMENTARE LA RESISTENZA NEI MASCHI MURARI**

Gli interventi di rinforzo delle murature sono mirati al risanamento e riparazione di murature deteriorate e danneggiate ed al miglioramento delle proprietà meccaniche della muratura. Se eseguiti da soli non sono sufficienti, in generale, a ripristinare o a migliorare l'integrità strutturale complessiva della costruzione. Il tipo di intervento da applicare andrà valutato anche in base alla tipologia e alla qualità della muratura. Gli interventi dovranno utilizzare materiali con caratteristiche fisico-chimiche e meccaniche analoghe e, comunque, il più possibile compatibili con quelle dei materiali in opera. L'intervento deve mirare a far recuperare alla parete una resistenza sostanzialmente uniforme e una continuità nella rigidità, anche realizzando gli opportuni ammorsamenti, qualora mancanti. L'inserimento di materiali diversi dalla muratura, ed in particolare di elementi in conglomerato cementizio, va operato con cautela e solo ove il rapporto tra efficacia ottenuta e impatto provocato sia minore di altri interventi, come nel caso di architravi danneggiati e particolarmente sollecitati.

A seconda dei casi si procederà:

- a riparazioni localizzate di parti lesionate o degradate;
- a ricostituire la compagine muraria in corrispondenza di manomissioni quali cavità, vani di varia natura (scarichi e canne fumarie, ecc.);

- a migliorare le caratteristiche di murature particolarmente scadenti per tipo di apparecchiatura e/o di composto legante.

L'intervento di scuci e cucì è finalizzato al ripristino della continuità muraria lungo le linee di fessurazione ed al risanamento di porzioni di muratura gravemente deteriorate. Si consiglia di utilizzare materiali simili a quelli originari per forma, dimensioni, rigidità e resistenza, collegando i nuovi elementi alla muratura esistente con adeguate ammorsature nel piano del paramento murario e se possibile anche trasversalmente al paramento stesso, in modo da conseguire la massima omogeneità e monoliticità della parete riparata. Tale intervento può essere utilizzato anche per la chiusura di nicchie, canne fumarie e per la riduzione dei vuoti, in particolare nel caso in cui la nicchia/apertura/cavità sia posizionata a ridosso di angolate o martelli murari.

L'adozione di iniezioni di miscele leganti mira al miglioramento delle caratteristiche meccaniche della muratura da consolidare. A tale tecnica, pertanto, non può essere affidato il compito di realizzare efficaci ammorsature tra i muri e quindi di migliorare, se applicata da sola, il comportamento d'insieme della costruzione. Tale intervento risulta inefficace se impiegato su tipologie murarie che per loro natura siano scarsamente iniettabili (scarsa presenza di vuoti e/o vuoti non collegati tra loro). Particolare attenzione va posta nella scelta della pressione di immissione della miscela, per evitare l'insorgere di dilatazioni trasversali prodotte dalla miscela in pressione. Nel caso si reputi opportuno intervenire con iniezioni su murature incoerenti e caotiche, è necessario prendere provvedimenti atti a ridurre il rischio di sconnessione della compagine muraria e di dispersione della miscela. Particolare cura dovrà essere rivolta alla scelta della miscela da iniettare, curandone la compatibilità chimico-fisico-meccanica con la tipologia muraria oggetto dell'intervento.

L'intervento di ristilatura dei giunti, se effettuato in profondità su entrambi i lati, può migliorare le caratteristiche meccaniche della muratura, in particolare nel caso di murature di spessore non elevato. Se eseguito su murature di medio o grosso spessore, con paramenti non idoneamente collegati tra loro o incoerenti, tale intervento può non essere sufficiente a garantire un incremento consistente di resistenza, ed è consigliabile effettuarlo in combinazione con altri. Particolare cura dovrà essere rivolta alla scelta della malta da utilizzare. L'eventuale inserimento nei giunti ristilati di piccole barre o piattine, metalliche o in altri materiali resistenti a trazione, può ulteriormente migliorare l'efficacia dell'intervento.

L'inserimento di diatoni artificiali, realizzati in conglomerato armato (in materiale metallico o in altri materiali resistenti a trazione) dentro fori di carotaggio, può realizzare un efficace collegamento tra i paramenti murari, evitando il distacco di uno di essi o l'innescò di fenomeni di

instabilità per compressione; inoltre, tale intervento conferisce alla parete un comportamento monolitico per azioni ortogonali al proprio piano. È particolarmente opportuno in presenza di murature con paramenti non collegati fra loro; nel caso di paramenti degradati è opportuno bonificare questi tramite le tecniche descritte al riguardo (iniezioni di malta, ristilatura dei giunti).

Nel caso in cui la porzione muraria che necessita di intervento sia limitata, una valida alternativa è rappresentata dai tirantini antiespulsivi, costituiti da sottili barre trasversali imbullonate con rondelle sui paramenti; la leggera presollecitazione che può essere attribuita rende quest'intervento idoneo nei casi in cui siano già evidenti rigonfiamenti per distacco dei paramenti. Tale tecnica può essere applicata nel caso di murature a tessitura regolare o in pietra squadrata, in mattoni o blocchi.

L'adozione di sistemi di tirantature diffuse nelle tre direzioni ortogonali, in particolare anche nella direzione trasversale, migliorano la monoliticità ed il comportamento meccanico del corpo murario, incrementandone la resistenza a taglio e a flessione nel piano e fuori del piano.

Il placcaggio delle murature con intonaco armato può essere utile nel caso di murature gravemente danneggiate e incoerenti, sulle quali non sia possibile intervenire efficacemente con altre tecniche, o in porzioni limitate di muratura, pesantemente gravate da carichi verticali, curando in quest'ultimo caso che la discontinuità di rigidezza e resistenza tra parti adiacenti, con e senza rinforzo, non sia dannosa ai fini del comportamento della parete stessa. L'uso sistematico su intere pareti dell'edificio è sconsigliato, per il forte incremento di rigidezza e delle masse, oltre che per ragioni di natura conservativa e funzionale. Tale tecnica è efficace solo nel caso in cui l'intonaco armato venga realizzato su entrambi i paramenti e siano posti in opera i necessari collegamenti trasversali (barre iniettate) bene ancorati alle reti di armatura. È inoltre fondamentale curare l'adeguata sovrapposizione dei pannelli di rete elettrosaldata, in modo da garantire la continuità dell'armatura in verticale ed in orizzontale, ed adottare tutti i necessari provvedimenti atti a garantire la durabilità delle armature, se possibile utilizzando reti e collegamenti in acciaio inossidabile,

Il placcaggio con tessuti o lamine in altro materiale resistente a trazione può essere di norma utilizzato nel caso di murature regolari, in mattoni o blocchi. Tale intervento, più efficace se realizzato su entrambi i paramenti, da solo non garantisce un collegamento trasversale e quindi la sua efficacia deve essere accuratamente valutata per il singolo caso in oggetto.

L'inserimento di tiranti verticali post-tesi è un intervento applicabile solo in casi particolari e se la muratura si dimostra in grado di sopportare l'incremento di sollecitazione verticale, sia a livello globale sia localmente, in corrispondenza degli ancoraggi; in ogni caso deve essere tenuta in considerazione la perdita di tensione iniziale a causa delle deformazioni differite della muratura.

**C8A.5.7 INTERVENTI SU PILASTRI E COLONNE**

Tenendo presente che pilastri e colonne sono essenzialmente destinati a sopportare carichi verticali con modeste eccentricità, gli interventi vanno configurati in modo da:

- ricostituire la resistenza iniziale a sforzo normale, ove perduta, mediante provvedimenti quali cerchiature e tassellature;
- eliminare o comunque contenere le spinte orizzontali mediante provvedimenti, quali opposizione di catene ad archi, volte e coperture e, ove opportuno, realizzazione o rafforzamento di contrafforti;
- ricostituire i collegamenti atti a trasferire le azioni orizzontali a elementi murari di maggiore rigidità.

Sono da evitare, se non in mancanza di alternative da dimostrare con dettagliata specifica tecnica, gli inserimenti generalizzati di anime metalliche, perforazioni armate, precompressioni longitudinali ed in generale, salvo i casi di accertata necessità, gli interventi non reversibili volti a conferire a colonne e pilastri resistenza a flessione e taglio, che modificano il comportamento di insieme della struttura.

**C8A.5.8 INTERVENTI VOLTI A RINFORZARE LE PARETI INTORNO ALLE APERTURE**

Negli interventi di inserimento di architravi o cornici in acciaio o calcestruzzo di adeguata rigidità e resistenza, occorre curare il perfetto contatto o la messa in forza con la muratura esistente.

**C8A.5.9 INTERVENTI ALLE SCALE**

Per tutti gli interventi riguardanti scale in muratura portante, si possono effettuare interventi di rinforzo curando di non alterarne i caratteri architettonici e il loro valore tipologico e formale, se presente.

**C8A.5.10 INTERVENTI VOLTI AD ASSICURARE I COLLEGAMENTI DEGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI**

Occorre verificare i collegamenti dei più importanti elementi non strutturali (cornicioni, parapetti, camini), tenendo conto della possibile amplificazione delle accelerazioni lungo l'altezza dell'edificio.

**C8A.5.11 INTERVENTI IN FONDAZIONE**

Le informazioni ricavabili dalla storia della costruzione devono essere tenute nel dovuto conto ai fini della scelta degli interventi sulle fondazioni. È in genere possibile omettere interventi sulle



strutture di fondazione, nonché le relative verifiche, qualora siano contemporaneamente presenti tutte le condizioni seguenti:

- x) nella costruzione non siano presenti importanti dissesti di qualsiasi natura attribuibili a cedimenti delle fondazioni e sia stato accertato che dissesti della stessa natura non si siano prodotti neppure in precedenza;
- y) gli interventi progettati non comportino sostanziali alterazioni dello schema strutturale del fabbricato;
- z) gli stessi interventi non comportino rilevanti modificazioni delle sollecitazioni trasmesse alle fondazioni;
- aa) siano esclusi fenomeni di ribaltamento della costruzione per effetto delle azioni sismiche.

L'inadeguatezza delle fondazioni è raramente la causa del danneggiamento osservato nei rilevamenti post-sisma. Comunque, nel caso in cui la fondazione poggi su terreni dalle caratteristiche geomeccaniche inadeguate al trasferimento dei carichi, o di cedimenti fondali localizzati in atto si provvederà al consolidamento delle fondazioni, attuando uno dei seguenti tipi di intervento, o una loro combinazione opportuna, o interventi equipollenti, previo rilievo delle fondazioni esistenti.

Allargamento della fondazione mediante cordoli in c.a. o una platea armata. L'intervento va realizzato in modo tale da far collaborare adeguatamente le fondazioni esistenti con le nuove, curando in particolare la connessione fra nuova e vecchia fondazione al fine di ottenere un corpo monolitico atto a diffondere le tensioni in modo omogeneo. Deve essere realizzato un collegamento rigido (travi in c.a. armate e staffate, traversi in acciaio di idonea rigidezza, barre post-tese che garantiscono una trasmissione per attrito) in grado di trasferire parte dei carichi provenienti dalla sovrastruttura ai nuovi elementi. In presenza di possibili cedimenti differenziali della fondazione è opportuno valutarne gli effetti sull'intero fabbricato, e decidere di conseguenza la necessaria estensione dell'intervento di allargamento.

Consolidamento dei terreni di fondazione. Gli interventi di consolidamento dei terreni possono essere effettuati mediante iniezioni di miscele cementizie, resine (ad es. poliuretani che si espandono nel terreno), od altre sostanze chimiche.

Inserimento di sottofondazioni profonde (micropali, pali radice). L'esecuzione di questo tipo di intervento può essere effettuata in alternativa al precedente; nel caso di cedimenti che interessino singole porzioni di fabbricato, l'intervento può essere effettuato anche limitatamente alle porzioni interessate, purché omogenee dal punto di vista delle problematiche fondali. Si dovrà in generale

prevedere un'ideale struttura di collegamento tra micropali e muratura esistente (ad es. un cordolo armato rigidamente connesso alla muratura), a meno che i micropali stessi non siano trivellati attraverso la muratura, con una lunghezza di perforazione sufficiente a trasferire i carichi ai micropali per aderenza.

Nelle situazioni in cui si ritiene possibile l'attivazione sismica di fenomeni d'instabilità del pendio, il problema va affrontato agendo sul terreno e non semplicemente a livello delle strutture di fondazione.

#### **C8A.5.12 REALIZZAZIONE DI GIUNTI SISMICI**

La realizzazione di giunti può essere opportuna nei casi di strutture adiacenti con marcate differenze di altezza che possano martellare e quindi dar luogo a concentrazioni di danno in corrispondenza del punto di contatto con la sommità della struttura più bassa. Tale situazione è molto frequente nei centri storici, dove gli edifici in muratura sono spesso costruiti in aderenza l'uno all'altro e frequentemente sono connessi strutturalmente, magari in modo parziale. In tali casi tuttavia la realizzazione di giunti sismici può risultare di fatto impraticabile e volte addirittura non raccomandabile, in quanto potrebbe introdurre perturbazioni notevoli e di difficile valutazione all'equilibrio di un sistema molto complesso. In alternativa, si può valutare nella possibilità di realizzare il collegamento strutturale; in particolare, il collegamento può essere realizzato a livello dei solai se: a) i solai sono approssimativamente complanari, b) il complesso risultante ha caratteristiche di simmetria e regolarità non peggiori di quelle delle due parti originarie.

### **C8A.6. VALUTAZIONE DELLE ROTAZIONI DI COLLASSO DI ELEMENTI DI STRUTTURE IN CALCESTRUZZO ARMATO E ACCIAIO**

#### **C8A.6.1 ELEMENTI DI STRUTTURE IN CALCESTRUZZO ARMATO**

La capacità di rotazione rispetto alla corda in condizioni di collasso  $\theta_u$  può essere valutata mediante sperimentazione diretta, modellazione numerica considerando il contributo di calcestruzzo, acciaio ed aderenza, ovvero mediante la seguente formula:

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,016 \cdot (0,3^v) \left[ \frac{\max(0,0 \pm \omega')}{\max(0,0 \pm \omega)} f_c \right]^{0,225} \left( \frac{L_V}{h} \right)^{0,35} 25^{\left( \alpha_{ps} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1,25^{100\rho_d}) \quad (\text{C8A.6.1})$$

dove:

$\gamma_{el} = 1.5$  per gli elementi primari ed  $1.0$  per gli elementi secondari (come definiti al § 7.2.3 delle NTC),

$L_V$  è la luce di taglio;

$h$  è l'altezza della sezione;

$v = N/(A_c f_c)$  è lo sforzo assiale normalizzato di compressione agente su tutta la sezione  $A_c$ ;

$\omega = A_s f_y / (A_c f_c)$  e  $\omega' = A'_s f_y / (A_c f_c)$  percentuali meccaniche di armatura longitudinale in trazione e compressione rispettivamente (nelle pareti tutta l'armatura longitudinale d'anima è da includere nella percentuale in trazione);

$f_c$ ,  $f_y$  e  $f_{yw}$  sono la resistenza a compressione del calcestruzzo e la resistenza a snervamento dell'acciaio, longitudinale e trasversale, ottenute come media delle prove eseguite in sito, eventualmente corrette sulla base di fonti aggiuntive di informazione, divise per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto;

$\rho_{sx} = A_{sx} / b_w s_h$  la percentuale di armatura trasversale ( $s_h$  = interasse delle staffe nella zona critica);

$\rho_d$  è la percentuale di eventuali armature diagonali in ciascuna direzione,

$\alpha$  è un fattore di efficienza del confinamento dato da:

$$\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2b_o}\right) \left(1 - \frac{s_h}{2h_o}\right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6h_o b_o}\right) \quad (\text{C8A.6.2})$$

( $b_o$  e  $h_o$  dimensioni della nucleo confinato,  $b_i$  distanze delle barre longitudinali trattenute da tiranti o staffe presenti sul perimetro).

Per le pareti il valore dato dall'espressione (C8A.6.1) deve essere diviso per 1.6.

Negli elementi non dotati di adeguati dettagli di tipo antisismico, ossia con percentuali di armatura trasversale e longitudinale diverse dalle indicazioni riportate per la progettazione, il valore dato dall'espressione (C8A.6.1) deve essere moltiplicato per 0.85.

Inoltre, il fattore di efficienza del confinamento  $\alpha$  dato dalla (C8A.6.2) è definito nell'ipotesi che le staffe presenti nell'elemento abbiano ancoraggi idonei ad evitare l'apertura delle stesse, ad esempio se presentano una chiusura con ganci a 135°. Quando queste condizioni non sono verificate è opportuno assumere  $\alpha = 0$ .

Per gli elementi armati con barre longitudinali nervate continue, senza sovrapposizione in corrispondenza della regione plastica, la capacità di rotazione in condizioni di collasso è definita dalla (C8A.6.1). Viceversa, se le barre longitudinali nervate sono caratterizzate, a partire dalla

sezione di estremità dell'elemento, da una sovrapposizione di lunghezza  $l_o$  il valore dato dall'espressione (C8A.6.1) deve essere moltiplicato per il fattore:

$$0.025 \cdot \min(40, l_o / d_{bL}) \quad (\text{C8A.6.3})$$

dove  $d_{bL}$  è il diametro (medio) delle barre longitudinali. Il fattore (C8A.6.3) non tiene in conto della riduzione connessa all'assenza di adeguati dettagli di tipo antisismico; in tal caso la (C8A.6.3) va moltiplicata per 0.85.

Per gli elementi armati con barre longitudinali lisce continue, senza sovrapposizione in corrispondenza della regione plastica, la capacità di rotazione in condizioni di collasso è definita dalla (C8A.6.1). Viceversa, se le barre longitudinali lisce sono caratterizzate, a partire dalla sezione di estremità dell'elemento, da una sovrapposizione di lunghezza  $l_o$  il valore dato dall'espressione (C8A.6.1) deve essere moltiplicato per il fattore:

$$0.02 \cdot [10 + \min(40, l_o / d_{bL})] \quad (\text{C8A.6.4})$$

dove  $d_{bL}$  è il diametro (medio) delle barre longitudinali.

La decurtazione valutata con la (C8A.6.4) è applicabile solo per sovrapposizioni costituite dalla presenza di ganci ad uncino di estremità; la lunghezza  $l_o$  è definita al netto delle dimensioni degli uncini. In assenza di ganci ad uncino di estremità il valore dato dalla (C8A.6.4) è opportuno sia assunto pari a zero. Inoltre, il fattore (C8A.6.4) non tiene in conto della riduzione connessa all'assenza di adeguati dettagli di tipo antisismico; in tal caso la (C8A.6.4) è moltiplicata per 0.85.

In alternativa per la valutazione di  $\theta_u$  si può usare la seguente equazione:

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} \left( \theta_y + (\phi_u - \phi_y) L_{pl} \left( 1 - \frac{0,5L_{pl}}{L_V} \right) \right) \quad (\text{C8A.6.5})$$

dove  $\theta_y$  è la rotazione rispetto alla corda allo snervamento definita in (8.7.2.1a) e (8.7.2.1b),  $\phi_u$  è la curvatura ultima valutata considerando le deformazioni ultime del conglomerato (tenuto conto del confinamento) e dell'acciaio (da stimare sulla base dell'allungamento uniforme al carico massimo, in mancanza di informazioni si può assumere che la deformazione ultima dell'acciaio sia pari al 4%),  $\phi_y$  è la curvatura a snervamento valutata considerando l'acciaio alla deformazione di snervamento  $\varepsilon_{sy}$ ,  $L_V$  è la luce di taglio e  $L_{pl}$  è la lunghezza di cerniera plastica valutabile come:

$$L_{pl} = 0,1L_V + 0,17h + 0,24 \frac{d_b L f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (\text{C8A.6.6})$$

dove  $h$  è l'altezza della sezione,  $d_{bL}$  è il diametro (medio) delle barre longitudinali, ed  $f_c$  e  $f_y$  sono rispettivamente la resistenza a compressione del calcestruzzo e la resistenza a snervamento dell'acciaio longitudinale (in MPa), ottenute come media delle prove eseguite in sito e da fonti aggiuntive di informazione, divise per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto.

#### **C8A.6.2 ELEMENTI DI STRUTTURE IN ACCIAIO**

La capacità di rotazione rispetto alla corda in condizioni di collasso  $\theta_u$  può essere valutata mediante sperimentazione diretta, modellazione numerica considerando le non linearità geometriche e meccaniche del materiale, ovvero sulla base delle indicazioni riportate in documenti di comprovata validità. E' inoltre possibile riferirsi all'Annex B (Steel and composite structures) dell'Eurocodice 8 (Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 3 – Valutazione e adeguamento degli edifici – versione UNI EN 1998-3: 2005). In particolare il punto B.5.2 - member deformation capacities, tratta le travi e colonne soggette a flessione, per le quali la capacità di deformazione inelastica è espressa in termini di rotazione plastica definita come multiplo della rotazione rispetto alla corda allo snervamento. Il moltiplicatore della rotazione allo snervamento dipende dallo stato limite considerato e dalla classe della sezione trasversale della trave o della colonna (classi 1 o 2, definite al § 4.2.3.1 delle NTC). Lo stesso Annesso riporta i moltiplicatori che consentono di determinare la capacità di elementi di controvento soggetti a compressione in termini di moltiplicatore dello sforzo normale di instabilità, o di elementi di controvento tesi, in termini di moltiplicatore dello sforzo normale di plasticizzazione.

#### **C8A.7. MODELLI DI CAPACITÀ PER IL RINFORZO DI ELEMENTI IN CALCESTRUZZO ARMATO**

##### **C8A.7.1 INCAMICIATURA IN C.A.**

A pilastri o pareti possono essere applicate camicie in c.a. per conseguire tutti o alcuni dei seguenti obiettivi:

- aumento della capacità portante verticale;
- aumento della resistenza a flessione e/o taglio;
- aumento della capacità deformativa;
- miglioramento dell'efficienza delle giunzioni per sovrapposizione.

Lo spessore delle camicie deve essere tale da consentire il posizionamento di armature longitudinali e trasversali con un copriferro adeguato.

Nel caso che la camicia non avvolga completamente l'elemento, è necessario mettere a nudo le armature nelle facce non incamiciate, e collegare a queste ultime le armature delle facce incamiciate.

Se le camicie servono ad aumentare la resistenza flessionale, le barre longitudinali devono attraversare il solaio in apposite forature continue e essere ancorate con adeguata staffatura alle estremità del pilastro inferiore e superiore.

Se le camicie servono solo per aumentare la resistenza a taglio e la deformabilità, o anche a migliorare l'efficienza delle giunzioni, esse devono fermarsi a circa 10mm dal solaio.

Ai fini della valutazione della resistenza e della deformabilità di elementi incamiciati sono accettabili le seguenti ipotesi semplificative:

- l'elemento incamiciato si comporta monoliticamente, con piena aderenza tra il calcestruzzo vecchio e il nuovo;
- si trascura il fatto che il carico assiale è applicato alla sola porzione preesistente dell'elemento, e si considera che esso agisca sull'intera sezione incamiciata;
- le proprietà meccaniche del calcestruzzo della camicia si considerano estese all'intera sezione se le differenze fra i due materiali non sono eccessive.

I valori della capacità da adottare nelle verifiche sono quelli calcolati con riferimento alla sezione incamiciata nelle ipotesi semplificative su indicate ridotte secondo le espressioni seguenti:

$$\text{resistenza a taglio: } \tilde{V}_R = 0.9V_R \quad (\text{C8A.7.1})$$

$$\text{resistenza a flessione: } \tilde{M}_y = 0.9M_y \quad (\text{C8A.7.2})$$

$$\text{deformabilità allo snervamento: } \tilde{\theta}_y = 0.9\theta_y \quad (\text{C8A.7.3})$$

$$\text{deformabilità ultima: } \tilde{\theta}_u = \theta_u \quad (\text{C8A.7.4})$$

I valori da impiegare per le resistenze dei materiali saranno: a) per l'acciaio esistente, la resistenza ottenuta come media delle prove eseguite in sito e da fonti aggiuntive di informazione, divisa per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto e, solo nel calcolo di  $\tilde{V}_R$ , divisa anche per il coefficiente parziale; b) per i materiali aggiunti, calcestruzzo ed acciaio, la resistenza di calcolo.

I valori da impiegare per le resistenze dei materiali nel calcolo del valore di  $\tilde{M}_y$  da usare per la valutazione del taglio agente su elementi/meccanismi fragili saranno: a) per l'acciaio esistente, la

resistenza ottenuta come media delle prove eseguite in sito e da fonti aggiuntive di informazione, moltiplicata per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto; b) per i materiali aggiunti, calcestruzzo ed acciaio, il valore caratteristico della resistenza.

### **C8A.7.2 INCAMICIATURA IN ACCIAIO**

Camicie in acciaio possono essere applicate principalmente a pilastri o pareti per conseguire tutti o alcuni dei seguenti obiettivi:

- aumento della resistenza a taglio;
- aumento della capacità deformativa;
- miglioramento dell'efficienza delle giunzioni per sovrapposizione.
- aumento della capacità portante verticale (effetto del confinamento, espressione (C8A.7.6)).

Le camicie in acciaio applicate a pilastri rettangolari sono generalmente costituite da quattro profili angolari sui quali vengono saldate piastre continue in acciaio o bande di dimensioni ed interasse adeguati, oppure vengono avvolti nastri in acciaio opportunamente dimensionati. I profili angolari possono essere fissati con resine epossidiche o semplicemente resi aderenti al calcestruzzo esistente. Le bande possono essere preriscaldate prima della saldatura e i nastri presolleccitati, in modo da fornire successivamente una pressione di confinamento.

#### **C8A.7.2.1 Aumento della resistenza a taglio**

Il contributo della camicia alla resistenza a taglio può essere considerato aggiuntivo alla resistenza preesistente purché la camicia rimanga interamente in campo elastico. Tale condizione è necessaria affinché essa limiti l'ampiezza delle fessure e assicuri l'integrità del conglomerato, consentendo il funzionamento del meccanismo resistente dell'elemento preesistente.

Se la tensione nella camicia è limitata al 50% del valore di snervamento l'espressione della resistenza a taglio aggiuntiva offerta dalla camicia vale:

$$V_j = 0.5 \frac{2t_j b}{s} f_{yw} \frac{1}{\cos \alpha_t} \quad (\text{C8A.7.5})$$

nella quale  $t_j$ ,  $b$ ,  $s$  sono rispettivamente spessore, larghezza e interasse delle bande ( $b/s=1$ ) (nel caso di camicie continue), e  $f_{yw}$  è la resistenza di calcolo a snervamento dell'acciaio,  $\alpha_t$  è l'inclinazione delle fessure per taglio.

**C8A.7.2.2 Azione di confinamento**

L'effetto di confinamento di una camicia in acciaio si valuta come per le staffe, con riferimento al percentuale geometrica di armatura presente in ciascuna delle direzioni trasversali.

Per le proprietà del conglomerato confinato possono essere impiegate espressioni di comprovata validità, come ad esempio le seguenti:

- per la resistenza del conglomerato confinato:

$$f_{cc} = f_c \left[ 1 + 3,7 \left( \frac{0,5 \alpha_n \alpha_s \rho_s f_y}{f_c} \right)^{0,86} \right] \quad (C8A.7.6)$$

dove  $\rho_s$  è il rapporto volumetrico di armatura trasversale, pari a  $\rho_s = 2 (b+h) t_s / (b h)$  nel caso di camicie continue ( $t_s$  = spessore della camicia,  $b$  e  $h$  = dimensioni della sezione) e pari a  $\rho_s = 2 A_s (b+h) / (b h s)$  nel caso di bande discontinue ( $A_s$  = area trasversale della banda,  $s$  = passo delle bande),  $\alpha_n$  ed  $\alpha_s$  sono, rispettivamente, i fattori di efficienza del confinamento nella sezione e lungo l'elemento, dati da:

$$\alpha_n = 1 - \frac{(b-2R)^2 + (h-2R)^2}{3bh} \quad (C8A.7.7a)$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s-hs}{2b}\right) \left(1 - \frac{s-hs}{2h}\right) \quad (C8A.7.7b)$$

dove  $R$  è il raggio di arrotondamento (eventuale) degli spigoli della sezione (in presenza di angolari  $R$  può essere assunto pari al minore tra la lunghezza del lato degli angolari e 5 volte lo spessore degli stessi),  $b$ ,  $h$  sono le dimensioni della sezione ed  $hs$  è l'altezza delle bande discontinue (se la camicia è continua si assume  $hs=s$ ).

- per la deformazione ultima del conglomerato confinato:

$$\varepsilon_{cu} = 0,004 + 0,5 \frac{0,5 \alpha_n \alpha_s \rho_s f_y}{f_{cc}} \quad (C8A.7.8)$$

Nelle due equazioni precedenti i valori da impiegare per le resistenze dei materiali saranno: a) per il calcestruzzo esistente, la resistenza ottenuta come media delle prove eseguite in sito e da fonti aggiuntive di informazione, divisa per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto; b) per l'acciaio della camicia, la resistenza di calcolo.

**C8A.7.2.3 Miglioramento della giunzioni per aderenza**

Le camicie in acciaio possono fornire un'efficace azione di serraggio nelle zone di giunzione per aderenza. Per ottenere questo risultato occorre che:



- la camicia si prolunghi oltre la zona di sovrapposizione per una lunghezza pari almeno al 50% della lunghezza della zona di sovrapposizione;
- nella zona di sovrapposizione la camicia è mantenuta aderente in pressione contro le facce dell'elemento mediante almeno due file di bulloni ad alta resistenza;
- nel caso in cui la sovrapposizione sia alla base del pilastro, le file di bulloni devono venire disposte una alla sommità della zona di sovrapposizione, l'altra ad un terzo dell'altezza di tale zona misurata a partire dalla base.

### **C8A.7.3 PLACCATURA E FASCIATURA IN MATERIALI COMPOSITI**

L'uso di idonei materiali compositi (o altri materiali resistenti a trazione) nel rinforzo sismico di elementi in c.a. è finalizzato agli obiettivi seguenti:

- aumento della resistenza a taglio di pilastri e pareti mediante applicazione di fasce con le fibre disposte secondo la direzione delle staffe;
- aumento della resistenza nelle parti terminali di travi e pilastri mediante applicazione di fasce con le fibre disposte secondo la direzione delle barre longitudinali ed opportunamente ancorate;
- aumento della duttilità nelle parti terminali di travi e pilastri mediante fasciatura con fibre continue disposte lungo il perimetro; miglioramento dell'efficienza delle giunzioni per sovrapposizione, sempre mediante fasciatura con fibre continue disposte lungo il perimetro;

Ai fini delle verifiche di sicurezza degli elementi rafforzati con FRP si possono adottare le Istruzioni CNR-DT 200/04.

## **C8A.8. INDICAZIONI AGGIUNTIVE RELATIVE AI PONTI ESISTENTI**

### **C8A.8.1 AZIONE SISMICA**

Per l'azione sismica da utilizzare nella valutazione e la progettazione degli interventi su ponti esistenti si fa riferimento al Cap. 3 delle NTC.

### **C8A.8.2 CRITERI GENERALI**

Per quanto riguarda i criteri generali, valgono quelli indicati per i ponti di nuova costruzione al § 7.9.2. delle NTC. Come indicato al § 8.3 delle NTC, la valutazione della sicurezza è eseguita solo per gli SLU (SLV o SLC in alternativa).

### **C8A.8.3 CLASSIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI**

Le tipologie di intervento sui ponti sono quelle descritte nel capitolo 8.4 delle NTC. Nel caso di interventi antisismici, si effettueranno preferibilmente gli interventi di adeguamento, considerati più

appropriati per le strutture da ponte, in quanto il raggiungimento dei livelli di sicurezza previsti per l'adeguamento non risultano, generalmente, molto più costosi di quelli che conseguono livelli inferiori della sicurezza. È evidente, peraltro, che l'opportunità di conseguire un livello di sicurezza per quanto possibile uniforme su un ramo di una rete di trasporto, del quale il ponte in esame fa parte, e l'eventuale limitata disponibilità di fondi disponibili possono rendere accettabile l'assunzione di livelli di sicurezza inferiori, ma uniformi, per tutti gli elementi critici del ramo o della rete, e dunque l'adozione del miglioramento antisismico, fermo restando l'obbligo della verifica del livello di sicurezza raggiunto con l'intervento.

#### **C8A.8.4 LIVELLO DI CONOSCENZA E FATTORE DI CONFIDENZA**

Le verifiche di sicurezza di cui alle presenti istruzioni comportano una analisi strutturale, di tipo lineare oppure non lineare, e successive verifiche puntuali di resistenza o di deformabilità in tutte le parti critiche dell'opera. L'utilizzo delle istruzioni richiede quindi la disponibilità dei valori di tutte le grandezze geometriche e meccaniche che consentono una verifica del tipo indicato.

Di regola, a meno che non ostino condizioni particolari, il livello di conoscenza da perseguire nel caso dei ponti esistenti è quello massimo, cui corrisponde un fattore di confidenza  $FC=1$ . In particolare è necessario disporre di:

- *geometria* dell'opera nel suo stato attuale, ovvero le dimensioni di tutti gli elementi strutturali, comprese le fondazioni, e la disposizione e quantità delle armature. Essa può essere desunta dai disegni costruttivi originali o, a vantaggio di più sicura attendibilità, dai disegni di contabilità. Ciò si estende naturalmente anche alle eventuali variazioni introdotte a seguito di interventi di rilevanza strutturale successivi alla costruzione. In mancanza della documentazione suddetta, è necessario un rilievo completo della geometria ed un numero di saggi sulle strutture che consenta la determinazione delle armature presenti in un numero di sezioni sufficiente per costruire un modello strutturale adeguato al tipo di analisi e alle successive verifiche.

- *proprietà meccaniche* dei materiali: conglomerato e acciaio. Le informazioni devono provenire, oltre che dalle indicazioni iniziali di progetto, da risultati di prove sperimentali eseguite all'atto del collaudo strutturale o successivamente ad esso.

In mancanza di dati sperimentali, per il conglomerato è necessario effettuare prelievi di campioni da sottoporre a prove di laboratorio. Il numero di campioni deve essere dello stesso ordine di grandezza di quello richiesto dalle norme sulle opere in cemento armato per le nuove costruzioni. Prove di tipo non distruttivo eseguite a più larga scala sono un utile complemento ma non possono essere utilizzate in sostituzione di quelle distruttive.

Per l'acciaio, in assenza di dati sperimentali adeguati, è consentito far riferimento alle caratteristiche del materiale prescritto in sede di progetto previa limitata verifica a campione dell'effettivo utilizzo dello stesso.

Le prescrizioni di cui sopra si riferiscono alle strutture di sostegno degli impalcati, ossia a pile e spalle. Per quanto riguarda gli impalcati, qualunque sia la loro tipologia (c.a., c.a.p., struttura mista), è sufficiente la verifica del loro buono stato di conservazione, anche senza rilevazioni sperimentali, se ritenute non necessarie dal progettista.

- *caratterizzazione geotecnica* (stratigrafia e parametri meccanici) adeguata allo svolgimento delle verifiche delle spalle (spinta del terreno retrostante) e delle fondazioni.

#### **C8A.8.5 MODELLO STRUTTURALE**

Valgono le indicazioni al § 7.9.3, con particolare riferimento alla corretta rappresentazione della rigidità.

I valori delle caratteristiche dei materiali da utilizzare nel modello sono i valori medi derivanti dalla documentazione disponibile e dalle ulteriori indagini effettuate.

#### **C8A.8.6 METODI DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA**

Per quanto riguarda i metodi di analisi, con riferimento alle prescrizioni del § 7.3 valgono per i ponti esistenti le seguenti precisazioni:

##### **C8A.8.6.1 Analisi lineare (statica o dinamica)**

Vale per i ponti esistenti la distinzione introdotta con riferimento agli edifici esistenti tra analisi con spettro elastico ( $q=1$ ) e analisi con spettro di progetto ( $q>1$ ). Per l'applicabilità dell'analisi con spettro elastico ( $q=1$ ) vale quanto indicato con riferimento agli edifici.

##### **C8A.8.6.2 Analisi lineare statica**

I requisiti necessari per applicare l'analisi statica lineare sono quelli indicati con riferimento ai ponti di nuova realizzazione al § 7.9.4.1. Se l'analisi viene effettuata con lo spettro elastico ( $q=1$ ) deve essere anche l'applicabilità del metodo come indicato al punto precedente.

##### **C8A.8.6.3 Analisi non lineare statica**

Il metodo, nella sua versione più semplice, consiste nell'applicazione alla struttura di un sistema di forze statiche di intensità crescente fino al raggiungimento della capacità massima in termini di resistenza o di deformabilità. La struttura viene ridotta ad un sistema bilineare equivalente ad un grado di libertà. La domanda di spostamento al periodo dell'oscillatore equivalente  $T$  si ottiene

mediante spettro di risposta inelastico. In assenza di più accurate determinazioni quest'ultimo può essere approssimato con le seguenti espressioni:

$$\begin{cases} S_{Di}(T) = S_{De}(T) & T \geq T_C \\ S_{Di}(T) = \frac{S_{De}(T)}{q} \left[ 1 + (q-1) \frac{T_C}{T} \right] & T < T_C \end{cases}$$

dove  $q = mS_e(T)/F_y$  con  $m = \sum m_i \phi_i$  e  $F_y$  la massa e la resistenza dell'oscillatore equivalente.

La verifica consiste nel controllare che la configurazione della struttura corrispondente alla domanda in spostamento del sistema equivalente produca domande di duttilità compatibili con le rispettive capacità e forze di taglio minori delle rispettive resistenze.

Si distinguono due casi:

a) Ponti a travi semplicemente appoggiate. I ponti costituiti da impalcato semplicemente appoggiati sulle pile sono modellabili in ogni caso come sistemi ad un grado di libertà. In direzione trasversale ciascuna pila costituisce un oscillatore semplice la cui massa  $m$  è data dalla somma della massa efficace della pila e della massa dell'impalcato ad essa afferente. In direzione longitudinale si distingue il caso in cui le travate siano in qualche modo vincolate ad avere uno spostamento rigido, da quello in cui ciascun sistema pila-impalcato è indipendente da quelli contigui (su ogni testa-pila un impalcato è vincolato con appoggi fissi e l'altro con appoggi scorrevoli). Nel primo caso l'intero ponte è un oscillatore semplice di massa  $m$  pari alla somma della massa totale dell'impalcato e delle masse efficaci delle pile, e di rigidezza pari alla somma della rigidezza delle pile in direzione longitudinale. Nel secondo caso ciascuna pila costituisce un oscillatore semplice come indicato per l'analisi nella direzione trasversale

b) Ponti con impalcato continuo. La versione più semplice del metodo è applicabile per ponti per i quali la massa corrispondente al primo modo di vibrazione è non inferiore all'80% della massa totale. Quando questa condizione non è soddisfatta occorre considerare più modi fino al raggiungimento di una massa modale pari all'80%. Una possibilità è quella di eseguire ripetutamente il procedimento sopra indicato con riferimento a una singola distribuzione di forze, con le distribuzioni derivanti da ciascuno dei modi considerati e ricavando per ciascun caso la corrispondente risposta in termini di distorsione degli elementi duttili. La risposta complessiva per tali elementi si ottiene quindi con la regola SRSS oppure CQC. Le sollecitazioni agenti negli

elementi/meccanismi fragili si ottengono infine mediante condizioni di equilibrio. Per quanto riguarda il punto di controllo da adottare per ciascuna distribuzione di forze, l'esperienza ha mostrato che la scelta più opportuna consiste nell'assumere come punto il nodo avente la massima ampiezza modale.

#### C8A.8.6.4 Verifica dei meccanismi duttili

Gli elementi soggetti a presso-flessione sono verificati confrontando la domanda di rotazione rispetto alla corda con la rispettiva capacità.

Le espressioni seguenti forniscono i valori medi della rotazione rispetto alla corda allo snervamento e al collasso:

$$\theta_y(N) = \phi_y(N) \frac{L_s}{3}$$

$$\theta_u(N) = \theta_y(N) + [\phi_u(N) - \phi_y(N)] L_p \left( 1 - \frac{0.5L_p}{L_s} \right)$$

Nelle espressioni riportate  $\phi_y(N)$  e  $\phi_u(N)$  sono le curvature di snervamento e ultima della sezione trasversale dell'elemento, calcolate mediante una serie di analisi momento-curvatura della stessa effettuate per un numero discreto di valori dello sforzo normale  $N$ . Ad ogni livello dello sforzo normale, i valori delle curvature  $\phi_y$  e  $\phi_u$  si ottengono per bilinearizzazione del diagramma  $M-\phi$ . La curvatura ultima è quella minima tra la più piccola delle curvature che si ottengono imponendo ai lembi della sezione le deformazioni limite dei materiali, e quella per la quale il momento flettente diminuisce all'85% del valore massimo. Il calcolo delle deformazioni limite viene effettuato per tutti i materiali componenti la sezione dell'elemento adeguato, e cioè acciaio (in trazione) e calcestruzzo (in compressione) delle parti esistenti e di eventuali ampliamenti di sezione. Nel calcolo della deformazione limite del calcestruzzo si terrà conto dell'effettivo stato di confinamento. Il limite inferiore per l'acciaio può essere convenzionalmente assunto pari a  $\varepsilon_{su} = 0.040$ , indipendentemente dalla qualità dell'acciaio. Le lunghezze  $L_s$  e  $L_p$  sono rispettivamente la lunghezza di taglio e quella della cerniera plastica. In assenza di più accurate determinazioni, quest'ultima può essere assunta pari a  $L_p = 0.1L_s$ .

Nel caso di verifica allo SLC la capacità di rotazione rispetto alla corda da utilizzare vale:

$$\theta_{SLC} = \frac{1}{\gamma_{el}} \theta_u(N)$$

con  $\gamma_{el} = 1.5$ . Nel caso di verifica allo SLV la capacità è pari a  $\frac{3}{4}$  di quella per lo SLC.

**C8A.8.6.5 Verifica dei meccanismi fragili**

Il valore di verifica della sollecitazione di taglio è:

- Quello fornito dall'analisi, se a entrambe le estremità dell'elemento la distorsione non supera il valore di snervamento (l'elemento è elastico);
- Quello equilibrato dai momenti di estremità, limitati al loro valore di snervamento quando risulta  $\theta > \theta_y$ , per una o entrambe le estremità.

La resistenza a taglio deve essere valutata in accordo a modelli di comprovata validità. Ad esempio, può essere la formula seguente che fornisce la resistenza come somma dei contributi del calcestruzzo, dello sforzo normale e delle armature trasversali:

$$V_u = V_c + V_N + V_s \quad V_c = 0.8 A_c k \sqrt{f_c} \quad V_N = N \frac{h-x}{2L_s} \quad V_s = \frac{A_{sw}}{s} f_y z$$

dove  $A_c, A_{sw}$  sono rispettivamente l'area della sezione di calcestruzzo interna alle staffe e quella dell'armatura trasversale,  $h, x$  e  $z$  l'altezza efficace della sezione, la profondità dell'asse neutro e il braccio delle forze interne,  $s$  il passo delle staffe. Il parametro  $k = k(\mu_\Delta)$  varia in generale tra 0.29 e 0.1 in funzione della duttilità in spostamento dell'elemento tra 1 e 4) e tiene conto del degrado ciclico del contributo del calcestruzzo alla resistenza a taglio.

Il valore della resistenza a taglio da impiegare nelle verifiche (SLV e SLC) è quello sopra riportato diviso per un coefficiente di sicurezza pari a  $\gamma_{el} = 1.25$

**C8A.8.7 FONDAZIONI E SPALLE**

Per quanto riguarda la verifica delle fondazioni e delle spalle valgono rispettivamente le indicazioni di cui ai §§ 7.11.5 e 7.9.5.6 delle NTC.

**C8A.9. INDICAZIONI AGGIUNTIVE PER GLI ELEMENTI NON STRUTTURALI E GLI IMPIANTI SOGGETTI AD AZIONI SISMICHE**

I danni causati dal terremoto ai componenti e ai sistemi non strutturali sono stati una fonte di grande preoccupazione per diversi decenni. Mentre ci sono stati notevoli miglioramenti nella risposta dei sistemi strutturali resistenti alle forze laterali, i terremoti hanno continuato a rivelare la poca attenzione prestata all'ancoraggio e al controventamento dei componenti e dei sistemi non strutturali. Persino nei casi in cui i terremoti hanno causato danni di piccola entità o addirittura nulli ai sistemi strutturali degli edifici, i componenti non strutturali hanno subito danni estesi, soprattutto a causa di un ancoraggio o controventamento impropri. I danni sismici alle installazioni non strutturali non solo possono risultare costosi, ma possono anche rendere la struttura inutilizzabile per un periodo di tempo che può variare da alcune settimane a diversi mesi. L'ancoraggio ed il

controventamento corretti dei componenti e dei sistemi non strutturali è cruciale in strutture strategiche, come gli ospedali, e possono contribuire a che questi servizi siano disponibili e utilizzabili subito dopo una calamità.

Le NTC, ai §§ 7.2.3 e 7.2.4, contengono prescrizioni esplicite per la progettazione e l'ancoraggio sismico di sistemi e componenti non strutturali. Un obiettivo di questa Appendice consiste nel fornire un aiuto per la comprensione e l'applicazione dei requisiti delle NTC.

#### **C8A.9.1 INDIVIDUAZIONE DEI COMPONENTI NON STRUTTURALI CHE RICHIEDONO UNA VALUTAZIONE SISMICA**

La scelta dei componenti non strutturali da sottoporre ad una valutazione sismica si basa sulle seguenti considerazioni:

- la sismicità (identificata dalla Zona Sismica)
- la vulnerabilità sismica del componente
- l'importanza del componente per la funzionalità nel periodo post-terremoto
- il costo e il grado di interruzione dei servizi necessari per adeguare o ancorare il componente

Lo scopo è concentrare le risorse di progettazione e di costruzione sui miglioramenti sismici non strutturali più critici e convenienti da un punto di vista di rapporto costo/benefici.

La Tabella C8A.9.1<sup>(7)</sup> illustra alcune raccomandazioni non esaustive per specifici componenti e sistemi non strutturali, per lo più presenti in complessi ospedalieri. Le raccomandazioni sono fornite sia per le installazioni già esistenti che per quelle nuove. Esse dipendono sia dal tipo di componente o di sistema che dalla zona sismica in cui si trova l'opera.

In generale i sistemi che hanno un'elevata vulnerabilità, una grande importanza, e un basso costo di adeguamento sismico e una limitata interruzione dei servizi necessaria per portare a termine l'adeguamento, sono da considerarsi come candidati per l'adeguamento in tutte le zone sismiche. I sistemi a bassa vulnerabilità o poca importanza, costosi o gravosi da adeguare in termini di interruzione dei servizi dovrebbero essere considerati per l'adeguamento nelle zone 1 e 2.

In generale, fornire protezione sismica ad una nuova installazione rispetto ad una già esistente comporta minori costi aggiuntivi d'interruzione dei servizi. Di conseguenza nella Tabella C8A.9.1 sono segnalate tipologie di componenti non strutturali che dovrebbero essere sismicamente

---

<sup>7</sup> La Tabella C8A.9.1 e le raccomandazioni riportate in questa Appendice sono tratte da *ATC-51-2, Raccomandazioni congiunte Stati Uniti-Italia per il controventamento e l'ancoraggio dei componenti non strutturali negli ospedali italiani*, 2003 (<http://www.atcouncil.org>).

ancorati, se installati ex novo, ma sui quali potrebbe non essere conveniente intervenire, nel caso in cui siano già esistenti.

Le raccomandazioni in Tabella C8A.9.1 si basano sulle osservazioni dei danni degli ultimi terremoti e sulla vulnerabilità, importanza e costi di adeguamento sismico presunti per sistemi tipici.

#### **C8A.9.2 CRITERI DI PROGETTAZIONE E AZIONI DI VERIFICA**

Se non si eseguono delle indagini più dettagliate, le forze agenti sui componenti non strutturali possono essere calcolate in base ai §§ 7.2.3 e 7.2.4 delle NTC.

Un altro modo di calcolo delle forze sismiche agenti su un componente non strutturale è dato dall'uso diretto dei risultati delle analisi dinamiche dell'edificio, per esempio determinando o la massima accelerazione o gli spettri di risposta a ciascun piano. Quando si impiega tale tecnica, si deve fare attenzione alla scelta degli accelerogrammi, che devono essere compatibili con lo spettro di progetto, e a considerare correttamente i possibili effetti sfavorevoli sulla risposta dell'edificio che possono essere causati da componenti non strutturali, come ad esempio i tamponamenti. Inoltre, si raccomanda di usare l'involuppo di più analisi dinamiche.

#### **C8A.9.3 RACCOMANDAZIONI AGGIUNTIVE PER LA LIMITAZIONE DEL RISCHIO DI FUORIUSCITE INCONTROLLATE DI GAS A CAUSA DEL SISMA**

Esistono diverse alternative per migliorare le condizioni di sicurezza sismica degli impianti di gas, in ottemperanza a quanto richiesto dal § 7.2.3 delle NTC. La Tabella C8A.9.2 descrive queste alternative<sup>(8)</sup>, basate sul miglioramento dell'integrità degli impianti o delle strutture o sull'utilizzo di dispositivi per la limitazione del flusso di gas. Ogni alternativa presenta vantaggi e svantaggi, in relazione a costi di realizzazione, livello di miglioramento della sicurezza, benefici collaterali per emergenze non sismiche. La scelta della opzione migliore andrà, quindi, condotta caso per caso.

Per limitare questo rischio l'opzione più efficace, ed in generale priva di controindicazioni, consiste nella messa in atto di opportuni controventamenti e vincoli sismici degli impianti e delle apparecchiature, ai quali si è fatto cenno nei paragrafi precedenti.

Per le valvole ad attivazione automatica, i criteri per l'accettazione e per il controllo sono disciplinate dalle norme di settore, che potranno essere basate su standard internazionali esistenti<sup>(9)</sup>.

<sup>8</sup> La Tabella C8A.9.2 è tratta da *ATC-74 Development of recommended requirements for automatic natural gas shut-off valves in Italy*, 2007 (<http://www.atcouncil.org>).

<sup>9</sup> Ad esempio *American Society of Civil Engineers, 1997, Earthquake Actuated Automatic Gas Shutoff Devices, ASCE Standard 25-97*. Bisogna rilevare che le soglie di attivazione dei dispositivi ivi definite possono rendere ininfluente l'installazione di questi dispositivi nelle Zone sismiche 3 e 4 del territorio italiano, se ci si trova in situazioni in cui non sono prevedibili effetti significativi di amplificazione locale del moto sismico.



La prescrizione di cui al § 7.2.4 delle NTC, relativa al passaggio dal terreno alla costruzione dei tubi per la fornitura del gas, evidenzia il problema che può derivare dagli assestamenti del terreno in prossimità delle fondazioni e dei danni che questi cedimenti possono produrre sulle tubature.

Sono da esaminare, inoltre, quei casi in cui le tubature possono subire distorsioni significative a causa del moto sismico relativo tra i punti di vincolo delle stesse alla struttura. Questa circostanza si verifica, in particolare, negli edifici dotati di sistemi di isolamento alla base, nelle zone di passaggio tra basamento ed elevazione. Si può verificare anche quando le tubature attraversano giunti strutturali tra corpi diversi quando non sono adottati accorgimenti che evitino i danni conseguenti agli spostamenti differenziali.

Tabella C8A.9.1 - Raccomandazioni per la valutazione e l'adeguamento di componenti non strutturali esistenti e per l'ancoraggio di componenti non strutturali di nuova installazione al variare della zona sismica

Componente	Vulnerabilità(1)	Importanza	Costo & interruzione per l'adeguamento	Valutazione / adeguamento se esistenti nelle zone(2):				Ancoraggi se nuovi nelle zone(2,3):			
				1	2	3	4	1	2	3	4
<i>Gas per uso medico</i>											
Serbatoi di ossigeno	Alta	Alta	Basso	1	2	3		1	2	3	4
Bombole di azoto	Molto alta	Alta	Molto basso	1	2	3	4	1	2	3	4
<i>Impianto elettrico d'emergenza</i>											
Batterie per la corrente elettrica d'emergenza	Molto alta	Alta	Molto basso	1	2	3	4	1	2	3	4
Generatore della elettrico d'emergenza	Alta	Alta	Basso	1	2	3		1	2	3	4
Batterie per i generatori di corrente elettrica d'emergenza	Media	Alta	Molto basso	1	2	3		1	2	3	
<i>Ascensori</i>											
Guide dell'ascensore	Molto alta	Alta	Medio-alto	1	2			1	2	3	4
Motori e generatori dell'ascensore	Medio-alta	Alta	Medio	1				1	2	3	
Pannelli elettrici e di controllo dell'ascensore	Variabile	Alta	Basso	1	2			1	2	3	
<i>Apparecchiature per la comunicazione</i>											
Computers e schermi nei "call centers" d'emergenza	Medio-alta	Medio-alta	Molto basso	1	2	3		1	2	3	4
Armadietti non ancorati che supportano le apparecchiature telefoniche per i "call centers" d'emergenza	Alta	Alta	Basso	1	2	3		1	2	3	4
Interruttori e pannelli da muro dell'impianto telefonico dei "call centers" d'emergenza	Bassa	Alta	Medio					1	2	3	

(continua nella pagina seguente)

Tabella C8A.9.1 - Raccomandazioni per la valutazione e l'adeguamento di componenti non strutturali esistenti e per l'ancoraggio di componenti non strutturali di nuova installazione al variare della zona sismica

Componente	Vulnerabilità <sup>(1)</sup>	Importanza	Costo & interruzione per l'adeguamento	Valutazione / adeguamento se esistenti nelle zone <sup>(2)</sup> :			Ancoraggi se nuovi nelle zone <sup>(2,3)</sup> :		
				1	2	3	1	2	3
<i>Apparecchiature e rifornimenti medici</i>									
Scaffali per stoccaggio di medicinali e altri importanti materiali medici di scorta	Alta	Alta	Basso	1	2		1	2	3
Apparecchiature mediche	Variabile	Alta	Variabile	1	2		1	2	3
<i>Componenti fissati al pavimento o sul tetto<sup>(4)</sup></i>									
Caldaie	Media	Medio-alta	Basso	1	2		1	2	3
Cabine contenenti i trasformatori elettrici	Bassa	Alta	Medio-basso	1			1	2	3
Tipici componenti da installarsi sul pavimento o sul tetto montati su isolatori per le vibrazioni	Medio-alta	Media	Medio-basso	1	2		1	2	3
Tipici componenti o serbatoi fissati al pavimento o installati sul tetto con un rapporto di ribaltamento >1.6, componenti soggetti al ribaltamento	Alta	Media	Basso	1	2		1	2	3
Tipici componenti o serbatoi fissati al pavimento o installati sul tetto con un rapporto di ribaltamento tra 1 e 1.6.	Media	Media	Basso	1	2		1	2	3
Tipici componenti o serbatoi fissati al pavimento o installati sul tetto con un rapporto di ribaltamento < 1	Media	Media	Basso	1	2		1	2	
Pedane d'appoggio	Medio-bassa	Variabile	Medio-alto				1	2	

(continua nella pagina seguente)

Tabella C8A.9.1 - Raccomandazioni per la valutazione e l'adeguamento di componenti non strutturali esistenti e per l'ancoraggio di componenti non strutturali di nuova installazione al variare della zona sismica (continua)

Componente	Vulnerabilità <sup>(1)</sup>	Importanza	Costo & interruzione per l'adeguamento	Valutazione / adeguamento se esistenti nelle zone <sup>(2)</sup> :	Ancoraggi se nuovi nelle zone <sup>(2,3)</sup> :
<i>Sistemi di distribuzione</i>					
Tubature sospese nei sistemi critici con un diametro nominale >200 mm e su attacchi lunghi più di 500 mm	Media	Alta	Medio	1 2	1 2 3
Tubature sospese di diametro nominale >100 mm e attacchi lunghi più di 300 mm	Medio-bassa	Medio-alta	Medio		1 2
Condotto per gli impianti di riscaldamento, ventilazione, e condizionamento d'aria	Bassa	Medio-alta	Medio		1
Componenti dell'impianto elettrico come condotti contenenti i cavi e piattaforme di sostegno dei condotti per la distribuzione dell'energia elettrica	Bassa	Alta	Medio		1
<i>Componenti architettonici</i>					
Soffitto sospeso o a pannelli	Bassa	Medio-bassa	Medio		1
Lampadari su controsoffitti	Bassa	Media	Medio-basso	1	1 2
Tamponamenti interni non armati in muratura	Media	Media	Molto alto		1 2
Muri esterni di mattoni non rinforzati	Media	Media	Molto alto		1 2
<i>Sostanze Pericolose</i>					
Tamponamenti e altri componenti in aree con materiale biologico o infettivo	Variabile	Alta	Variabile	1 2 3 4	1 2 3 4
Aree con stoccaggio o uso di materiale pericolosi di tipo chimico, nucleare o biologico	Variabile	Alta	Variabile	1 2 3 4	1 2 3 4

(1) La vulnerabilità è quella assunta per alta sismicità.

(2) Le raccomandazioni si basano sulle osservazioni dei danni dei terremoti passati e sull'ipotesi di vulnerabilità, importanza e costi di adeguamento per sistemi tipici.

(3) La colonna "Ancoraggi se nuovi nelle zone" riguarda i componenti o i sistemi di nuova installazione in edifici sia nuovi che esistenti.

(4) Per i componenti fissati sul pavimento o sul tetto il rapporto di ribaltamento è pari  $h_c / x_{min}$ , dove  $h_c$  è l'altezza del baricentro del componente sopra la sua base, e  $x_{min}$  è la distanza orizzontale più breve dal baricentro al bordo della base del componente.

Tabella C8A.9.2 – Possibili alternative per la limitazione del rischio di fuoriuscite di gas sotto azioni sismiche

Critero di confronto	Valvole ad attivazione manuale	Valvole sismiche ad attivazione automatica	Valvole ad eccesso di flusso (installazione al contatore)	Valvole ad eccesso di flusso (installazione all'apparecchio)	Sensori di metano	Sistemi ibridi
Principio di funzionamento	Sono installate dal fornitore in corrispondenza di ogni contatore	Interrompono automaticamente il flusso del gas quando avvertono una eccitazione sismica al di sopra di una soglia di taratura	Interrompono automaticamente il flusso di gas se un danno provoca, a valle del dispositivo, una perdita di entità superiore ad una soglia di taratura	Interrompono automaticamente il flusso di gas se un danno provoca, a valle del dispositivo, una perdita di entità superiore ad una soglia di taratura	Individuano la elevata concentrazione di gas metano e producono un segnale di allarme	Sistema modulare costituito da una unità centrale di controllo, sensori, dispositivi di controllo e di allarme
Requisiti di installazione e manutenzione	Nessuno, in quanto già previste come parte dell'impianto	Installazione da parte di personale qualificato	Installazione da parte di personale qualificato. Devono essere dimensionate per uno specifico carico di lavoro dell'impianto e adeguate in caso di modifiche dell'impianto.	Installazione anche da parte dell'utente. Devono essere dimensionate per uno specifico carico di lavoro dell'apparecchio e adeguate in caso di modifiche dell'apparecchio.	Installazione anche da parte dell'utente.	Di solito installazione da parte di personale qualificato (se in associazione con dispositivi di intercettazione automatica)
Benefici	Presenti in ogni impianto. Istruzioni per il loro utilizzo di solito sono presenti nelle informazioni divulgate dal fornitore.	Interrompono il flusso quando il livello di eccitazione potrebbe essere sufficiente a danneggiare le tubature del gas. Devono essere certificate in base ad uno standard	Interrompono il flusso solo quando si verificano condizioni di pericolo dovute ad una perdita di gas. Devono essere certificate in base ad uno standard	Interrompono il flusso solo quando si verificano condizioni di pericolo dovute ad una perdita di gas. Devono essere certificate in base ad uno standard	Avvisano l'utente quando si verifica una situazione potenzialmente pericolosa, lasciandogli la scelta su come intervenire.	Sono modulari e possono essere personalizzati per varie esigenze. Ogni modulo è dotato di funzioni specifiche.

(continua a pagina seguente)

Tabella C8A.9.2 – Possibili alternative per la limitazione del rischio di fuoriuscite di gas sotto azioni sismiche

Critero di confronto	Valvole ad attivazione manuale	Valvole sismiche ad attivazione automatica	Valvole ad eccesso di flusso (istallazione al contatore)	Valvole ad eccesso di flusso (istallazione all'apparecchio)	Sensori di metano	Sistemi ibridi
Possibili inconvenienti	Possono essere utilizzate solo se qualcuno è presente, conosce la localizzazione delle valvole e (se richiesta) dispone dell'apposita chiave per la chiusura della valvola	Si può interrompere il flusso di gas anche se non si verificano condizioni realmente pericolose. Le scosse successive alla prima possono causare l'interruzione del gas anche dopo il ripristino della fornitura. Potrebbero essere attivate da vibrazioni non causate da terremoti.	Non interrompono il flusso di gas se la perdita è al di sotto della soglia di taratura, anche se si sono verificate condizioni di pericolo. Potrebbero non attivarsi se il carico di lavoro dell'impianto si modifica e le valvole non vengono adeguate.	Non fornisce protezione per i danni a monte del dispositivo. Non interrompono il flusso di gas se la perdita è al di sotto della soglia di taratura, anche se si sono verificate condizioni di pericolo. Potrebbero non attivarsi se il carico di lavoro dell'impianto si modifica e le valvole non vengono adeguate.	E' necessario che l'utente sia presente per udire il segnale di allarme e porre in essere le misure necessarie. Si potrebbe verificare un allarme a causa di vapori diversi dal gas metano.	
Altri aspetti	Le operazioni sulla valvola potrebbero essere difficili quando questa fosse bloccata, oppure impossibili per utenti disabili, feriti o anziani	Installazioni diffuse sul territorio potrebbero causare interruzioni generalizzate di forniture e ritardi nel ripristino. Eventuale necessità nel post-terremoto di usare il gas per rendere potabile l'acqua. Non sono sensibili ai cambiamenti di flusso o di pressione.	Disponibili con o senza bypass (consentono il ripristino automatico). Non sono sensibili allo scuotimento sismico.	Disponibili con o senza bypass (consentono il ripristino automatico). Devono essere efficaci per ogni apparecchio. Non sono sensibili allo scuotimento sismico.		

**Legge 9-1-1991 n. 10 recante: "Norme per l'attuazione del Piano energetico nazionale in materia di uso razionale dell'energia, di risparmio energetico e di sviluppo delle fonti rinnovabili di energia".**

Pubblicata nella Gazz. Uff. 16 gennaio 1991, n. 13

(...)

**Art. 26 (Progettazione, messa in opera ed esercizio di edifici e di impianti) <sup>(30)</sup>**

1. Ai nuovi impianti, lavori, opere, modifiche, installazioni, relativi alle fonti rinnovabili di energia, alla conservazione, al risparmio e all'uso razionale dell'energia, si applicano le disposizioni di cui all'*art. 9 della legge 28 gennaio 1977, n. 10*, nel rispetto delle norme urbanistiche, di tutela artistico-storica e ambientale. Gli interventi di utilizzo delle fonti di energia di cui all'*art. 1* in edifici ed impianti industriali non sono soggetti ad autorizzazione specifica e sono assimilati a tutti gli effetti alla manutenzione straordinaria di cui agli *artt. 31 e 48 della legge 5 agosto 1978, n. 457*. L'installazione di impianti solari e di pompe di calore da parte di installatori qualificati, destinati unicamente alla produzione di acqua calda e di aria negli edifici esistenti e negli spazi liberi privati annessi, è considerata estensione dell'impianto idrico-sanitario già in opera.

2. Per gli interventi sugli edifici e sugli impianti volti al contenimento del consumo energetico ed all'utilizzazione delle fonti di energia di cui all'*articolo 1*, individuati attraverso un attestato di prestazione energetica o una diagnosi energetica realizzata da un tecnico abilitato, le pertinenti decisioni condominiali sono valide se adottate con la maggioranza degli intervenuti, con un numero di voti che rappresenti almeno un terzo del valore dell'edificio. <sup>(28)</sup>

3. Gli edifici pubblici e privati, qualunque ne sia la destinazione d'uso, e gli impianti non di processo ad essi associati devono essere progettati e messi in opera in modo tale da contenere al massimo, in relazione al progresso della tecnica, i consumi di energia termica ed elettrica.

4. Ai fini di cui al comma 3 e secondo quanto previsto dal comma 1 dell'*art. 4*, sono regolate, con riguardo ai momenti della progettazione, della messa in opera e dell'esercizio, le caratteristiche energetiche degli edifici e degli impianti non di processo ad essi associati, nonché dei componenti degli edifici e degli impianti.

5. Per le innovazioni relative all'adozione di sistemi di termoregolazione e di contabilizzazione del calore e per il conseguente riparto degli oneri di riscaldamento in base al consumo effettivamente registrato, l'assemblea di condominio delibera con le maggioranze previste dal secondo comma dell'articolo 1120 del codice civile. <sup>(29)</sup>

6. Gli impianti di riscaldamento al servizio di edifici di nuova costruzione, la cui concessione edilizia sia rilasciata dopo la data di entrata in vigore della presente legge, devono essere progettati e realizzati in modo tale da consentire l'adozione di sistemi di termoregolazione e di contabilizzazione del calore per ogni singola unità immobiliare.

7. Negli edifici di proprietà pubblica o adibiti ad uso pubblico è fatto obbligo di soddisfare il fabbisogno energetico degli stessi favorendo il ricorso a fonti rinnovabili di energia salvo impedimenti di natura tecnica od economica. <sup>(27)</sup>

8. La progettazione di nuovi edifici pubblici deve prevedere la realizzazione di ogni impianto, opera ed installazione utili alla conservazione, al risparmio e all'uso razionale dell'energia.

---

<sup>(27)</sup> Comma così modificato dall'*art. 1, comma 1120, lett. d), L. 27 dicembre 2006, n. 296, a decorrere dal 1° gennaio 2007*.

<sup>(28)</sup> Comma sostituito dall'*art. 16, comma 1-bis, D.Lgs. 19 agosto 2005, n. 192, come inserito dall'art. 7, comma 1, D.Lgs. 29 dicembre 2006, n. 311, a decorrere dal 2 febbraio 2007 e, successivamente, così modificato dall'art. 27, comma 22, L. 23 luglio 2009, n. 99, dal predetto art. 16, comma 1-bis, D.Lgs. 192/2005, come modificato dall'art. 18, comma 3, D.L. 4 giugno 2013, n. 63, convertito, con modificazioni, dalla L. 3 agosto 2013, n. 90 ed infine, dall'art. 28, comma 1, L. 11 dicembre 2012, n. 220, a decorrere dal 18 giugno 2013, ai sensi di quanto disposto dall'art. 32, comma 1, della medesima L. 220/2012*.

<sup>(29)</sup> Comma così modificato dall'*art. 28, comma 2, L. 11 dicembre 2012, n. 220, a decorrere dal 18 giugno 2013, ai sensi di quanto disposto dall'art. 32, comma 1, della medesima L. 220/2012*.

<sup>(30)</sup> Per la nuova disciplina in materia progettazione, messa in opera ed esercizio di edifici e di impianti, vedi gli *artt. 17, comma 3, lett. e) e 123, D.P.R. 6 giugno 2001, n. 380*.

(...)

## Norme per la tutela, governo ed uso del territorio - Legge urbanistica della Calabria

---

(1) Pubblicata nel B.U. Calabria 23 aprile 2002, n. 7, supplemento straordinario n. 3.

(2) Vedi anche, per le norme transitorie, l'art. 30, comma 1, L.R. 19 ottobre 2009, n. 34. Vedi altresì la Circ. 7 marzo 2003, n. 770 e la Deliba .G.R. 14 settembre 2010, n. 606.

---

### TITOLO I

#### Disposizioni generali

##### Art. 1

Oggetto della legge.

1. La presente legge, in attuazione dei principi di partecipazione e sussidiarietà, e nel quadro dell'ordinamento della Repubblica e dell'Unione Europea, disciplina la pianificazione, la tutela ed il recupero del territorio regionale, nonché l'esercizio delle competenze e delle funzioni amministrative ad esso attinenti.

2. La Regione Calabria, pertanto:

a) assicura un efficace ed efficiente sistema di programmazione e pianificazione territoriale orientato allo sviluppo sostenibile del territorio regionale, da perseguire con un'azione congiunta di tutti i settori interessati, che garantisca l'integrità fisica e culturale del territorio regionale, nonché il miglioramento della qualità della vita dei cittadini, dei connotati di civiltà degli insediamenti urbani, delle connessioni fisiche e immateriali dirette allo sviluppo produttivo e all'esercizio della libertà dei membri della collettività calabrese;

b) promuove un uso appropriato delle risorse ambientali, naturali, territoriali e storico-culturali anche tramite le linee di pianificazione paesaggistica <sup>(3)</sup>;

c) detta norme sull'esercizio delle competenze esercitate ai diversi livelli istituzionali al fine di promuovere modalità di raccordo funzionale tra gli strumenti di pianificazione e valorizzazione del suolo, attraverso la rimodulazione delle diverse competenze;

d) favorisce la cooperazione tra la Regione, le province, i comuni e le comunità montane, e valorizza la concertazione tra le forze economiche, sociali, culturali e professionali ed i soggetti comunque interessati alla formazione degli strumenti di pianificazione, o la cui attività pubblica o d'interesse pubblico possa essere incidente sull'assetto del territorio;

e) garantisce la semplificazione dei procedimenti amministrativi, assicurando la trasparenza dei processi decisionali e promuove la partecipazione dei cittadini alla formazione delle scelte che incidono sulla qualità dello sviluppo e sull'uso delle risorse ambientali.

3. Ciascuna Amministrazione titolare di poteri di pianificazione territoriale ed urbanistica, contestualmente all'atto che dà avvio ai procedimenti previsti dalla presente legge, nomina, ai sensi dell'*articolo 4 della legge 7 agosto 1990, n. 241* e successive modificazioni ed integrazioni, un responsabile dell'intero procedimento affidandogli, altresì, il compito di curare le attività relative alla pubblicità dello stesso e di assicurare a chiunque la conoscenza tempestiva delle decisioni e l'accesso ai relativi supporti conoscitivi e di adottare le forme più idonee per favorire la partecipazione dei cittadini singoli o associati al processo decisionale. Il responsabile del procedimento redige il fascicolo della partecipazione e della concertazione, consistente in una relazione dettagliata sulle attività di partecipazione con i cittadini e sulla concertazione tra gli enti territoriali. Il fascicolo è parte integrante del documento preliminare del PSC/PSA e della VAS" <sup>(4)</sup>.

4. La Giunta regionale, al fine di garantire l'omogeneità della documentazione nel territorio regionale, entro 60 giorni dalla data di entrata in vigore della presente legge, con proprio atto individua gli elaborati ed ogni altra documentazione tecnica facente parte degli strumenti di pianificazione territoriale.

---

(3) Lettera così modificata dall'art. 1, primo comma, primo alinea, L.R. 24 novembre 2006, n. 14.

(4) Comma così modificato dall'art. 1, L.R. 10 agosto 2012, n. 35, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 40 della medesima legge).

---

**Art. 2***Partecipazione.*

1. Nei procedimenti di formazione ed approvazione degli strumenti di pianificazione territoriale ed urbanistica sono assicurate:

a) la concertazione con le forze economiche e sociali nonché con le categorie tecnico-professionali, in merito agli obiettivi strategici e di sviluppo da perseguire;

b) le specifiche forme di pubblicità per la tutela degli interessi coinvolti, anche diffusi;

c) il raccordo tra i soggetti preposti alla gestione degli strumenti di pianificazione territoriale ed urbanistica, i soggetti preposti alla salvaguardia dei beni e delle risorse presenti sul territorio, i soggetti titolari della gestione di attività incidenti sul territorio, con particolare riferimento alla mobilità delle persone e delle merci, all'energia, al turismo, al commercio e alle altre attività produttive rilevanti.

2. Nell'ambito della formazione degli strumenti che incidono direttamente su situazioni giuridiche soggettive, deve essere garantita la partecipazione dei soggetti interessati al procedimento, attraverso la più ampia pubblicità degli atti comunque concernenti la pianificazione, assicurando altresì il tempestivo ed adeguato esame delle deduzioni dei soggetti interessati e l'indicazione delle motivazioni in merito all'accoglimento o meno delle stesse.

3. I comuni pubblicano nell'albo pretorio e sul sito internet istituzionale, gli strumenti urbanistici vigenti ed in itinere, le delibere, le determine, i progetti edilizi ed infrastrutturali di iniziativa pubblica, ovvero tutti gli atti di pianificazione e gestione del territorio ed i provvedimenti amministrativi, comprese le istanze dei privati per la trasformazione del territorio e i relativi titoli abilitativi ivi compresi i nominativi dei progettisti e direttori dei lavori. Sono altresì pubblicati gli atti di partecipazione popolare ai processi decisionali, i documenti, i resoconti, le memorie e le note dei cittadini singoli o associati dei processi di partecipazione ed il contenuto del fascicolo della partecipazione e della concertazione, ovvero tutti gli atti dei laboratori di cui all'articolo 11 <sup>(5)</sup>.

4. La mancata pubblicazione delle comunicazioni di cui al comma precedente, delle quali viene tenuto apposito registro accessibile al pubblico presso il responsabile del procedimento, comporta l'inefficacia degli atti, che può essere fatta rilevare da chiunque vi abbia interesse. La corretta tenuta del registro è affidata al responsabile del procedimento anche per le eventuali conseguenze della citata inefficacia <sup>(6)</sup>.

---

*(5) Comma così sostituito dall'art. 2, comma 1, L.R. 10 agosto 2012, n. 35, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 40 della medesima legge). Il testo originario era così formulato: «3. Ogni Comune, entro sessanta giorni dall'entrata in vigore della presente legge, individua un apposito luogo della casa comunale, immediatamente accessibile al pubblico ovvero sul prospetto principale della stessa, nel quale sono affisse in modo visibile per trenta giorni continuativi, le comunicazioni degli atti e provvedimenti adottati in merito all'attività edilizia ed urbanistica in corso nel territorio comunale. Nelle predette comunicazioni sono contestualmente indicate le modalità per accedere al testo integrale degli atti e provvedimenti.».*

*(6) Comma così modificato dall'art. 2, comma 2, L.R. 10 agosto 2012, n. 35, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 40 della medesima legge).*

**Art. 3***Principi generali della Pianificazione territoriale urbanistica <sup>(7)</sup>.*

1. La pianificazione territoriale ed urbanistica si fonda sul principio della chiara e motivata esplicitazione delle proprie determinazioni. A tal fine le scelte operate sono elaborate sulla base della conoscenza, sistematicamente acquisita, dei caratteri fisici, morfologici ed ambientali del territorio, delle risorse, dei valori e dei vincoli territoriali anche di natura archeologica, delle utilizzazioni in corso, dello stato della pianificazione in atto, delle previsioni dell'andamento demografico e migratorio, nonché delle dinamiche della trasformazione economico-sociale, e sono definite sia attraverso la comparazione dei valori e degli interessi coinvolti, sia sulla base del principio generale della sostenibilità ambientale dello sviluppo.

2. La pianificazione territoriale e urbanistica si informa ai seguenti obiettivi generali:

a) promuovere un ordinato sviluppo del territorio, dei tessuti urbani e del sistema produttivo di norma in maniera contigua tale da favorire la continuità urbana in luogo dell'isolamento e dispersione, al fine di attuare un reale risparmio del territorio ed evitare realizzazioni di opere di urbanizzazione primaria, da parte dell'ente pubblico, necessari al servizio di nuclei sparsi <sup>(8)</sup>;



- b) assicurare che i processi di trasformazione preservino da alterazioni irreversibili i connotati materiali essenziali del territorio e delle sue singole componenti e ne mantengano i connotati culturali conferiti dalle vicende naturali e storiche;
- c) migliorare la qualità della vita e la salubrità degli insediamenti urbani;
- d) ridurre e mitigare l'impatto degli insediamenti sui sistemi naturali e ambientali;
- e) promuovere la salvaguardia, la valorizzazione ed il miglioramento delle qualità ambientali, architettoniche, culturali e sociali del territorio urbano, attraverso interventi di riqualificazione del tessuto esistente, finalizzati anche ad eliminare le situazioni di svantaggio territoriale;
- f) prevedere l'utilizzazione di nuovo territorio solo quando non sussistano alternative derivanti dalla sostituzione dei tessuti insediativi esistenti, ovvero dalla loro riorganizzazione e riqualificazione ovvero dai riempimenti dei cosiddetti vuoti urbani o aree a margine, fermo restando il soddisfacimento degli standard urbanistici per evitare nuclei isolati o sparsi sul territorio <sup>(9)</sup>.

---

(7) Vedi, anche, la Delib.G.R. 23 dicembre 2005, n. 1136.

(8) Comma così modificato dall'art. 3, comma 1, L.R. 10 agosto 2012, n. 35, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 40 della medesima legge).

(9) Comma così modificato dall'art. 3, comma 2, L.R. 10 agosto 2012, n. 35, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 40 della medesima legge).

---

#### **Art. 4**

##### *Sussidiarietà.*

1. Sono demandate ai comuni tutte le funzioni relative al governo del territorio non espressamente attribuite dall'ordinamento e dalla presente legge alla Regione ed alle province, le quali esercitano esclusivamente le funzioni di pianificazione che implicano scelte di interesse sovracomunale.

---

#### **Art. 5**

##### *I sistemi della Pianificazione territoriale urbanistica.*

1. I sistemi naturalistico-ambientale, insediativo e relazionale della Regione Calabria sono oggetto della pianificazione territoriale e urbanistica:

- a) il sistema naturalistico ambientale è costituito dall'intero territorio regionale non interessato dagli insediamenti e/o dalle reti dell'armatura urbana ma con gli stessi interagente nei processi di trasformazione, conservazione e riqualificazione territoriale;
- b) il sistema insediativo è costituito dagli insediamenti urbani periurbani e diffusi, residenziali, industriali/artigianali, agricolo-produttivi e turistici;
- c) il sistema relazionale è costituito dalle reti della viabilità stradale e ferroviaria; dalle reti di distribuzione energetica, dalle comunicazioni, dai porti, aeroporti ed interporti, centri di scambio intermodale.

2. La definizione dei sistemi di cui al comma precedente è compito prioritario e specifico della Regione che vi provvede attraverso la redazione del Quadro Territoriale Regionale (Q.T.R.), individuando <sup>(10)</sup>:

a) per il sistema naturalistico-ambientale:

- le unità geomorfologiche e paesaggistiche ambientali;
- i corridoi di conflittualità ambientale;
- i corridoi di continuità ambientale;
- gli areali civici e collettivi silvo-ambientali <sup>(11)</sup>;

- gli areali di valore;
- gli areali di rischio;
- gli areali di conflittualità;
- gli areali di abbandono/degrado;
- gli areali di frattura della continuità morfologica - ambientale;

b) per il sistema insediativo:

- gli ambiti urbani suddivisi in:
  - suoli urbanizzati comprensivi dell'edificato, dei vuoti, delle aree a margine dimensionate in rapporto all'effettiva necessità di crescita dell'esigenza volumetrica nel breve periodo <sup>(12)</sup>;
  - suoli non urbanizzati;
  - suoli riservati all'armatura urbana;
- gli ambiti periurbani suddivisi in:
  - suoli agricoli abbandonati contigui agli ambiti urbani;
  - suoli agricoli di uso civico e collettivi contigui agli ambiti urbani <sup>(13)</sup>;
  - sistemi insediativi diffusi extraurbani privi di organicità;

c) per il sistema relazionale che in ambito urbano fa parte dei suoli riservati all'armatura urbana:

- il sistema della viabilità stradale costituito dalle strade statali, regionali, provinciali, comunali e/o vicinali;
- il sistema ferroviario, costituito dalla rete delle ferrovie statali, regionali e/o in concessione;
- il sistema dei porti ed aeroporti, interporti/centri di scambio intermodale;
- il sistema delle reti energetiche, costituito da elettrodotti, metanodotti, oleodotti, acquedotti;
- il sistema delle telecomunicazioni, costituito dalle reti e dai nodi dei sistemi telefonici, informatici e simili.

3. I sistemi di cui al comma 1 devono essere considerati anche con riferimento alla loro eventuale continuità relazionale con i territori delle Regioni limitrofe.

---

(10) *Alinea così modificato dall'art. 1, primo comma, secondo alinea, L.R. 24 novembre 2006, n. 14.*

(11) *Alinea aggiunto dall'art. 1, primo comma, terzo alinea, L.R. 24 novembre 2006, n. 14.*

(12) *Alinea così modificato dall'art. 4, L.R. 10 agosto 2012, n. 35, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 40 della medesima legge).*

(13) *Alinea aggiunto dall'art. 1, primo comma, quarto alinea, L.R. 24 novembre 2006, n. 14.*

---

## **Art. 6**

*Modalità di intervento e di uso.*

1. La pianificazione territoriale ed urbanistica si attua, ai fini della presente legge, attraverso definizioni, valutazioni e previsioni di intervento e di uso del territorio.

2. Le modalità di intervento si articolano in azioni tipologiche nell'ordine di priorità così definite <sup>(14)</sup>:

- a) conservazione: il cui fine è mantenere, ripristinare o restaurare i connotati costitutivi dei sistemi naturalistico ambientali, insediativi e relazionali, ovvero di loro parti o componenti, nonché degli usi compatibili a loro afferenti;
- b) trasformazione: il cui fine è l'adeguamento dei sistemi naturalistico-ambientali, insediativi e relazionali, ovvero di loro parti o componenti, mediante l'introduzione di nuove soluzioni funzionali e di forma, purché compatibili con i loro connotati costitutivi e di uso;
- c) nuovo impianto: il cui fine è la previsione di ampliamenti e/o di nuove parti dei sistemi insediativi e relazionali, eventualmente mutando le condizioni naturali preesistenti, previa verifica di compatibilità e di coerenza e sempre nel rispetto dell'organicità del disegno urbano <sup>(15)</sup>.

3. Le modalità d'uso si articolano nelle seguenti tipologie:

- a) insediativa;
- b) produttiva;
- c) culturale per la crescita sociale dei singoli e delle comunità;
- d) infrastrutturale, materiale ed immateriale;
- e) agricola-forestale;
- f) uso misto.

---

*(14) Alinea introduttivo così modificato dall'art. 5, comma 1, L.R. 10 agosto 2012, n. 35, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 40 della medesima legge).*

*(15) Lettera così modificata dall'art. 5, comma 2, L.R. 10 agosto 2012, n. 35, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 40 della medesima legge).*

---

## **Art. 7**

*Gli ambiti della pianificazione territoriale.*

1. Sono ambiti istituzionali di pianificazione:

- a) il territorio regionale;
- b) il territorio delle province;
- b-bis) il territorio della Città metropolitana di Reggio Calabria <sup>(16)</sup>;
- c) il territorio dei comuni, dei loro consorzi e delle loro unioni;
- d) gli ambiti territoriali e gli specchi d'acqua compresi nei parchi e nelle riserve naturali nazionali e regionali;
- e) gli ambiti territoriali compresi nei bacini regionali ed interregionali nonché quelli di pianificazione paesaggistica, come definiti dal QTR ai sensi degli articoli 135, 143 e 146, D.Lgs. n. 42/2004 <sup>(17)</sup>;
- f) i territori dei consorzi di bonifica;
- g) i territori dei Consorzi e ASI Industriali <sup>(18)</sup>.

---

*(16) Lettera aggiunta dall'art. 1, comma 1, lettera a), L.R. 31 dicembre 2015, n. 40, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 27, comma 2, L.R. n. 40/2015).*

*(17) Lettera così modificata dall'art. 1, primo comma, quinto alinea, L.R. 24 novembre 2006, n. 14.*

(18) Lettera aggiunta dall'art. 6, L.R. 10 agosto 2012, n. 35, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 40 della medesima legge).

## **Art. 8**

*Sistema informativo territoriale e Osservatorio delle trasformazioni territoriali (S.I.T.O.).*

1. È istituito presso l'Assessorato all'urbanistica e governo del territorio della Regione il Sistema Informativo Territoriale e l'Osservatorio delle trasformazioni territoriali (S.I.T.O.) <sup>(19)</sup>. In esso confluiscono tutti gli atti di pianificazione, le informazioni cartografiche realizzate degli Enti ed Organismi regionali e sub-regionali e le risorse a tale scopo destinate.

2. Il S.I.T.O. costituisce lo strumento conoscitivo di base per la definizione delle strategie e degli atti di governo del territorio, ivi compresa l'allocazione in quest'ultimo delle risorse, per la verifica dei loro effetti.

3. Il S.I.T.O.:

a) cura la realizzazione della cartografia di base regionale e delinea norme e criteri per la formazione della cartografia tematica informatizzata;

b) approfondisce e diffonde la conoscenza delle risorse e delle trasformazioni del territorio regionale;

c) fornisce ai soggetti competenti per la programmazione economica ed alla pianificazione territoriale ed urbanistica le informazioni necessarie per la redazione, la verifica e l'adeguamento dei diversi strumenti, comprese le informazioni riguardanti i progetti d'intervento finanziati e/o cofinanziati dall'Unione, dello Stato e delle altre regioni;

d) registra gli effetti indotti dall'applicazione delle normative e dall'azione di trasformazione del territorio;

e) sviluppa e coordina i flussi informativi tra gli enti titolari dell'informazione territoriale presenti nella Regione; i flussi ed i dati suddetti vengono costantemente implementati dalle informazioni trasmesse dalle Amministrazioni Comunali e dagli altri enti titolari di potestà urbanistica concernenti il rilascio dei permessi di costruire e di altri atti abilitativi rilevanti ai fini del presente articolo; a tal fine il S.I.T.O. si implementa di un sistema di collegamento costante con gli sportelli unici per l'edilizia istituiti presso le province ed i comuni ai sensi dell'art. 71 <sup>(20)</sup>;

f) predispone criteri, requisiti e metodi di misurazione dell'efficienza e dell'efficacia delle procedure di allocazione delle risorse nel territorio e degli strumenti urbanistici, nonché delle loro interrelazioni e modalità di attuazione, anche ai fini dell'attività normativa di indirizzo e di coordinamento della Regione e degli enti locali;

g) favorisce la conoscenza dei dati relativi ad esperienze rilevanti realizzate nell'Unione, nella Repubblica e nella Regione riguardanti le metodologie tecniche e i risultati ottenuti nella pianificazione e gestione del territorio;

h) stabilisce collegamenti con i corrispondenti servizi informativi dell'Unione, della Repubblica e delle altre regioni;

i) promuove servizi di informazione al cittadino.

4. Il S.I.T.O. realizza, altresì, annualmente:

a) il programma regionale delle attività in ordine alle procedure di allocazione delle risorse, agli strumenti conoscitivi e di controllo di queste sul piano territoriale con le connesse rilevazioni cartografiche;

b) la sintesi informativa in ordine alle trasformazioni territoriali regionali e al relativo contesto geo-economico.

5. La Giunta regionale, su proposta dell'Assessore all'urbanistica e governo del territorio, sentita la commissione consiliare competente nonché la rappresentanza dell'U.P.I., dell'A.N.C.I., dell'U.N.C.E.M. e della Lega delle Autonomie Locali predispone ed approva nel termine di 120 giorni dalla entrata in vigore della presente legge, la delibera di costituzione ed organizzazione del S.I.T.O., comprensiva delle dotazioni organiche, strumentali e finanziarie del sistema stesso <sup>(21)</sup>.

6. Il S.I.T.O. trasmette ogni anno al Consiglio regionale, in occasione della presentazione della proposta del bilancio regionale di previsione, una dettagliata relazione, da pubblicare sul Bollettino Ufficiale della Regione, sullo stato di avanzamento del processo di pianificazione territoriale e sullo stato di attuazione delle relative previsioni.

7. In sede di applicazione delle norme del presente articolo sono fatti salvi i contenuti e gli effetti della Delib.G.R. 4 dicembre 2000, n. 1008 e della Delib.G.R. 26 febbraio 2002, n. 145 <sup>(22)</sup>.

8. I comuni sono obbligati a produrre i dati del PSC/PSA in conformità agli standard definiti nell'Allegato "A" che costituisce parte integrante della presente legge. Entro novanta giorni dall'avvenuta approvazione da parte dei consigli comunali, i comuni trasmettono al Dipartimento regionale n. 8 - Settore 2 SITO e Cartografia, gli elaborati di Piano. Il SITO entro sessanta giorni dalla ricezione, ne attesta la conformità agli standard di cui all'allegato "A". L'allegato "A", inoltre, possiede l'efficacia dell'atto di cui all'articolo 1, comma 4, della presente legge <sup>(23)</sup>.

---

(19) *Periodo così modificato dall'art. 1, primo comma, sesto alinea, L.R. 24 novembre 2006, n. 14.*

(20) *Lettera così modificata dall'art. 1, primo comma, settimo alinea, L.R. 24 novembre 2006, n. 14.*

(21) *Comma così modificato dall'art. 1, primo comma, ottavo alinea, L.R. 24 novembre 2006, n. 14.*

(22) *Comma aggiunto dall'art. 6, comma 9, L.R. 22 maggio 2002, n. 23.*

(23) *Comma aggiunto dall'art. 7, L.R. 10 agosto 2012, n. 35, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 40 della medesima legge).*

---

#### **Art. 8-bis**

*Politica del paesaggio e istituzione dell'Osservatorio Regionale per il Paesaggio <sup>(24)</sup>.*

1. La Regione recepisce la Convenzione Europea del Paesaggio firmata a Firenze il 20 ottobre 2000 e ratificata con *legge n. 14/2006*, aderisce alla RECEP (Rete Europea degli Enti territoriali per l'attuazione della Convenzione Europea del Paesaggio) e attua i contenuti della "Carta Calabrese del Paesaggio" sottoscritta il 22 giugno 2006 da Regione, Province, ANCI, Università, Parchi e Direzione regionale per i Beni culturali e Paesaggistici.

2. In attuazione della Convenzione Europea del Paesaggio e della "Carta Calabrese del Paesaggio", la Giunta regionale, su proposta dell'Assessore all'Urbanistica e Governo del Territorio, istituisce "l'Osservatorio Regionale per il Paesaggio" con lo scopo di promuovere azioni specifiche per l'affermazione di una politica di salvaguardia e valorizzazione del paesaggio nel rispetto della normativa nazionale vigente <sup>(25)</sup>.

3. Le funzioni esercitate dall'Osservatorio Regionale per il Paesaggio sono le seguenti:

a) coordina l'attività culturale, scientifica e organizzativa in materia di sensibilizzazione, formazione ed educazione, fornendo supporto tecnico e scientifico all'attuazione delle leggi nazionali e regionali in materia, e promuovendo il raccordo con gli organi di competenza statale ed europea;

b) elabora e gestisce strumenti per la tutela-valorizzazione del Paesaggio su tutto il territorio regionale, anche attraverso la redazione di appositi strumenti di rilevazione finalizzati alla identificazione - caratterizzazione degli ambiti paesaggistici della Calabria;

c) coordina, le attività di manutenzione e aggiornamento della Banca dati appositamente costruita per la identificazione dei sistemi paesaggistici della Regione;

d) promuove il raccordo tra le azioni della Regione e degli Enti locali per la promozione del territorio partecipando alla definizione degli obiettivi strategici degli Assessorati regionali e della Commissione Consiliare competente direttamente o indirettamente interessati ai temi del Paesaggio.

4. In attuazione della Carta Calabrese del Paesaggio, l'Assessorato regionale all'Urbanistica e Governo del territorio elabora il Documento relativo alla "Politica del Paesaggio per la Calabria". Il suddetto documento finalizzato a definire i principi generali, le strategie e gli orientamenti che consentono l'adozione, da parte degli enti competenti, di misure specifiche finalizzate a salvaguardare, gestire e/o progettare il paesaggio in tutto il territorio regionale, dovrà essere elaborato in sintonia con le "Linee-Guida della Pianificazione Regionale" e costituirà parte integrante del Quadro Territoriale Regionale. Esso dovrà essere sottoposto al parere vincolante della Commissione Consiliare di competenza <sup>(26)</sup>.

5. Gli enti territoriali, elaborando il quadro conoscitivo della propria strumentazione urbanistica, possono individuare i paesaggi caratterizzanti e identitari da tutelare e valorizzare o potenziare e trasmettere le risultanze all'Osservatorio regionale sul paesaggio che ne cura la catalogazione e la diffusione culturale <sup>(27)</sup>.

---

(24) Vedi, anche, la Delib.G.R. 30 dicembre 2013, n. 501.

(25) Comma così modificato dall'art. 1, commi 1 e 2, L.R. 28 dicembre 2007, n. 29.

(26) Articolo aggiunto dall'art. 1, primo comma, nono alinea, L.R. 24 novembre 2006, n. 14, poi così modificato come indicato nella nota che precede.

(27) Comma aggiunto dall'art. 8, L.R. 10 agosto 2012, n. 35, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 40 della medesima legge).

---

## Art. 9

*Misure organizzative straordinarie per il supporto alla redazione degli strumenti di pianificazione territoriale ed urbanistica* <sup>(28)</sup>.

1. Al fine di imprimere un'accelerazione nella redazione degli strumenti di pianificazione territoriale ed urbanistica previsti dalla presente legge, il Settore Urbanistica del Dipartimento Ambiente e Territorio assicura il raccordo delle diverse funzioni regionali coinvolte nel procedimento di formazione dei suddetti strumenti di pianificazione. La Giunta regionale, entro quarantacinque giorni dalla data di entrata in vigore della presente legge, su proposta dell'Assessore alla pianificazione territoriale ed urbanistica, approva un disciplinare operativo allo scopo di regolamentare lo svolgimento delle funzioni medesime <sup>(29)</sup>.

2. Il Settore di cui al comma 1, inoltre, con il contributo dei rappresentanti dei dipartimenti regionali preposti ad esprimere parere obbligatorio nella fase di formazione degli strumenti di pianificazione territoriale ed urbanistica, ciascuno per la propria competenza, assicura che gli atti di governo territoriali si formino nel rispetto dei termini e delle disposizioni della presente legge e dei relativi regolamenti di attuazione, in conformità ed in coerenza con gli strumenti di pianificazione sovraordinati. A tal fine, svolge in particolare le seguenti funzioni:

a) certifica il quadro conoscitivo del Piano, sulla scorta dei dati territoriali tematici forniti dal SITO di cui all'articolo 8, quale contributo per l'elaborazione dello stesso da parte degli enti interessati;

b) esprime, per conto dell'Amministrazione regionale, il parere preliminare da rendere in seno alla conferenza di pianificazione di cui all'articolo 13, sul documento preliminare del Piano e sul REU di cui all'articolo 27, integrato dall'indicazione della perimetrazione dell'area da assoggettare a piano comunale di spiaggia di cui all'articolo 24, per i comuni costieri non ancora dotati, e del Rapporto Ambientale Preliminare di cui all'articolo 13, comma 1, del decreto legislativo 3 aprile 2006, n. 152 (Norme in materia ambientale), e all'articolo 23, comma 1, del Reg. reg. 4 agosto 2008, n. 3 (Regolamento regionale delle procedure di Valutazione di Impatto ambientale, di Valutazione ambientale strategica e delle procedure di rilascio delle Autorizzazioni Integrate Ambientali);

c) esprime per conto della Regione, secondo quanto disposto dall'articolo 27, dall'articolo 15 del D.Lgs. n. 152/2006 e dall'articolo 25 del Reg. reg. n. 3/2008, il parere definitivo motivato sul Piano e sul REU adottati, integrato dall'indicazione della perimetrazione dell'area da assoggettare a piano comunale di spiaggia di cui all'articolo 24, per i comuni costieri non ancora dotati, completo del Rapporto Ambientale e della Sintesi non tecnica, previa verifica del recepimento delle osservazioni formulate nel parere preliminare e dello svolgimento delle consultazioni, ai sensi dell'articolo 14 del D.Lgs. n. 152/2006 e dell'articolo 24 del Reg. reg. n. 3/2008.

3. Le misure organizzative di cui al presente articolo non possono determinare nuovi o maggiori oneri finanziari a carico del bilancio regionale.

---

(28) Articolo prima modificato dall'art. 1, L.R. 24 novembre 2006, n. 14 e poi così sostituito dall'art. 2, comma 1, L.R. 31 dicembre 2015, n. 40, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 27, comma 2, L.R. n. 40/2015). Il testo precedente era così formulato: «Art. 9 - Nucleo di valutazione urbanistico-territoriale. 1. La Giunta regionale, su proposta dell'Assessore all'urbanistica e governo del territorio istituisce il nucleo di valutazione urbanistico-territoriale della Regione Calabria.

2. È compito del nucleo:

a) monitorare le attività di valutazione di cui al successivo art. 10;

b) esprimere alla Giunta regionale pareri in merito alla definizione del Q.T.R. ed i suoi rapporti con il Sistema Informativo Territoriale; parere sulle prescrizioni di carattere territoriale degli atti e documenti della pianificazione settoriale regionale e loro traduzione in termini informatici;

c) predisporre un rapporto annuale sullo stato della pianificazione del territorio regionale da presentarsi alla Giunta regionale che con proprio parere, entro 30 giorni dalla ricezione, lo trasmetterà con propria delibera al Consiglio regionale per la definitiva approvazione;

d) fornire, su richiesta, ogni forma di assistenza alle strutture del S.I.T.O. e agli sportelli unici per l'edilizia.

3. Del nucleo di valutazione fanno parte:

a) l'Assessore regionale all'Urbanistica e governo del territorio che lo presiede;

b) i dirigenti dei servizi urbanistica e governo del territorio del dipartimento regionale;

c) il segretario dell'Autorità di bacino;

d) gli assessori provinciali delegati dalla Giunta provinciale;

e) un delegato dell'ANCI, uno dell'UNCCEM e uno dell'ANCE;

f) un delegato in rappresentanza di ogni parco della Regione Calabria;

g) un rappresentante per ciascuno degli Ordini professionali degli architetti, pianificatori, paesaggisti, conservatori, degli ingegneri, dei geologi, degli agronomi e forestali, nonché dei geometri;

h) un rappresentante designato da ciascuna università calabrese;

i) un rappresentante dell'Unione regionale delle bonifiche;

j) un rappresentante dell'Unione piccoli Comuni;

k) un rappresentante unitario delle organizzazioni ambientaliste e protezioniste;

l) un rappresentante delle organizzazioni sindacali dei lavoratori;

m) un delegato della Lega delle Autonomie locali;

n) un rappresentante per ogni consorzio per le aree o nuclei di sviluppo industriale;

o) un delegato dell'autorità marittima territoriale.

4. da 5 esperti nominati dal Presidente della Giunta regionale, su proposta dell'Assessore regionale all'Urbanistica e Governo del Territorio, con particolare competenza in materia di pianificazione urbanistica, territoriale, tutela e conservazione del patrimonio storico architettonico e paesaggistico della Calabria e di difesa e gestione del rischio geologico, idrogeologico e di riduzione del rischio sismico.

5. I componenti il Nucleo di Valutazione sono nominati con decreto del Presidente della Giunta regionale e durano in carica per l'intera durata della legislatura e comunque fino alla designazione dei sostituti.

6. La legge regionale di bilancio approvata nell'anno di costituzione del nucleo provvederà alla allocazione dei relativi oneri per il funzionamento del nucleo stesso nel corso della legislatura.».

(29) Per l'interpretazione autentica di quanto previsto dal presente comma, vedi l'art. 27, comma 1, lettera a), L.R. 31 dicembre 2015, n. 40.

---

### **Art. 9-bis**

*Nucleo di valutazione urbanistico-territoriale.* <sup>(30)</sup>

1. La Giunta regionale, su proposta dell'Assessore all'urbanistica e governo del territorio, istituisce il nucleo di valutazione urbanistico-territoriale della Regione Calabria.

2. È compito del nucleo:

a) monitorare le attività di valutazione di cui all'articolo 10;

b) esprimere alla Giunta regionale pareri in merito alla definizione del QTR ed i suoi rapporti con il Sistema Informativo Territoriale (SITO), nonché sulle prescrizioni di carattere territoriale degli atti e dei documenti della pianificazione settoriale regionale e della loro traduzione in termini informatici;

c) predisporre un rapporto annuale sullo stato della pianificazione del territorio regionale da presentarsi alla Giunta regionale che esprime parere, entro 30 giorni dalla ricezione, e lo trasmette, con propria delibera, al Consiglio regionale per la definitiva approvazione;

d) fornire, su richiesta, ogni forma di assistenza alle strutture del SITO e agli sportelli unici per l'edilizia.

3. Il nucleo di valutazione è composto da:

a) l'Assessore regionale all'urbanistica e al governo del territorio, che lo presiede;

b) i dirigenti dei settori urbanistica e governo del territorio del dipartimento regionale;

c) il segretario dell'Autorità di bacino regionale;

d) i rappresentanti delegati dalla Provincia;

e) un delegato dell'Associazione nazionale comuni italiani (ANCI) e uno dell'Associazione nazionale costruttori edili (ANCE);

f) un delegato in rappresentanza di ogni parco della Regione Calabria;

g) un rappresentante per ciascuno degli Ordini professionali degli architetti, pianificatori, paesaggisti, conservatori, degli ingegneri, dei geologi, degli agronomi e forestali, nonché dei geometri;

h) un rappresentante designato da ciascuna università calabrese;

i) un rappresentante dell'Unione regionale delle bonifiche e delle irrigazioni;

j) un rappresentante dell'Unione piccoli Comuni;

k) un rappresentante unitario delle organizzazioni ambientaliste e protezioniste;

l) un rappresentante delle organizzazioni sindacali dei lavoratori;

m) un delegato della Lega delle Autonomie locali;

n) un rappresentante del Consorzio regionale per lo sviluppo delle attività produttive (CORAP);

o) un delegato dell'autorità marittima territoriale;

p) un rappresentante della Città metropolitana di Reggio Calabria;

q) cinque esperti nominati dal Presidente della Giunta regionale, su proposta dell'Assessore regionale all'urbanistica e al governo del territorio, con particolare competenza in materia di pianificazione urbanistica, territoriale, tutela e conservazione del patrimonio storico, architettonico e paesaggistico della Calabria, di difesa e gestione del rischio geologico, idrogeologico e di riduzione del rischio sismico.

4. I componenti del nucleo di valutazione sono nominati con decreto del Presidente della Giunta regionale e durano in carica per l'intera legislatura e, comunque, fino alla designazione dei sostituti.

5. La legge regionale di bilancio approvata nell'anno di costituzione del nucleo provvede alla allocazione dei relativi oneri per il funzionamento del nucleo stesso nel corso della legislatura.

---

*(30) Articolo aggiunto dall'art. 3, comma 1, L.R. 31 dicembre 2015, n. 40, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 27, comma 2, L.R. n. 40/2015).*

---



**Art. 10***Valutazione ambientale strategica* <sup>(31)</sup>.

1. La Regione, le provincie e i comuni provvedono, nell'ambito dei procedimenti di elaborazione e di approvazione degli strumenti di pianificazione urbanistica e territoriale, alla valutazione preventiva della sostenibilità ambientale e territoriale. Essa è effettuata conformemente alla legislazione nazionale e regionale nonché al regolamento vigente.

2. La Valutazione ambientale strategica è un processo obbligatorio nella fase di elaborazione, adozione e approvazione per tutti i piani e i programmi di cui all'articolo 6, comma 2 del D.Lgs. 152/06 ss.mm.ii. È finalizzata a garantire un elevato livello di protezione dell'ambiente nonché a contribuire all'integrazione delle considerazioni ambientali nel processo di elaborazione e di approvazione del piano, assicurando anche la coerenza tra i diversi livelli di pianificazione nella prospettiva dello sviluppo sostenibile. Tale processo comprende l'elaborazione di un Rapporto Ambientale Preliminare, l'eventuale svolgimento di una verifica di assoggettabilità, l'elaborazione del Rapporto Ambientale, lo svolgimento di consultazioni, la valutazione del piano o del programma, del rapporto e degli esiti delle consultazioni, l'espressione di un parere motivato, l'informazione sulla decisione ed il monitoraggio. In particolare la Valutazione ambientale, è un processo obbligatorio per gli strumenti di pianificazione urbanistica e territoriale previsti ai vari livelli dalla normativa nazionale e regionale.

3. Con riferimento alla pianificazione strutturale ed operativa la valutazione ambientale strategica è rivolta in particolare:

a) a perseguire la sostenibilità degli interventi antropici rispetto alla quantità e qualità delle acque superficiali e sotterranee, alla criticità idraulica del territorio ed all'approvvigionamento idrico, alla capacità di smaltimento dei reflui, ai fenomeni di dissesto idrogeologico e di instabilità geologica, alla riduzione ed alla prevenzione del rischio sismico, al risparmio e all'uso ottimale delle risorse energetiche e delle fonti rinnovabili;

b) a rendere possibile il restauro e la riqualificazione del territorio, con miglioramento della funzionalità complessiva attraverso una razionale distribuzione del peso insediativo della popolazione e delle diverse attività, con particolare riguardo alla riduzione del consumo di suolo;

c) a realizzare una rete di infrastrutture, impianti, opere e servizi che assicurino la circolazione delle persone, delle merci e delle informazioni, realizzata anche da sistemi di trasporto tradizionali od innovativi, con la relativa previsione di forme d'interscambio e connessione, adottando soluzioni tecniche e localizzative finalizzate alla massima riduzione degli impatti sull'ambiente.

4. La valutazione ambientale strategica si attua attraverso un processo di partecipazione che si sviluppa anche all'interno della conferenza di pianificazione, convocata ai sensi dell'articolo 13, ed accompagna l'intero processo di formazione, adozione e approvazione del piano. <sup>(32)</sup>

5. Il rapporto ambientale, redatto ai fini della VAS, ai sensi del D.Lgs. 152/06 e s.m.i., come parte integrante della proposta di piano oggetto di adozione, deve riguardare l'insieme degli impatti significativi, diretti ed indiretti, a breve, medio e a lungo termine, permanenti e temporanei, singoli, cumulativi e sinergici, positivi e negativi, che gli strumenti di pianificazione possono avere sull'ambiente e sul patrimonio culturale, compresi aspetti quali la biodiversità, la popolazione, la salute umana, la flora, il suolo e sottosuolo, l'acqua, il mare, le acque superficiali e sotterranee, l'aria, i fattori climatici, i beni materiali, il patrimonio architettonico e archeologico, il paesaggio, l'ambiente urbano e rurale e le loro reciproche interazioni. Esso deve essere elaborato nell'ambito della redazione del Piano e nel rispetto di quanto previsto dal D.Lgs. 152/06 e s.m.i. e dal regolamento regionale".

---

*(31) Il presente articolo, già modificato dall'art. 1, primo comma, quindicesimo, sedicesimo, diciassettesimo e diciottesimo alinea, L.R. 24 novembre 2006, n. 14 e dall'art. 49, comma 1, lett. a) e b), L.R. 12 giugno 2009, n. 19, è stato per così sostituito dall'art. 10, L.R. 10 agosto 2012, n. 35 (come sostituito, a sua volta, con avviso di errata corrige pubblicato nel B.U. 15 settembre 2012, n. 17, S.S. 24 novembre 2012, n. 2), a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 40 della stessa legge).*

*(32) Comma così modificato dall'art. 4, comma 1, lettere a) e b), L.R. 31 dicembre 2015, n. 40, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 27, comma 2, L.R. n. 40/2015).*

**TITOLO II****Partecipazione e Concertazione**

**Art. 11***Partecipazione dei cittadini.*

1. I procedimenti di formazione ed approvazione degli strumenti di governo del territorio, prevedono quali loro componenti essenziali:

a) la concertazione tra le amministrazioni procedenti e le forze sociali ed economiche sugli obiettivi della pianificazione attraverso la costituzione di Organismi consultivi cui partecipano le seguenti Associazioni regionali:

- un rappresentante dell'U.P.I.;

- un rappresentante dell'A.N.C.I.;

- un rappresentante dell'U.N.C.E.M.;

- un rappresentante dell'A.N.C.E.;

- un rappresentante per ciascuna delle Federazioni degli Ordini professionali degli architetti - pianificatori - paesaggisti - conservatori, degli agronomi, geologi ed ingegneri, nonché dei geometri;

- un rappresentante unitario delle organizzazioni ambientaliste e protezioniste, un rappresentante delle organizzazioni professionali agricole operanti sul territorio;

- un rappresentante dell'Associazione piccoli comuni (ANPC);

b) specifiche forme di pubblicità e di consultazione dei cittadini e delle associazioni costituite per la tutela d'interessi diffusi.

2. Gli Enti locali possono prevedere che, nei medesimi procedimenti, ai sensi del *D.Lgs. 18 agosto 2000, n. 267* e della *legge 7 agosto 1990, n. 241* e successive modificazioni ed integrazioni, siano previste ulteriori forme di pubblicità e di consultazione oltre a quelle della presente legge.

3. Nell'ambito della formazione degli strumenti che incidono direttamente su situazioni giuridiche soggettive, è garantita la partecipazione dei soggetti interessati al procedimento attraverso la più ampia pubblicità degli atti e documenti concernenti la pianificazione ed assicurando il tempestivo ed adeguato esame delle deduzioni dei soggetti intervenuti e l'indicazione delle motivazioni in merito all'accoglimento o meno delle stesse, anche ai sensi del precedente articolo 1.

4. Nell'attuazione delle previsioni di vincoli urbanistici preordinati all'esproprio deve essere garantito il diritto al contraddittorio degli interessati con l'amministrazione procedente.

5. Il responsabile del procedimento cura tutte le attività relative alla pubblicità, all'accesso agli atti e documenti ed alla partecipazione al procedimento d'approvazione. Il responsabile è individuato nell'atto d'avvio dei procedimenti di approvazione dei piani.

6. I Comuni per promuovere la partecipazione allargata dei cittadini alla definizione degli strumenti urbanistici e delle politiche di sviluppo e governo del territorio comunale nonché favorire una reale attività di partecipazione e condivisione collettiva anche per le attività progettuali riferite a opere di rilievo e di interesse pubblico e nel rispetto del principio della sostenibilità, istituiscono e gestiscono con personale adeguato, specifici "laboratori di partecipazione" che possono essere organizzati, in funzione delle specifiche necessità e situazioni anche in maniera diffusa, ma coordinata e in rete, nel contesto cittadino e più in generale territoriale e intercomunale. I laboratori di partecipazione, in relazione allo strumento urbanistico che si dovrà redigere e attuare (Strumenti di pianificazione comunale - strumenti di pianificazione comunale in forma associata, strumenti di pianificazione negoziata come definiti dalla presente legge e piani strategici e di sviluppo) ed anche in funzione di specifiche esigenze locali, possono essere articolati in:

a) laboratori urbani;

b) laboratori di quartiere;

c) laboratori territoriali <sup>(33)</sup>.

7. I laboratori urbani, attivati ad opera del RUP, sono organizzati preferibilmente attraverso un urban center comunale e associato. L'attività di partecipazione dei cittadini e di concertazione degli enti territoriali deve essere svolta sia per la strumentazione urbanistica generale e di dettaglio che per le opere pubbliche. Per le opere pubbliche, le attività di partecipazione e concertazione

sono svolte solamente quando non sono state previste in piani urbanistici già partecipati, e quando dispiegano effetti significativi su porzioni rilevanti di popolazione. L'eventuale attività di partecipazione deve avvenire con processi tracciabili, ovvero con uno schema informativo completo sia sul sito internet di riferimento che in forma cartacea. Le osservazioni e gli interventi, espressi durante l'attività di partecipazione, sono riportati nel fascicolo della partecipazione e della concertazione. Le opere pubbliche predisposte in funzione di manifestazioni d'interesse per contributi di natura regionale, statale o comunitaria, le opere predisposte con il requisito di urgenza per interesse pubblico o pubblica sicurezza e le opere per le quali vi siano termini perentori non compatibili con le attività di partecipazione non sono sottoposte agli adempimenti del presente comma <sup>(34)</sup>.

---

(33) *Comma aggiunto dall'art. 1, primo comma, diciannovesimo alinea, L.R. 24 novembre 2006, n. 14.*

(34) *Comma aggiunto dall'art. 11, L.R. 10 agosto 2012, n. 35, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 40 della medesima legge).*

---

## **Art. 12**

### *Concertazione istituzionale.*

1. La Regione, le province e i comuni, nella formazione degli strumenti di pianificazione territoriale e urbanistica, conformano la propria attività al metodo della concertazione con gli altri Enti pubblici territoriali e con le altre Amministrazioni preposte alla cura degli interessi pubblici coinvolti.
2. Sono strumenti della concertazione istituzionale la Conferenza di pianificazione, la Conferenza di servizi e l'accordo di programma.

---

## **Art. 13**

### *Conferenze di pianificazione.*

1. La Regione, le province ed i comuni, in occasione della formazione, dell'aggiornamento e della variazione dei piani di propria competenza convocano apposite conferenze di pianificazione, chiamando a parteciparvi gli enti territorialmente interessati ed invitandoli a valutare un documento preliminare in ordine alla compatibilità ed alla coerenza delle scelte pianificatorie con le previsioni degli strumenti di pianificazione sovraordinati ed alla realizzazione delle condizioni per lo sviluppo sostenibile del territorio.
2. Il documento preliminare è elaborato dall'ente che indice la conferenza, sulla scorta del quadro conoscitivo certificato dal Settore urbanistica del Dipartimento Ambiente e Territorio di cui all'articolo 9 e, contestualmente alla convocazione della conferenza medesima, trasmesso, in copia digitale, ai soggetti invitati, nelle forme previste dalla legge <sup>(35)</sup>.
3. Alla Conferenza partecipano gli enti territoriali e le Amministrazioni che concorrono alla procedura di formazione del piano mediante atti deliberativi, consultivi, di intesa o di assenso comunque denominati; possono altresì, partecipare altre Amministrazioni ed enti di gestione rappresentativi degli interessi coinvolti.
4. Nella Conferenza di pianificazione le forze economiche e sociali, di cui al comma 1 lettera a) del precedente articolo 11, concorrono alla definizione degli obiettivi e delle scelte dei piani delineate dal documento preliminare.
5. Ogni amministrazione partecipa alla Conferenza con un unico rappresentante, legittimato ai sensi di legge dai rispettivi Organismi titolari dei poteri, che esprime definitivamente ed in modo vincolante le valutazioni e la volontà dell'ente.
6. Le Amministrazioni, gli Enti e le Associazioni partecipanti alla Conferenza espongono le loro osservazioni, proposte e valutazioni, delle quali si dà atto in un apposito verbale che l'amministrazione precedente è tenuta a considerare nel processo di pianificazione avviato.
7. La conferenza di pianificazione si conclude con l'acquisizione dei pareri preliminari e delle osservazioni formulati dagli enti e dai soggetti che per legge sono chiamati ad esprimere parere vincolante e, comunque, non oltre il termine di novanta giorni, decorso il quale gli stessi si intendono acquisiti, secondo quanto disposto dalla *legge 7 agosto 1990, n. 241* (Nuove norme in materia di procedimento amministrativo e di diritto di accesso ai documenti amministrativi). L'amministrazione precedente assicura la pubblicità degli esiti della concertazione <sup>(36)</sup>.

(35) *Comma così sostituito dall'art. 5, comma 1, lettera a), L.R. 31 dicembre 2015, n. 40, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 27, comma 2, L.R. n. 40/2015). Il testo precedente era così formulato: «2. Il documento preliminare viene elaborato dall'Ente che indice la Conferenza e, contestualmente alla convocazione della Conferenza medesima, trasmesso a tutti i soggetti invitati.».*

(36) *Comma prima modificato dall'art. 12, L.R. 10 agosto 2012, n. 35, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 40 della medesima legge, e poi così sostituito dall'art. 5, comma 1, lettera b), L.R. 31 dicembre 2015, n. 40, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 27, comma 2, L.R. n. 40/2015). Il testo precedente era così formulato: «7. La Conferenza deve concludersi nel termine di centocinquanta giorni e l'amministrazione precedente deve assicurare la pubblicità degli esiti della concertazione.».*

## **Art. 14**

### *Conferenze di servizi.*

1. Il procedimento semplificato di cui all'*articolo 14 della legge 7 agosto 1990, n. 241* e successive modificazioni ed integrazioni è applicabile per l'approvazione di progetti di opere e di interventi che, nel rispetto della pianificazione regionale e provinciale, necessitano di pareri, nulla - osta, intese o assensi comunque denominati da parte di altre Amministrazioni titolate ad esprimerli.

2. Qualora l'approvazione dei progetti da parte della Conferenza di servizi comporti variante alla strumentazione urbanistica vigente o si sostituisca agli strumenti di attuazione di esso <sup>(37)</sup>:

a) l'atto di impulso dell'autorità procedente deve essere adeguatamente circostanziato e motivato sulle ragioni di convenienza e di urgenza per il ricorso al procedimento semplificato di cui al presente articolo;

b) se ne deve dare atto nella prima seduta della Conferenza anche agli effetti di quanto disposto nelle successive lettere c) e d), qualora la variante ricada nella fattispecie di cui al comma 3 e 3-bis dell'*articolo 6 del D.Lgs. 152/2006 s.m.i.*, si dovrà dare atto dell'esito della verifica di assoggettabilità di cui all'*articolo 12 del D.Lgs. 152/2006 s.m.i.* <sup>(38)</sup>

c) la relativa pronuncia dell'amministrazione comunale deve essere preceduta da conforme deliberazione del consiglio comunale;

d) la deliberazione consiliare di cui alla lettera c), unitamente agli atti presentati nel corso della prima seduta della Conferenza è depositata a cura del Comune interessato a libera visione del pubblico per 30 giorni consecutivi, previo avviso affisso all'albo pretorio e divulgato a mezzo manifesti sull'intero territorio comunale ai fini dell'eventuale presentazione nello stesso periodo di osservazione da parte di chiunque vi abbia interesse;

e) le osservazioni vengono presentate al Comune interessato il quale, entro quindici giorni, le istruisce per quanto di competenza per la loro sottoposizione alla decisione della Conferenza medesima in seduta deliberante da convocare comunque entro il termine di 90 giorni decorrenti dalla data della prima seduta della stessa.

*e-bis*) qualora l'esito di assoggettabilità di cui alla precedente lettera b) preveda l'assoggettabilità alla VAS, è fatto salvo durante tutto il procedimento quanto previsto dal *D.Lgs. 152/2006 s.m.i.*, e dal regolamento regionale per la VAS. Per le disposizioni di cui alle lettere precedenti in contrasto per forma e termini con il procedimento della VAS, si intendono risolte con il prevalere delle prescrizioni di quest'ultimo procedimento, ivi comprese modalità e termini di pubblicità, partecipazione e termini del procedimento <sup>(39)</sup>.

3. Le deliberazioni adottate sostituiscono a tutti gli effetti gli atti dei rispettivi procedimenti ordinari, fermo restando che qualora esse comportino sostanziali modifiche al progetto sul quale si è già pronunciato il Consiglio comunale ai sensi del comma 2, lettera c), e non sia stato preventivamente acquisito il suo assenso, la loro efficacia è subordinata alla ratifica da parte di tale organo da adottarsi entro trenta giorni dalla data di assunzione delle deliberazioni stesse.

4. Delle determinazioni conclusive assunte dalla Conferenza di servizi è data notizia mediante avviso recante l'indicazione della sede di deposito degli atti di pianificazione approvati, da pubblicarsi sul Bollettino Ufficiale della Regione e su almeno un quotidiano a diffusione locale.

5. Per quanto non previsto nel presente articolo si applicano le disposizioni di cui agli *articoli 14, 14-bis e 14-ter della legge n. 241/1990* e successive modificazioni ed integrazioni.

6. I procedimenti di cui al presente articolo devono concludersi entro e non oltre 90 giorni dalla data di inizio.

7. In sede di prima applicazione per i procedimenti di cui al precedente comma 2 già avviati e per i quali non siano state concluse le procedure propedeutiche alla pronuncia definitiva del Consiglio comunale ai sensi dell'*articolo 25 del D.Lgs. 31 marzo 1998, n. 112*, si procede secondo le disposizioni del presente articolo.

---

*(37) Alinea introduttivo così modificato dall'art. 13, comma 1, L.R. 10 agosto 2012, n. 35, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 40 della medesima legge).*

*(38) Lettera così sostituita dall'art. 13, comma 1-bis, L.R. 10 agosto 2012, n. 35, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 40 della medesima legge). Il testo precedente era così formulato: «b) se ne deve dare atto nella prima seduta della Conferenza anche agli effetti di quanto disposto nelle successive lettere c) e d);».*

*(39) Lettera aggiunta dall'art. 13, comma 1-ter, L.R. 10 agosto 2012, n. 35, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 40 della medesima legge).*

---

## **Art. 15**

*Accordo di programma.*

1. Per l'attuazione dei piani territoriali di livello regionale, interregionale, provinciale e comunale, nonché per l'attuazione dei patti territoriali, dei contratti di programma, ovvero per l'attuazione di tutte le altre forme di concertazione economico-finanziaria, ivi compresi interventi ed opere pubbliche o di interesse pubblico promosse da soggetti istituzionali, da Organismi misti o dal mercato, i soggetti interessati promuovono la conclusione di un accordo di programma, ai sensi dell'*articolo 34 del D.Lgs. 18 agosto 2000, n. 267*. Per le conferenze di servizio convocate per l'attuazione dell'accordo di cui al primo comma si applicano le norme statali vigenti.

---

## **TITOLO III**

### **Opere di interesse generale**

## **Art. 16**

*Opere di interesse statale.*

1. La volontà di intesa, in ordine alla localizzazione delle opere pubbliche statali e di interesse statale non conformi agli strumenti urbanistici, è espressa dalla Giunta regionale previa convocazione di una Conferenza dei servizi, alla quale partecipano le province, i comuni e gli altri enti territorialmente interessati.

2. Qualora l'opera statale incida su aree destinate dagli strumenti urbanistici comunali al soddisfacimento dello standard dei servizi alla popolazione, il Comune, in sede di Conferenza dei servizi, può chiedere all'amministrazione statale precedente interventi compensativi, al fine di recuperare le aree necessarie alla realizzazione di detti servizi.

3. La procedura finalizzata all'intesa Stato - Regione non trova applicazione in relazione ad opere prive di specifica incidenza urbanistica, quali quelle rientranti nelle tipologie individuate dall'articolo 3, lettera b) e c), del *D.P.R. 6 giugno 2001, n. 380*, per la cui realizzazione è sufficiente l'invio al Comune, da parte dell'amministrazione statale interessata, di una relazione illustrante le caratteristiche dell'intervento, anche al fine di consentire all'Amministrazione comunale, ove ritenga che il progetto non sia riconducibile alle tipologie anzidette, di sollecitare alla Regione l'attivazione delle procedure d'intesa.

4. Per la realizzazione di opere di competenza e di interesse statale non occorre il rilascio del permesso di costruire.

---

## **TITOLO IV**

### **Strumenti e contenuti della pianificazione**

## **Art. 17**

*Quadro territoriale regionale. (Q.T.R.)<sup>(40)</sup>.*

1. Il Quadro territoriale regionale (Q.T.R.) è lo strumento di indirizzo per la pianificazione del territorio con il quale la Regione, in coerenza con le scelte ed i contenuti della programmazione economico - sociale, stabilisce gli obiettivi generali della propria politica

territoriale, definisce gli orientamenti per la identificazione dei sistemi territoriali, indirizza ai fini del coordinamento la programmazione e la pianificazione degli enti locali.

2. Il Q.T.R. ha valore di piano urbanistico-territoriale, ed ha valenza paesaggistica riassumendo le finalità di salvaguardia dei valori paesaggistici ed ambientali di cui all'articolo 143 e seguenti del *D.Lgs. 22 gennaio 2004, n. 42* <sup>(41)</sup>.

3. Il Q.T.R. prevede:

a) la definizione del quadro generale della tutela dell'integrità fisica e dell'identità culturale del territorio regionale, con l'individuazione delle azioni fondamentali per la salvaguardia dell'ambiente;

b) le azioni e le norme d'uso finalizzate tanto alla difesa del suolo, in coerenza con la pianificazione di bacino di cui alla *legge n. 183/1989*, quanto alla prevenzione ed alla difesa dai rischi sismici ed idrogeologici, dalle calamità naturali e dagli inquinamenti delle varie componenti ambientali;

c) la perimetrazione dei sistemi naturalistico-ambientale, insediativi e relazionale costituenti del territorio regionale, individuandoli nelle loro relazioni e secondo la loro qualità ed il loro grado di vulnerabilità e riproducibilità;

c-bis) la perimetrazione delle terre di uso civico e di proprietà collettiva, a destinazione agricola o silvo-pastorale, con le relative popolazioni insediate titolari di diritti <sup>(42)</sup>;

d) le possibilità di trasformazione del territorio regionale determinate attraverso la individuazione e la perimetrazione delle modalità d'intervento di cui al precedente articolo 6 nel riconoscimento dei vincoli ricognitivi e morfologici derivanti dalla legislazione statale e di quelli ad essi assimilabili ai sensi del *D.Lgs. 22 gennaio 2004, n. 42* e della *legge 6 dicembre 1991, n. 394* <sup>(43)</sup>;

e) il termine entro il quale le province devono dotarsi od adeguare il Piano Territoriale di Coordinamento di cui all'articolo 18;

f) il termine entro il quale le previsioni degli strumenti urbanistici comunali debbono adeguarsi alle prescrizioni dei Q.T.R.;

g) l'analisi dei sistemi naturalistici ambientali ai fini della loro salvaguardia e valorizzazione;

h) l'individuazione degli ambiti di pianificazione paesaggistica ai sensi dell'*art. 143 del D.Lgs. n. 42/2004* <sup>(44)</sup>.

4. Costituisce parte integrante del Q.T.R. la Carta regionale dei luoghi che, in attuazione dei principi identificati al precedente art. 5, definisce <sup>(45)</sup>:

a) la perimetrazione dei sistemi che costituiscono il territorio regionale individuandone le interrelazioni a secondo della loro qualità, vulnerabilità e riproducibilità;

b) i gradi di trasformabilità del territorio regionale derivanti dalla individuazione e dalla perimetrazione delle forme e dei modelli di intervento, di cui al precedente art. 5, con la conseguente nomenclatura dei vincoli ricognitivi e morfologici derivanti dalla disciplina statale e regionale sulla tutela e valorizzazione dei beni culturali singoli ed ambientali;

c) le modalità d'uso e d'intervento dei suoli derivati dalla normativa statale di settore in materia di difesa del suolo e per essa dal Piano di Assetto idrogeologico della Regione Calabria.

4-bis. Il QTR esplicita la sua valenza paesaggistica direttamente tramite normativa di indirizzo e prescrizioni e più in dettaglio attraverso successivi Piani Paesaggistici di Ambito (PPd'A) come definiti dallo stesso QTR ai sensi del *D.Lgs. n. 42/2004*. Per la elaborazione del Piano Paesaggistico la Regione può ricorrere, ai sensi del *comma 3, art. 143 del D.lgs. 42/04* e s.m.i., alla pianificazione congiunta con il Ministero per i Beni e le Attività Culturali e con il Ministero dell'Ambiente della Tutela del Territorio e del mare, previa sottoscrizione di una apposita intesa <sup>(46)</sup> <sup>(47)</sup>.

5. La Giunta regionale, entro 180 giorni dalla entrata in vigore della presente legge, elabora le linee guida della pianificazione regionale e lo schema base della Carta regionale dei luoghi <sup>(48)</sup>. A tal fine, tramite il suo Presidente, indice un'apposita Conferenza di pianificazione diretta alla formulazione di un protocollo di intesa con le province e con le altre Amministrazioni competenti per la predisposizione degli atti e documenti che entreranno a far parte delle linee guida medesime, che dalla data della loro approvazione assumono il valore e l'efficacia del Q.T.R. fino all'approvazione dello stesso anche con funzione di indirizzo per tutto il processo di pianificazione ai diversi livelli <sup>(49)</sup> <sup>(50)</sup>.

- (40) Vedi, al riguardo, quanto previsto dalla Delib.G.R. 20 marzo 2012, n. 113.
- (41) Comma così modificato dall'art. 2, primo comma, primo alinea, L.R. 24 novembre 2006, n. 14.
- (42) Lettera aggiunta dall'art. 2, primo comma, secondo alinea, L.R. 24 novembre 2006, n. 14.
- (43) Lettera così modificata dall'art. 2, primo comma, terzo alinea, L.R. 24 novembre 2006, n. 14.
- (44) Lettera aggiunta dall'art. 2, primo comma, quarto alinea, L.R. 24 novembre 2006, n. 14.
- (45) Alinea così modificato dall'art. 2, primo comma, quinto alinea, L.R. 24 novembre 2006, n. 14.
- (46) Periodo aggiunto dall'art. 1, comma 3, L.R. 28 dicembre 2007, n. 29.
- (47) Comma aggiunto dall'art. 2, primo comma, sesto alinea, L.R. 24 novembre 2006, n. 14, poi così modificato come indicato nella nota che precede.
- (48) Periodo così modificato dall'art. 2, primo comma, quinto alinea, L.R. 24 novembre 2006, n. 14.
- (49) Periodo così modificato dall'art. 2, primo comma, settimo alinea, L.R. 24 novembre 2006, n. 14.
- (50) Con Delib.G.R. 11 gennaio 2005, n. 5 e con Delib.G.R. 16 gennaio 2006, n. 1 sono state approvate le linee-guida ai sensi del presente comma.
- 

### **Art. 17-bis**

*Valenza Paesaggistica del QTR e Piani Paesaggistici di Ambito.*

1. La valenza paesaggistica del QTR, come indicato al comma 4-bis del precedente articolo, si esercita anche tramite Piani Paesaggistici d'Ambito.
  2. I Piani Paesaggistici d'Ambito (PPd'A) sono strumenti di tutela, conservazione e valorizzazione del patrimonio culturale e ambientale del territorio ai sensi dell'art. 143 del D.Lgs. n. 42/2004 operanti su area vasta, sub-provinciale o sovracomunale.
  3. Gli ambiti di cui ai PPd'A sono indicati dal QTR.
  4. I PPd'A hanno funzione normativa, prescrittiva e propositiva a seconda dei livelli di qualità del paesaggio nei vari ambiti individuati dal QTR, assunti dai PTCP.
  5. Il quadro conoscitivo relativo al PPd'A dettaglia le analisi del QTR e può essere completato dalle indagini relative al PTCP.
  6. Gli scenari prospettici e gli apparati normativi dei PPd'A saranno determinati nell'elaborazione degli strumenti stessi <sup>(51)</sup>.
- 

(51) Articolo aggiunto dall'art. 2, primo comma, ottavo alinea, L.R. 24 novembre 2006, n. 14.

---

### **Art. 18**

*Piano territoriale di coordinamento provinciale. (P.T.C.P.).*

1. Il Piano territoriale di coordinamento provinciale (P.T.C.P.) è l'atto di programmazione con il quale la Provincia esercita, nel governo del territorio, un ruolo di coordinamento programmatico e di raccordo tra le politiche territoriali della Regione e la pianificazione urbanistica comunale; riguardo ai valori paesaggistici ed ambientali, di cui al D.Lgs. 22 gennaio 2004, n. 22, esso si raccorda ed approfondisce i contenuti del Q.T.R. <sup>(52)</sup>.
2. Il P.T.C.P. costituisce, dalla data della sua approvazione, in materia di pianificazione paesaggistica, riferimento per gli strumenti comunali di pianificazione e per l'attività amministrativa attuativa <sup>(53)</sup>. In particolare esso dettaglia il quadro conoscitivo già avanzato dal QTR e indirizza strategie e scelte tenendo conto della valenza paesaggistica del QTR e dei Piani Paesaggistici d'Ambito <sup>(54)</sup>.
3. Il P.T.C.P., in relazione alla totalità del territorio provinciale, assume come riferimento le linee di azione della programmazione regionale e le prescrizioni del Q.T.R., specificandone le analisi ed i contenuti.
4. Il P.T.C.P., ferme restando le competenze dei comuni e degli Enti parco:

- a) definisce i principi sull'uso e la tutela delle risorse del territorio provinciale, con riferimento alle peculiarità dei suoi diversi ambiti incluse le terre civiche e di proprietà collettiva e tenendo conto della pianificazione paesaggistica <sup>(55)</sup>;
- b) individua ipotesi di sviluppo del territorio provinciale, indicando e coordinando gli obiettivi da perseguire e le conseguenti azioni di trasformazione e di tutela;
- c) indica la localizzazione sul territorio degli interventi di competenza provinciale, regionale e statale, programmati o in fase di realizzazione, nonché, in applicazione delle prescrizioni della programmazione regionale, la localizzazione sul territorio degli interventi di competenza regionale <sup>(56)</sup>;
- d) individua, ai fini della predisposizione dei programmi di previsione e prevenzione dei rischi, le aree da sottoporre a speciale misura di conservazione, di attesa e ricovero per le popolazioni colpite da eventi calamitosi e le aree di ammassamento dei soccorritori e delle risorse.
5. Il P.T.C.P. stabilisce inoltre criteri e parametri per le valutazioni di compatibilità tra le varie forme e modalità di utilizzazione delle risorse essenziali del territorio.
6. Il P.T.C.P. contiene:
- a) il quadro conoscitivo delle risorse essenziali del territorio e il loro grado di vulnerabilità e di riproducibilità in riferimento ai sistemi ambientali locali, indicando, con particolare riferimento ai bacini idrografici, le relative condizioni d'uso, anche ai fini delle valutazioni di cui all'articolo 10;
- b) il quadro conoscitivo dei rischi;
- c) le prescrizioni sull'articolazione e le linee di evoluzione dei sistemi territoriali, urbani, rurali e montani;
- d) prescrizioni, criteri ed ambiti localizzativi in funzione delle dotazioni dei sistemi infrastrutturali e dei servizi di interesse sovracomunale, nonché della funzionalità degli stessi in riferimento ai sistemi territoriali ed alle possibilità di una loro trasformazione;
- e) prescrizioni localizzative indicate da piani provinciali di settore;
- f) le opportune salvaguardie ai sensi dell'articolo 58.
7. Le prescrizioni dei P.T.C.P., di cui ai precedenti commi, costituiscono, unitamente alle leggi, il riferimento esclusivo per la formazione e l'adeguamento degli strumenti urbanistici comunali, salvo quanto previsto dall'articolo 58.
8. Dall'entrata in vigore della presente legge la Provincia approva il P.T.C.P. entro il termine di 24 mesi; decorso infruttuosamente tale termine la Regione procede alla nomina di un Commissario ad acta.
9. Dall'avvenuta approvazione definitiva del PTCP, tutte le norme e previsioni dei PSC/PSA in contrasto con il PTCP medesimo si intendono automaticamente decadute, qualora la Provincia abbia provveduto a notificare i contrasti ai rispettivi comuni, e ne abbia dato evidenza pubblica mediante avviso sull'albo pretorio per trenta giorni e sul proprio portale istituzionale fino all'adeguamento degli strumenti comunali, nonché pubblicato su un quotidiano a tiratura regionale <sup>(57)</sup>.

---

(52) Comma così modificato dall'art. 2, primo comma, nono alinea, L.R. 24 novembre 2006, n. 14.

(53) Periodo così modificato dall'art. 2, primo comma, decimo alinea, L.R. 24 novembre 2006, n. 14.

(54) Periodo aggiunto dall'art. 2, primo comma, undicesimo alinea, L.R. 24 novembre 2006, n. 14.

(55) Lettera così modificata dall'art. 2, primo comma, dodicesimo alinea, L.R. 24 novembre 2006, n. 14.

(56) Lettera così sostituita dall'art. 14, comma 1, L.R. 10 agosto 2012, n. 35, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 40 della medesima legge). Il testo precedente era così formulato: «c) stabilisce puntuali criteri per la localizzazione sul territorio degli interventi di competenza provinciale, nonché, ove necessario e in applicazione delle prescrizioni della programmazione regionale, per la localizzazione sul territorio degli interventi di competenza regionale;».

(57) Comma così sostituito dall'art. 14, comma 2, L.R. 10 agosto 2012, n. 35, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 40 della medesima legge). Il testo precedente era così formulato: «9. La Provincia, con l'atto di approvazione del P.T.C.P.



*assegna il termine non superiore a dodici mesi per l'adeguamento ad esso degli strumenti urbanistici comunali, decorso infruttuosamente tale termine, procede alla nomina di Commissari ad acta.».*

#### **Art. 18-bis**

*Piano territoriale della Città metropolitana di Reggio Calabria* <sup>(58)</sup>.

1. Il Piano territoriale della Città metropolitana (PTCM) assume valenza di pianificazione territoriale di coordinamento di cui all'*articolo 1, comma 85, lett. a) della legge 7 aprile 2014 n. 56* (Disposizioni sulle città metropolitane, sulle province, sulle unioni e fusioni di comuni) e di cui all'*articolo 20 del decreto legislativo 18 agosto 2000, n. 267* (Testo unico delle leggi sull'ordinamento degli enti locali), nonché di pianificazione territoriale generale, di cui all'*articolo 1, comma 44, lettera b), della legge n. 56/2014*.

2. Fino all'entrata in vigore del PTCM, di cui al comma 1, conserva efficacia il Piano territoriale di coordinamento provinciale (PTCP) della Provincia di Reggio Calabria, redatto ai sensi dell'articolo 26.

3. Il PTCM è lo strumento di pianificazione territoriale generale al quale si conformano le politiche della Città metropolitana di Reggio Calabria, i piani e i programmi di settore comunale e gli strumenti della pianificazione territoriale ed urbanistica comunali.

4. Il PTCM è redatto sulla base dei criteri e degli indirizzi stabiliti dal QTR a valenza paesaggistica di cui all'articolo 17. In sede di Conferenza permanente di cui al comma 5, previo coordinamento con la Conferenza permanente interregionale per il coordinamento delle politiche nell'Area dello Stretto di cui all'*articolo 4 della legge regionale 27 aprile 2015, n. 12* (Legge di stabilità regionale), la Regione e la Città metropolitana determinano un'intesa quadro, che può consistere anche in specifici accordi settoriali o attività progettuali e che stabilisce le linee programmatiche e le iniziative progettuali di raccordo tra il Programma regionale di sviluppo della Regione e il Piano strategico della Città metropolitana, previsto dalla *legge n. 56/2014*.

5. È istituita la Conferenza permanente Regione - Città metropolitana che individua gli obiettivi di interesse comune delle due istituzioni e definisce le azioni per perseguirli, prevedendo altresì le forme di consultazione con le associazioni rappresentative degli interessi socio-economici coinvolti e la procedura di formazione e di approvazione del PTCM.

6. Il PTCM contiene gli elementi costituenti l'assetto territoriale della città metropolitana e delinea la strategia dello sviluppo del territorio metropolitano. A tal fine:

a) individua, con riferimento ai contenuti del QTR a valenza paesaggistica, gli obiettivi e gli indirizzi da perseguire nelle trasformazioni territoriali e le azioni conseguenti;

b) detta indirizzi sull'articolazione e sulle linee di evoluzione dei sistemi territoriali;

c) fornisce indirizzi, criteri e parametri per l'applicazione coordinata delle norme relative al territorio rurale;

d) individua le strategie di tutela attiva del patrimonio territoriale, anche al fine dello sviluppo socio-economico e culturale della comunità della città metropolitana.

7. Il PTCM determina:

a) le prescrizioni per il coordinamento delle politiche di settore e degli strumenti della programmazione della città metropolitana;

b) gli ambiti territoriali per la localizzazione di interventi di competenza della città metropolitana e relative prescrizioni;

c) le misure di salvaguardia di cui all'articolo 59.

8. Il PTCM, inoltre, determina le politiche e le strategie di area vasta in coerenza anche con il QTR, con particolare riferimento:

a) alle infrastrutture e ai servizi necessari per promuovere una mobilità sostenibile su scala metropolitana e migliorare il livello di accessibilità dei territori interessati, anche attraverso la promozione dell'intermodalità;

b) alle reti dei servizi di interesse della città metropolitana;

c) alla valorizzazione e al recupero dei sistemi insediativi esistenti;

d) alla razionalizzazione e riqualificazione del sistema artigianale, commerciale e industriale;

e) alla previsione di forme di perequazione territoriale.

---

(58) Articolo aggiunto dall'art. 6, comma 1, L.R. 31 dicembre 2015, n. 40, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 27, comma 2, L.R. n. 40/2015).

---

#### **Art.19**

*Strumenti di pianificazione comunale.*

1. Gli strumenti di pianificazione comunale sono:

- a) il Piano strutturale (P.S.C.) ed il Regolamento edilizio ed urbanistico (R.E.U.);
  - b) il Piano operativo temporale (P.O.T.);
  - c) i Piani attuativi unitari (P.A.U.);
  - d) gli strumenti di pianificazione negoziata, di cui all'articolo 32.
- 

#### **Art. 20**

*Piano strutturale comunale. (P.S.C.).*

1. Il Piano strutturale comunale (P.S.C.) definisce le strategie per il governo dell'intero territorio comunale, in coerenza con gli obiettivi e gli indirizzi urbanistici della Regione e con gli strumenti di pianificazione provinciale espressi dal Quadro territoriale regionale (Q.T.R.), dal Piano territoriale di coordinamento provinciale (P.T.C.P.) e dal Piano di assetto idrogeologico (P.A.I.).

2. Il P.S.C. è promosso anche in assenza dei Piani sovraordinati, tenendo conto delle linee guida di cui al precedente articolo 17 ed al documento preliminare di cui al successivo articolo 26, comma 3. In esso viene stabilita l'eventuale necessità di ricorso al Piano operativo temporale e definite le relative procedure di formazione o approvazione, nonché la durata.

3. Il P.S.C.:

- a) classifica il territorio comunale in urbanizzato, urbanizzabile, agricolo e forestale, individuando le risorse naturali ed antropiche del territorio e le relative criticità ed applicando gli standard urbanistici di cui all'art. 53 della presente legge e, fino alla emanazione della deliberazione della Giunta regionale, di cui al comma 3 dello stesso art. 53, assicurando la rigorosa applicazione del *D.M. 2 aprile 1968, n. 1444* con gli standard e le zonizzazioni ivi previsti in maniera inderogabile e non modificabile;
- b) determina le condizioni di sostenibilità degli interventi e delle trasformazioni pianificabili;
- c) definisce i limiti dello sviluppo del territorio comunale in funzione delle sue caratteristiche geomorfologiche, idrogeologiche, pedologiche, idraulico-forestali ed ambientali;
- d) disciplina l'uso del territorio anche in relazione alla valutazione delle condizioni di rischio idrogeologico e di pericolosità sismica locale come definiti dal piano di assetto idrogeologico o da altri equivalenti strumenti;
- e) individua le aree per le quali sono necessari studi ed indagini di carattere specifico ai fini della riduzione del rischio ambientale;
- f) individua in linea generale le aree per la realizzazione delle infrastrutture e delle attrezzature pubbliche, di interesse pubblico e generale di maggiore rilevanza;
- g) delimita gli ambiti urbani e perurbani soggetti al mantenimento degli insediamenti o alla loro trasformazione;
- h) individua gli ambiti destinati all'insediamento di impianti produttivi rientranti nelle prescrizioni di cui al D.Lgs. 17 agosto 1999, n. 333 ed alla relativa disciplina di attuazione;
- i) definisce per ogni ambito, i limiti massimi della utilizzazione edilizia e della popolazione insediabile nonché i requisiti quali - quantitativi ed i relativi parametri, le aree in cui è possibile edificare anche in relazione all'accessibilità urbana, le aree dove è

possibile il ricorso agli interventi edilizi diretti in ragione delle opere di urbanizzazione esistenti ed in conformità alla disciplina generale del regolamento edilizio urbanistico;

i) delimita e disciplina gli ambiti di tutela e conservazione delle porzioni storiche del territorio; ne individua le caratteristiche principali, le peculiarità e le eventuali condizioni di degrado e di abbandono valutando le possibilità di recupero, riqualificazione e salvaguardia;

j) delimita e disciplina ambiti a valenza paesaggistica ed ambientale ad integrazione del Piano di ambito, se esistente, oppure in sua sostituzione, se non esistente e raccorda ed approfondisce i contenuti paesistici definiti dalla Provincia;

k) qualifica il territorio agricolo e forestale in allodiale civico e collettivo secondo le specifiche potenzialità di sviluppo <sup>(59)</sup>;

l) individua gli ambiti di tutela del verde urbano e periurbano valutando il rinvio a specifici piani delle politiche di riqualificazione, gestione e manutenzione;

m) individua le aree necessarie per il Piano di Protezione Civile;

n) individua e classifica i nuclei di edificazione abusiva, ai fini del loro recupero urbanistico nel contesto territoriale ed urbano;

o) indica la rete ed i siti per il piano di distribuzione dei carburanti in conformità al piano regionale;

p) individua, ai fini della predisposizione dei programmi di previsione e prevenzione dei rischi, le aree, da sottoporre a speciale misura di conservazione, di attesa e ricovero per le popolazioni colpite da eventi calamitosi e le aree di ammassamento dei soccorritori e delle risorse.

4. Per garantire la realizzazione delle finalità di cui al comma 2, il P.S.C. deve essere integrato da:

a) una relazione geomorfologica, corredata di cartografia tematica sufficientemente rappresentativa delle condizioni di pericolosità geologica e di rischio di frana, di erosione e di esondazione, elaborata da tecnico abilitato iscritto all'albo professionale così come previsto dalla *legge n. 64/1974*;

b) studi e indagini geologiche di dettaglio, ove necessario, comprendenti studi tematici specifici di varia natura, indagini geognostiche, prove in sito e di laboratorio, atti alla migliore definizione e caratterizzazione del modello geologico tecnico ambientale, per ambiti urbanizzabili con riconosciute limitazioni connesse a pericolosità geologiche, funzionali alla verifica della sostenibilità in rapporto ai livelli di pericolosità, con particolare riguardo alla risposta sismica locale. Nelle aree esposte a rischio, con particolare attenzione per il rischio sismico - dove diventa necessario attivare le procedure per la identificazione dei rischi e per la individuazione degli interventi di mitigazione competenti a livello di Piano - le indagini dovranno consentire di dettagliare i gradi di pericolosità a livelli congrui, nel rispetto della normativa vigente <sup>(60)</sup>.

5. Per garantire la realizzazione delle finalità previste nel comma 3, lettera "i", il PSC deve essere integrato da apposita relazione che delimita e disciplina gli ambiti di tutela e conservazione delle porzioni storiche di territorio e che individui gli immobili o complesso di immobili aventi valenza storico, ambientale, documentario, suscettibili di essere dichiarati beni culturali, firmata da un tecnico abilitato esperto di cui all'articolo 69, comma 3, della presente legge <sup>(61)</sup>.

6. I comuni che, entro la data di entrata in vigore della presente legge, abbiano presentato il documento preliminare del piano e del regolamento di cui all'articolo 27, comma 2, della presente legge, devono presentare la variante di adeguamento di cui al comma 5 entro dodici mesi dalla sopraccitata data o congiuntamente a qualsiasi altra variante e modifica apportata precedentemente allo scadere del suddetto termine <sup>(62)</sup>.

---

<sup>(59)</sup> Lettera così modificata dall'art. 2, primo comma, tredicesimo alinea, L.R. 24 novembre 2006, n. 14.

<sup>(60)</sup> Lettera così sostituita dall'art. 2, primo comma, quattordicesimo alinea, L.R. 24 novembre 2006, n. 14. Il testo originario era così formulato: «b) studi e indagini a norma del D.M. 11 marzo 1998 e successive modificazioni ed integrazioni.».

<sup>(61)</sup> Comma aggiunto dall'art. 15, L.R. 10 agosto 2012, n. 35, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 40 della medesima legge).

<sup>(62)</sup> Comma aggiunto dall'art. 15, L.R. 10 agosto 2012, n. 35, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 40 della medesima legge).

---

**Art. 20-bis**

*Piano Strutturale in forma Associata (P.S.A.).*

1. Il Piano Strutturale in forma Associata (P.S.A.) è lo strumento urbanistico finalizzato ad accrescere l'integrazione fra Enti locali limitrofi con problematiche territoriali affini e a promuovere il coordinamento delle iniziative di pianificazione nelle conurbazioni in atto, con conseguente impegno integrato delle risorse finanziarie.
2. I territori oggetto del Piano Strutturale in forma Associata possono interessare due o più Comuni, anche se appartenenti a province diverse.
3. I Comuni interessati si associano secondo le modalità stabilite dal Testo Unico delle Leggi sull'ordinamento degli Enti Locali.
4. Il P.S.A. punta anche al coordinamento e all'armonizzazione tra assetto urbanistico, politiche fiscali e programmazione delle opere pubbliche da attuarsi tramite il ricorso ad idonei strumenti di coordinamento delle azioni economiche, finanziarie e fiscali favorendo in tal modo atteggiamenti cooperativi e patti fra le Istituzioni locali e promuovendo garanzia ed equità.
5. Il P.S.A. ha gli stessi contenuti ed effetti del P.S.C. secondo quanto disposto dall'articolo 20 della presente legge; ad esso è annesso il R.E.U.
6. Per la redazione del P.S.A., si dovrà prevedere l'istituzione di un unico Ufficio di Piano con l'attribuzione dei seguenti compiti:
  - a) predisposizione di un unico documento preliminare e di un unico quadro conoscitivo, articolati per ogni territorio comunale;
  - b) predisposizione del Piano Strutturale in forma Associata, articolato per ogni territorio comunale, e predisposizione del relativo R.E.U.;
  - c) individuazione del soggetto che presiede tutte le attività previste dalla presente legge per il corretto svolgimento della Conferenza di Pianificazione e che coordina le azioni tecniche e amministrative degli enti territoriali coinvolti <sup>(63)</sup>.

---

<sup>(63)</sup> Articolo aggiunto dall'art. 2, primo comma, quindicesimo alinea, L.R. 24 novembre 2006, n. 14.

---

**Art. 21**

*Regolamento edilizio ed urbanistico (R.E.U.) e Regolamento Operativo (R.O.)* <sup>(64)</sup>.

1. Il Regolamento edilizio ed urbanistico, annesso al PSC/PSA, ed il Regolamento operativo, di cui alla procedura semplificata dell'articolo 27-ter, costituiscono la sintesi ragionata ed aggiornabile delle norme e delle disposizioni che riguardano gli interventi sul patrimonio edilizio esistente ovvero gli interventi di nuova costruzione o di demolizione e ricostruzione, nelle parti di città definite dal Piano generale, in relazione alle caratteristiche del territorio e a quelle edilizie preesistenti, prevalenti e/o peculiari nonché degli impianti di telecomunicazione e di telefonia mobile <sup>(65)</sup>.
2. I regolamenti di cui al comma 1, redatti in coerenza alla presente legge ed agli strumenti di pianificazione sovraordinati vigenti, oltre a disciplinare le trasformazioni e gli interventi ammissibili sul territorio, nel rispetto del principio generale della pianificazione territoriale urbanistica sul contenimento del consumo di suolo, stabiliscono:
  - a) le modalità d'intervento negli ambiti specializzati definiti dal Piano;
  - b) i parametri edilizi ed urbanistici ed i criteri per il loro calcolo;
  - c) le norme igienico-sanitarie e quelle sulla sicurezza degli impianti;
  - d) le norme per il risparmio energetico e quelle per l'eliminazione delle barriere architettoniche in conformità e nel rispetto delle leggi e dei piani nazionali e regionali vigenti;
  - e) le modalità di gestione tecnico-amministrativa degli interventi edilizi anche ai fini dell'applicazione delle disposizioni sulla semplificazione dei procedimenti di rilascio dei permessi di costruire di cui alla legislazione vigente;
  - f) ogni altra forma o disposizione finalizzata alla corretta gestione del Piano, ivi comprese quelle riguardanti il perseguimento degli obiettivi perequativi di cui all'articolo 54 <sup>(66)</sup>.

3. Per la conservazione e la valorizzazione del patrimonio architettonico e ambientale, i regolamenti devono prevedere, nell'elenco degli elaborati richiesti per il rilascio del permesso di costruire e per la segnalazione certificata di inizio attività (SCIA), apposita relazione contenente le prescrizioni per la conservazione dell'organismo architettonico in riferimento allo specifico oggetto dell'intervento, redatta da un tecnico esperto abilitato ai sensi dell'articolo 69, comma 3. La relazione ha carattere obbligatorio per gli interventi sui beni:

a) ricadenti nelle zone A di cui alla *legge 17 agosto 1942, n. 1150* (Legge urbanistica), per i quali è stata effettuata e proposta, e non ancora completata, la procedura amministrativa di interesse culturale;

b) vincolati ai sensi del *decreto legislativo 22 gennaio 2004, n. 42* (Codice dei beni culturali e del paesaggio, ai sensi dell'*articolo 10 della legge 6 luglio 2002, n. 137*);

c) aventi valore storico, documentario e identificatore, come componente dell'identità collettiva, individuati all'interno dei piani per i quali è stata effettuata, ovvero è in corso, la procedura per la dichiarazione di bene culturale, secondo quanto previsto dal *D.Lgs. n. 42/2004* <sup>(67)</sup>.

4. Entro quarantacinque giorni dalla data di entrata in vigore della presente legge, la Giunta regionale, su proposta dell'Assessore alla pianificazione territoriale ed urbanistica, adotta con regolamento attuativo, da sottoporre al parere della commissione consiliare competente, un documento di indirizzo per la redazione del R.E.U. e del R.O. <sup>(68)</sup> <sup>(69)</sup>.

---

(64) *Rubrica così modificata dall'art. 7, comma 1, L.R. 31 dicembre 2015, n. 40, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 27, comma 2, L.R. n. 40/2015).*

(65) *Comma prima modificato dall'art. 2, primo comma, sedicesimo alinea, L.R. 24 novembre 2006, n. 14, e poi così sostituito dall'art. 7, comma 2, L.R. 31 dicembre 2015, n. 40, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 27, comma 2, L.R. n. 40/2015). Il testo precedente era così formulato: «1. Il Regolamento edilizio ed urbanistico costituisce la sintesi ragionata ed aggiornabile delle norme e delle disposizioni che riguardano gli interventi sul patrimonio edilizio esistente; ovvero gli interventi di nuova costruzione o di demolizione e ricostruzione, nelle parti di città definite dal Piano generale, in relazione alle caratteristiche del territorio e a quelle edilizie preesistenti, prevalenti e/o peculiari nonché degli impianti di telecomunicazione e di telefonia mobile.».*

(66) *Comma modificato dall'art. 2, primo comma, diciassettesimo alinea, L.R. 24 novembre 2006, n. 14, dall'art. 16, L.R. 10 agosto 2012, n. 35, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 40 della medesima legge), ed infine così sostituito dall'art. 7, comma 3, L.R. 31 dicembre 2015, n. 40, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 27, comma 2, L.R. n. 40/2015). Il testo precedente era così formulato: «2. Il R.E.U. è annesso al P.S.C. e al P.S.A. ed in conformità con questo, oltre a disciplinare le trasformazioni e gli interventi ammissibili sul territorio, stabilisce:*

*a) le modalità d'intervento negli ambiti specializzati definiti dal Piano;*

*b) i parametri edilizi ed urbanistici ed i criteri per il loro calcolo;*

*c) le norme igienico-sanitarie, quelle sulla sicurezza degli impianti;*

*d) quelle per il risparmio energetico e quelle per l'eliminazione delle barriere architettoniche in conformità e nel rispetto delle leggi e dei piani nazionali e regionali vigenti ;*

*e) le modalità di gestione tecnico - amministrativa degli interventi edilizi anche ai fini dell'applicazione delle disposizioni sulla semplificazione dei procedimenti di rilascio dei permessi di costruire di cui alla legislazione vigente;*

*f) ogni altra forma o disposizione finalizzata alla corretta gestione del Piano, ivi comprese quelle riguardanti il perseguimento degli obiettivi perequativi di cui al successivo art. 54.».*

(67) *Comma prima aggiunto dall'art. 16, comma 3, L.R. 10 agosto 2012, n. 35, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 40 della medesima legge) e poi così sostituito dall'art. 7, comma 4, L.R. 31 dicembre 2015, n. 40, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 27, comma 2, L.R. n. 40/2015). Il testo precedente era così formulato: «3. Per la conservazione e valorizzazione del patrimonio architettonico e ambientale, il regolamento edilizio ed urbanistico, deve prevedere, nell'elenco degli elaborati richiesti per il rilascio del permesso di costruire e per la dichiarazione di inizio attività (D.I.A.), apposita relazione contenente le prescrizioni per la conservazione dell'organismo architettonico in riferimento allo specifico oggetto dell'intervento, redatta da un tecnico esperto abilitato di cui all'articolo 69, comma 3, della presente legge. La relazione ha carattere obbligatorio per gli interventi sui beni:*

*a) ricadenti nelle zone A di cui alla legge n. 1150 del 1942 e s.m. e i. per i quali è stata effettuata e proposta, e non ancora completata la procedura amministrativa, di interesse culturale;*

b) vincolati ai sensi del D.Lgs. n. 42/2004 e s.m. e i.;

c) aventi valore storico, documentario e identificatore, come componente dell'identità collettiva, individuati all'interno del PSC, in adempimento al comma 5 dell'articolo 20, per i quali sia stata effettuata, o vi sia procedura in itinere, la dichiarazione di bene culturale, secondo quanto previsto dal codice dei beni culturali e del paesaggio.».

(68) Comma prima aggiunto dall'art. 16, comma 3, L.R. 10 agosto 2012, n. 35, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 40 della medesima legge) e poi così sostituito dall'art. 7, comma 5, L.R. 31 dicembre 2015, n. 40, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 27, comma 2, L.R. n. 40/2015). Il testo precedente era così formulato: «4. I comuni che, entro la data di entrata in vigore della presente legge, abbiano presentato il documento preliminare del piano e del regolamento di cui all'articolo 27, comma 2, devono presentare la variante di adeguamento di cui al comma 3 dell'articolo 27 entro dodici mesi dalla sopracitata data o congiuntamente a qualsiasi altra variante e modifica apportata precedentemente allo scadere del suddetto termine.».

(69) Per l'interpretazione autentica di quanto previsto dal presente comma, vedi l'art. 27, comma 1, lettera b), L.R. 31 dicembre 2015, n. 40.

## Art. 22

*Norme particolari per il polo logistico di Gioia Tauro* <sup>(70)</sup>.

1. Il Piano strategico nazionale della portualità e della logistica (PSNPL), in relazione al Sistema Calabro e di Gioia Tauro, ha individuato la Zona economica speciale (ZES) come fattore strategico.
2. La Regione comprende nel QTR a valenza paesaggistica la ZES del polo logistico di Gioia Tauro, nel rispetto del quadro normativo comunitario, nazionale e regionale vigente.
3. Salve le competenze attribuite dalla normativa comunitaria e nazionale all'Autorità portuale o ad altre autorità, la Regione promuove appositi accordi di programma con l'Autorità portuale di Gioia Tauro, ovvero con enti pubblici o soggetti privati individuati con gara pubblica, finalizzati a promuovere all'interno del polo logistico l'insediamento e l'esercizio delle attività imprenditoriali da disciplinare con apposito regolamento.

(70) Articolo così sostituito dall'art. 8, comma 1, L.R. 31 dicembre 2015, n. 40, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 27, comma 2, L.R. n. 40/2015). Il testo precedente era così formulato: «Art. 22 - Norme particolari per il porto di Gioia Tauro. - 1. La Regione, in fase di redazione del Quadro territoriale regionale (Q.T.R.) di cui all'articolo 17, individua nel porto di Gioia Tauro, classificato di II categoria I classe, di rilevanza internazionale, con funzione commerciale, industriale e petrolifera, di servizio passeggeri, peschereccia, turistica e da diporto, ai sensi dell'articolo 11-bis della legge 27 febbraio 1998, n. 30, come modificato dall'articolo 10 della legge 30 novembre 1998, n. 413, il centro del sistema dei porti calabresi e del trasporto intermodale.

2. In attuazione di quanto disposto al comma precedente, il Presidente della Giunta regionale promuove apposito accordo di programma con le competenti Amministrazioni dello Stato e gli altri soggetti pubblici interessati per la concreta attuazione dei programmi proposti dalla competente Autorità Portuale.».

## Art. 23

*Piano operativo temporale (P.O.T.)*.

1. Il Piano operativo temporale (POT) è strumento facoltativo, salvo che per i Comuni eventualmente indicati in uno specifico elenco nel QTR del PSC, ed è attuato individuando le trasformazioni del territorio per interventi programmati sulla base di una coordinata, proporzionata e sostenibile progettazione di interventi privati, pubblici o di interesse pubblico e pubblico-privati da realizzare nell'arco temporale di un quinquennio, ovvero nel corso del mandato dell'amministrazione adottante <sup>(71)</sup>.
2. La durata di validità del P.O.T. può essere prorogata non oltre diciotto mesi dall'entrata in carica della nuova Giunta comunale a seguito di nuove elezioni salvo diversa determinazione del Consiglio comunale e comunque non oltre il termine di cinque anni dalla sua approvazione.
3. Il P.O.T., per gli ambiti di nuova edificazione e di riqualificazione urbanistica, in conformità al P.S.C. definisce:
  - a) la delimitazione e le priorità di attuazione degli ambiti d'intervento, gli indici edilizi, le destinazioni d'uso ammissibili in conformità al Piano strutturale comunale gli indici di proporzione per gli interventi privati, ivi compresi gli indici edilizi e le destinazioni d'uso <sup>(72)</sup>;
  - b) gli aspetti fisico-morfologici ed economico-finanziari;

- c) le modalità di attuazione degli interventi di trasformazione e/o conservazione, anche ai fini della perequazione dei regimi immobiliari interessati;
- d) l'indicazione degli interventi da assoggettare a specifiche valutazioni di sostenibilità e/o di quelli destinati alla mitigazione degli impatti e alla compensazione degli effetti;
- e) la definizione e la localizzazione puntuale delle dotazioni infrastrutturali delle opere pubbliche di interesse pubblico o generale esistenti da realizzare o riqualificare, nonché l'individuazione delle aree da sottoporre ad integrazione paesaggistica.

4. Il P.O.T. per la parte relativa agli interventi pubblici o di interesse pubblico deve essere coordinato con il bilancio pluriennale comunale e, ai sensi dell'*articolo 20 della legge n. 136/1999*, ha il valore e gli effetti del programma pluriennale di attuazione di cui all'*articolo 13 della legge n. 10/1977*. Costituisce pertanto lo strumento di indirizzo e coordinamento per il programma triennale delle opere pubbliche e per gli altri strumenti comunali settoriali previsti da leggi nazionali e regionali <sup>(73)</sup>.

5. Il P.O.T. articola e definisce la formazione dei programmi attuativi dei nuovi insediamenti o di ristrutturazioni urbanistiche rilevanti, alla cui localizzazione provvede in modo univoco; tenuto conto dello stato delle urbanizzazioni, dell'incipienza del degrado ovvero di qualsiasi condizione che ne possa determinare l'individuazione.

6. Le previsioni del P.O.T. decadono se, entro il termine di validità, non siano stati richiesti i permessi di costruire, ovvero non siano stati approvati i progetti esecutivi delle opere pubbliche o i Piani Attuativi Unitari. Per i Piani Attuativi di iniziativa privata interviene decadenza qualora, entro il termine di validità del piano, non siano state stipulate le relative convenzioni ovvero i proponenti non si siano impegnati, per quanto di competenza, con adeguate garanzie finanziarie e con atto unilaterale d'obbligo a favore del Comune.

---

*(71) Comma modificato dall'art. 2, primo comma, diciottesimo alinea, L.R. 24 novembre 2006, n. 14, dall'art. 17, comma 1, L.R. 10 agosto 2012, n. 35, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 40 della medesima legge), ed infine così sostituito dall'art. 9, comma 1, L.R. 31 dicembre 2015, n. 40, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 27, comma 2, L.R. n. 40/2015). Il testo precedente era così formulato: «Il Piano operativo temporale (P.O.T.) è strumento facoltativo ad eccezione dei Comuni che eventualmente saranno indicati in specifico elenco nel QTR del Piano strutturale comunale e lo attua individuando le trasformazioni del territorio per interventi pubblici o d'interesse pubblico individuati tali dal Consiglio comunale nonché per eventuali interventi privati, nella minor parte e nella proporzione individuata da REVda realizzare nell'arco temporale di un quinquennio, ovvero nel corso del mandato dell'amministrazione adottante.».*

*(72) Lettera così modificata dall'art. 17, comma 2, L.R. 10 agosto 2012, n. 35, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 40 della medesima legge).*

*(73) Comma così modificato dall'art. 17, comma 3, L.R. 10 agosto 2012, n. 35, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 40 della medesima legge).*

---

## **Art. 24**

### *Piani attuativi unitari.*

1. I Piani attuativi unitari (P.A.U.) sono strumenti urbanistici di dettaglio approvati dal Consiglio comunale, in attuazione del Piano strutturale comunale o del Piano operativo temporale, ove esistente, ed hanno i contenuti e l'efficacia:

- a) dei piani particolareggiati, di cui all'*articolo 13 della legge 17 agosto 1942, n. 1150* e successive modificazioni ed integrazioni;
- b) dei piani di lottizzazione, di cui all'*articolo 28 della legge 17 agosto 1942, n. 1150* e successive modificazioni ed integrazioni;
- c) dei piani di zona per l'edilizia economica e popolare, di cui alla *legge 18 aprile 1962, n. 167* e sue modificazioni ed integrazioni;
- d) dei piani per gli insediamenti produttivi, di cui all'*articolo 27 della legge 22 ottobre 1971, n. 865* e successive modificazioni ed integrazioni;
- e) dei piani di recupero del patrimonio edilizio esistente, di cui all'*articolo 28 della legge 5 agosto 1978, n. 457* e successive modificazioni ed integrazioni;
- f) dei piani di spiaggia di cui alla *legge regionale 21 dicembre 2005, n. 17* (Norme per l'esercizio della delega di funzioni amministrative sulle aree del demanio marittimo), e del Piano d'indirizzo regionale (PIR) approvato con *Delib.C.R. n. 147 del 12*

giugno 2007, in coerenza con il Piano di bacino stralcio per l'erosione costiera e del Master Plan per gli interventi di difesa e di tutela della costa di cui alla delibera del Comitato istituzionale 22 luglio 2014, n. 1 - Piano stralcio di assetto idrogeologico (PAI-Calabria)<sup>(74)</sup>;

g) dei piani di protezione civile.

2. Ciascun P.A.U. può avere, in rapporto agli interventi previsti, i contenuti e l'efficacia dei piani di cui al primo comma. Il P.A.U., in quanto corrispondente alla lottizzazione convenzionata, è richiesto come presupposto per il rilascio del permesso di costruire solo nel caso di intervento per nuova edificazione residenziale in comprensorio assoggettato per la prima volta alla edificazione e del tutto carente di opere di urbanizzazione primaria e secondaria, ovvero allorquando sia espressamente richiesto dallo strumento urbanistico generale. Rimangono comunque in vigore tutte le norme della legislazione previgente afferenti l'istituto della lottizzazione convenzionata ove applicabili.

3. I P.A.U. definiscono di norma:

a) l'inquadramento nello strumento urbanistico generale dell'area assoggettata a P.A.U.;

b) le aree e gli edifici da sottoporre a vincoli di salvaguardia;

c) i vincoli di protezione delle infrastrutture e delle attrezzature di carattere speciale;

d) le aree da destinare agli insediamenti suddivise eventualmente in isolati, lo schema planivolumetrico degli edifici esistenti e di quelli da realizzare con le relative tipologie edilizie e le destinazioni d'uso;

e) l'eventuale esistenza di manufatti destinati a demolizione ovvero soggetti a restauro, a risanamento conservativo od a ristrutturazione edilizia;

f) le aree per le attrezzature d'interesse pubblico ed i beni da assoggettare a speciali vincoli e/o servitù;

g) la rete viaria e le sue relazioni con la viabilità urbana nonché gli spazi pedonali, di sosta e di parcheggio ed i principali dati piano - altimetrici;

h) il rilievo delle reti idrica, fognante, del gas, elettrica e telefonica esistenti e la previsione di massima di quelle da realizzare;

i) l'individuazione delle unità minime d'intervento nonché le prescrizioni per quelle destinate alla ristrutturazione urbanistica;

j) le norme tecniche di esecuzione e le eventuali prescrizioni speciali;

k) la previsione di massima dei costi di realizzazione del piano;

l) comparto edificatorio;

m) gli ambiti sottoposti al recupero degli insediamenti abusivi, qualora non previsti con altri atti;

n) le previsioni di termini e priorità entro i quali devono essere realizzate le opere di urbanizzazione primaria e secondaria ovvero ogni altra attrezzatura di interesse pubblico, facenti parte della convenzione. I termini prescritti non possono essere superiori a dieci anni e comunque devono essere proporzionati alla consistenza degli interventi<sup>(75)</sup>.

4. Per garantire la realizzazione delle finalità di cui al comma 1, lettera e), il PAU deve essere integrato dall'apposita relazione per i manufatti da destinare a restauro, risanamento conservativo e consolidamento strutturale tra quelli individuati all'interno del PSC in adempimento del comma 5 dell'articolo 20, firmata da un tecnico abilitato esperto di cui all'articolo 69, comma 3, della presente legge<sup>(76)</sup>.

5. I comuni che entro la data del 30 giugno 2011, abbiano approvato il P.A.U. di cui all'articolo 30, comma 2, della presente legge, devono presentare la variante di adeguamento di cui all'articolo 30, comma 4, entro dodici mesi dalla sopraccitata data o congiuntamente a qualsiasi altra variante e modifica apportata precedentemente allo scadere del suddetto termine<sup>(77)</sup>.

---

(74) Lettera così modificata dall'art. 10, comma 1, L.R. 31 dicembre 2015, n. 40, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 27, comma 2, L.R. n. 40/2015).



(75) Lettera aggiunta dall'art. 18, comma 1, L.R. 10 agosto 2012, n. 35, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 40 della medesima legge).

(76) Comma aggiunto dall'art. 18, comma 2, L.R. 10 agosto 2012, n. 35, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 40 della medesima legge).

(77) Comma aggiunto dall'art. 18, comma 2, L.R. 10 agosto 2012, n. 35, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 40 della medesima legge).

---

## TITOLO V

### Procedure di formazione ed approvazione degli strumenti di indirizzo e di pianificazione territoriale

#### Art. 25

*Formazione ed approvazione del Quadro territoriale regionale (Q.T.R.)* <sup>(78)</sup>.

1. Il procedimento per l'elaborazione e l'approvazione del Q.T.R. e delle sue varianti, nonché dei piani settoriali regionali con valenza territoriale per i quali non sia prevista una specifica disciplina, si svolge secondo le disposizioni di cui ai successivi commi.

2. La Giunta regionale, entro 12 mesi dall'entrata in vigore della presente legge, elabora, anche sulla base delle linee guida di cui al precedente art. 17 e dell'eventuale intesa per l'elaborazione congiunta del piano paesaggistico con i Ministeri competenti di cui al comma 4-bis dell'art. 17 della legge regionale 16 aprile 2002, n. 19 ed avvalendosi del nucleo di valutazione di cui all'art. 9, il documento preliminare del Q.T.R. con il quale individua le strategie di sviluppo del sistema socio-economico della Regione trasmettendolo al Consiglio regionale, alle province, ai comuni, alle comunità Montane, alle autorità di bacino ed agli Enti di gestione dei parchi e delle aree naturali protette <sup>(79)</sup>. Il documento preliminare, oggetto di valutazione in Conferenza di Pianificazione ai sensi del comma 1 dell'art. 13, dovrà contenere inoltre il quadro conoscitivo e lo schema delle scelte di Pianificazione elaborati in base a quanto previsto dall'art. 17 e dall'articolo 10 della presente legge, e nel rispetto delle procedure indicate dal regolamento regionale inerente la VAS <sup>(80)</sup>.

3. La Regione di concerto con le Province convoca, nei trenta giorni successivi alla trasmissione del documento preliminare, la Conferenza di Pianificazione, ai sensi dell'articolo 13, articolata per singola Provincia, chiamando a parteciparvi i Comuni, le Comunità Montane, l'Autorità di bacino e gli Enti di gestione dei parchi e delle aree naturali protette, le forze economiche e sociali e i soggetti comunque interessati alla formazione degli strumenti di pianificazione. Entro quarantacinque giorni dalla convocazione della Conferenza, la Regione acquisisce le osservazioni e le eventuali proposte che andranno inserite nel documento preliminare e accoglie quelle formulate dagli altri soggetti partecipanti <sup>(81)</sup>.

4. La Giunta regionale, nei 90 giorni successivi, anche sulla base delle valutazioni e delle proposte raccolte in esito alle conferenze di pianificazione di cui al comma 3, elabora la versione definitiva del Q.T.R. e la propone al Consiglio regionale per la relativa adozione entro i successivi 60 giorni <sup>(82)</sup>. Il Q.T.R. viene successivamente trasmesso alle province ed ai soggetti partecipanti alle conferenze di pianificazione.

5. Il Q.T.R. viene depositato presso le sedi del Consiglio regionale e degli Enti di cui al comma 3 per sessanta giorni dalla data di pubblicazione sul Bollettino Ufficiale della Regione dell'avviso dell'avvenuta adozione. L'avviso deve contenere l'indicazione degli Enti presso i quali il Q.T.R. è depositato e dei termini entro cui se ne può prendere visione. Notizia dell'avvenuta adozione del Q.T.R. è data, altresì, su almeno un quotidiano a diffusione regionale ed attraverso qualsiasi forma ritenuta opportuna dalla Giunta regionale.

6. Nel medesimo termine di cui al precedente comma 5 possono formulare osservazioni e proposte:

- a) gli Enti e gli Organismi pubblici;
- b) le forze economiche e sociali e quelle costituite per la tutela di interessi diffusi;
- c) i soggetti nei confronti dei quali le previsioni del Q.T.R. adottato sono destinate a produrre effetti diretti.

6-bis. Nella fase di approvazione del QTR, il Consiglio regionale, per le attività di valutazione delle osservazioni e delle proposte pervenute, si avvale del supporto del Dipartimento Urbanistica e Governo del Territorio <sup>(83)</sup>.

7. Il Consiglio regionale, entro i successivi novanta giorni, decide sulle osservazioni e sulle proposte ed approva il Q.T.R., che conterrà il termine entro il quale le province ed i comuni saranno obbligati ad approvare o adeguare i loro piani.
8. Copia integrale del Q.T.R. approvato è depositata per la libera consultazione presso il competente Assessorato regionale ed è trasmessa agli Enti di cui al comma 3. L'avviso dell'avvenuta approvazione è pubblicato sul Bollettino Ufficiale della Regione e su almeno un quotidiano a diffusione regionale.
9. Il Q.T.R. entra in vigore dalla data di pubblicazione dell'avviso di approvazione sul Bollettino Ufficiale della Regione. Le disposizioni in esso contenute sono cogenti per gli strumenti di pianificazione sottordinata e immediatamente prevalenti su quelle eventualmente difformi. I predetti strumenti urbanistici, approvati o in corso di approvazione, devono essere adeguati secondo le modalità previste dall'articolo 73 <sup>(84)</sup>.
10. Il Q.T.R. può essere periodicamente aggiornato ed adeguato anche in relazione a modifiche della normativa e/o della programmazione comunitaria, statale o regionale ed è comunque soggetto a verifica, con scadenza decennale, in ordine alla sua attuabilità, congruenza ed adeguatezza. Tale verifica è compiuta dal Consiglio regionale, su proposta formulata dalla Giunta, anche in relazione all'evoluzione degli obiettivi di sviluppo da perseguire, dandone adeguata pubblicità nelle forme previste al precedente comma 5.

---

(78) Vedi, al riguardo, quanto previsto dalla Delib.G.R. 20 marzo 2012, n. 113.

(79) Periodo così modificato dall'art. 1, comma 4, L.R. 28 dicembre 2007, n. 29.

(80) Comma così modificato dall'art. 3, primo comma, primo alinea, L.R. 24 novembre 2006, n. 14 e dall'art. 19, L.R. 10 agosto 2012, n. 35, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 40 della medesima legge).

(81) Comma così sostituito dall'art. 3, primo comma, secondo alinea, L.R. 24 novembre 2006, n. 14. Il testo originario era così formulato: «3. Le province convocano, nei trenta giorni successivi alla trasmissione del documento preliminare, una Conferenza di pianificazione, ai sensi dell'articolo 13, chiamando a parteciparvi i comuni, le comunità Montane, le autorità di bacino e gli Enti di gestione dei parchi e delle aree naturali protette, le forze economiche e sociali e i soggetti comunque interessati alla formazione degli strumenti di pianificazione. Entro trenta giorni dalla convocazione della Conferenza, le province rimettono alla Regione le osservazioni e le eventuali proposte sul documento preliminare e riferiscono quelle formulate dagli altri soggetti partecipanti.».

(82) Periodo così modificato dall'art. 3, primo comma, terzo alinea, L.R. 24 novembre 2006, n. 14.

(83) Comma aggiunto dall'art. 49, comma 1, lettera c), L.R. 12 giugno 2009, n. 19.

(84) Comma così modificato dall'art. 11, comma 1, L.R. 31 dicembre 2015, n. 40, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 27, comma 2, L.R. n. 40/2015).

---

#### **Art. 25-bis**

*Formazione ed approvazione dei Piani Paesaggistici d'Ambito (PPd'A).*

1. Il PPd'A ha valore di piano paesaggistico alla luce del *D.Lgs. n. 42/2004* e definisce le strategie di tutela, conservazione e valorizzazione del paesaggio, codificate dall'apposito apparato normativo.
2. Le competenze in materia di Piani Paesaggistici d'Ambito sono della Regione che, nella sua autonomia ed eventualmente in maniera coordinata con i Ministeri competenti in base a quanto indicato al comma 4-bis dell'*art. 17 della legge regionale 16 aprile 2002, n. 19*, stabilisce le modalità attuative per la loro redazione e gestione fatto salvo il rispetto delle procedure indicate dal regolamento regionale inerente la VAS <sup>(85)</sup>.
3. Il procedimento di elaborazione e approvazione dei PPd'A è distinto per ciascun ambito.
4. Ai sensi dell'art. 2 della presente legge, il PPd'A è oggetto di concertazione con le Province e gli altri Enti e soggetti interessati e fa riferimento alle determinazioni della Conferenza permanente Stato-Regioni in materia di paesaggio.
5. La Regione, ultimata la fase di concertazione, assume la versione definitiva del PPd'A, lo adotta, lo pubblica e lo invia alle Province interessate, alle Soprintendenze e ad altri Enti e soggetti per le relative osservazioni. Entro 60 giorni vengono raccolte le osservazioni e predisposte le relative determinazioni. Il Piano Paesaggistico d'Ambito viene approvato dal Consiglio Regionale su

proposta della Giunta <sup>(86)</sup>.

---

*(85) Comma così modificato dall'art. 1, comma 5, L.R. 28 dicembre 2007, n. 29 e dall'art. 20, L.R. 10 agosto 2012, n. 35, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 40 della medesima legge).*

*(86) Articolo aggiunto dall'art. 3, primo comma, quarto alinea, L.R. 24 novembre 2006, n. 14, poi cos' modificato come indicato nella nota che precede.*

---

## **Art. 26**

*Formazione ed approvazione del Piano territoriale di coordinamento provinciale (P.T.C.P.).*

1. Il P.T.C.P. ha valore di piano urbanistico territoriale ed in relazione ai valori paesaggistici ed ambientali, di cui al *decreto legislativo 22 gennaio 2004, n. 42*, si raccorda ed approfondisce i contenuti del Q.T.R. tenendo conto anche delle diverse articolazioni della pianificazione paesaggistica fatto salvo il rispetto delle procedure indicate dal regolamento regionale inerente la VAS <sup>(87)</sup>.
2. Il procedimento per l'elaborazione e l'approvazione del PTCP, del suo adeguamento e delle relative varianti sostanziali, nonché dei piani settoriali provinciali con valenza territoriale, per i quali non è prevista una specifica disciplina, si svolge secondo le disposizioni di cui ai commi seguenti <sup>(88)</sup>.
3. Il consiglio provinciale adotta il documento preliminare del PTCP, elaborato sulla base degli atti regionali di programmazione e di pianificazione, ove esistenti o, in mancanza, sulla base delle linee guida di cui all'articolo 17. Il documento preliminare, oggetto di valutazione in Conferenza di pianificazione, ai sensi dell'articolo 13, comma 1, deve contenere, oltre al quadro conoscitivo, lo schema delle scelte pianificatorie elaborato in base a quanto previsto dall'articolo 18 ed il rapporto preliminare di cui all'*articolo 13, comma 1, del D.Lgs. n. 152/2006*, secondo i criteri di cui all'allegato 1 del medesimo decreto <sup>(89)</sup>.
4. Il presidente della Provincia convoca, entro dieci giorni dalla data di esecutività della delibera di consiglio provinciale di adozione, la conferenza di pianificazione ai sensi dell'articolo 13, per l'esame congiunto del documento preliminare, invitando, per conto della Regione, il Settore Urbanistica del Dipartimento Ambiente e Territorio di cui all'articolo 9, le province contermini, i comuni, l'Autorità di bacino e gli enti di gestione dei parchi e delle aree naturali protette, le forze economiche e sociali ed i soggetti comunque interessati alla formazione degli strumenti di pianificazione <sup>(90)</sup>.
5. Il Documento preliminare di piano adottato è trasmesso ai soggetti invitati alla conferenza di pianificazione, almeno trenta giorni prima della data di convocazione, in copia digitale, nelle forme previste dalla legge <sup>(91)</sup>.
6. La conferenza di pianificazione si conclude con l'acquisizione dei pareri preliminari e delle osservazioni formulati dagli enti e dai soggetti che per legge sono chiamati ad esprimere parere vincolante e, comunque, non oltre il termine di novanta giorni, decorso il quale si intendono acquisiti, secondo quanto disposto dalla *legge 7 agosto 1990, n. 241* (Nuove norme in materia di procedimento amministrativo e di diritto di accesso ai documenti amministrativi) <sup>(92)</sup>.
7. Entro trenta giorni dalla conclusione favorevole della conferenza di pianificazione, giusta determina del responsabile dell'ufficio di piano, il Documento preliminare deve essere completato ed implementato di tutti gli elementi che conferiscono allo stesso il requisito del perfezionamento del PTCP. Entro i successivi trenta giorni, il PTCP completo del Rapporto ambientale e della Sintesi non tecnica, è adottato dal consiglio provinciale e depositato presso la sede provinciale per sessanta giorni decorrenti dalla data di pubblicazione nel Bollettino ufficiale telematico della Regione Calabria (BURC) dell'avviso di avvenuta adozione. L'avviso, redatto anche ai sensi dell'*articolo 14, comma 1, del D.Lgs. n. 152/2006*, deve contenere l'indicazione dell'ente presso il quale il PTCP è depositato e dei termini entro i quali prenderne visione e formulare eventuali osservazioni. Dell'avvenuta adozione del PTCP è data notizia, altresì, su almeno un quotidiano a diffusione regionale. Il PTCP è, inoltre, pubblicato nel sito istituzionale della provincia <sup>(93)</sup>.
8. Successivamente all'accoglimento o al rigetto delle eventuali osservazioni pervenute anche a seguito delle consultazioni di cui all'articolo 14 del *D.Lgs. n. 152/2006* e dell'*articolo 24 del Reg. reg. n. 3/2008*, giusta deliberazione del consiglio provinciale, previa idonea istruttoria tecnica d'ufficio, il PTCP è trasmesso, in copia digitale, nelle forme previste dalla legge, al Settore Urbanistica del Dipartimento Ambiente e Territorio per l'acquisizione, entro e non oltre novanta giorni, del parere definitivo motivato sulla conformità e sulla coerenza urbanistica e ambientale con il QTR, ai sensi dell'*articolo 15 del D.Lgs. n. 152/2006* e dell'*articolo 25 del Reg. reg. n. 3/2008* <sup>(94)</sup>.
9. In caso di parere favorevole, la Provincia predisporre il PTCP, completo di tutti gli elaborati prescritti, che è definitivamente approvato dal consiglio provinciale <sup>(95)</sup>.

10. Ove si riscontri grave ed immotivata incoerenza derivante dal mancato recepimento delle osservazioni e prescrizioni emanate in sede di Conferenza di pianificazione sul Documento Preliminare e sullo svolgimento delle consultazioni ai sensi del *D.Lgs. n. 152/2006* e dell'*articolo 24 del Reg. reg. n. 3/2008*, il Settore Urbanistica del Dipartimento Ambiente e Territorio ne dà comunicazione alla Provincia affinché, entro i successivi trenta giorni, la stessa possa ristabilire gli elementi di coerenza necessari e trasmettere il piano così adeguato, al fine dell'acquisizione del parere definitivo entro il successivo termine perentorio di trenta giorni, decorso il quale detto parere si intende acquisito, ai sensi della *legge n. 241/1990* <sup>(96)</sup>.

11. Successivamente all'approvazione del PTCP da parte del Consiglio provinciale, copia dello strumento e del rapporto ambientale unitamente agli atti di cui all'*articolo 17 del D.Lgs. 152/2006* s.m.i. sono depositati per la libera consultazione presso la Provincia ed è trasmesso alle Amministrazioni di cui al comma 4. L'avviso dell'avvenuta approvazione del piano è pubblicato nel B.U.R. Dell'approvazione è data altresì notizia con avviso sui quotidiani a diffusione regionale e sui siti istituzionali della Regione e della Provincia <sup>(97)</sup>.

12. Il piano entra in vigore dalla data di pubblicazione dell'avviso della approvazione sul Bollettino Ufficiale della Regione.

12-bis. L'eventuale accertato contrasto del PTCP alla legge o al QTR a valenza paesaggistica è disciplinato nelle forme e con le modalità previste dall'*articolo 73* <sup>(98)</sup>.

13. Il P.T.C.P. è soggetto a verifica, con scadenza decennale, in ordine alla sua attuabilità, congruenza ed adeguatezza. Tale verifica è compiuta dal Consiglio provinciale, su proposta formulata dalla Giunta. I parametri di verifica devono correlarsi ai contenuti della programmazione economica e della pianificazione territoriale regionale, nonché all'evoluzione delle esigenze e dei fabbisogni della Regione.

13-bis) Il PTCP è soggetto al monitoraggio di cui all'*articolo 18 del D.Lgs. 152/2006* s.m. e i., secondo modalità e forme ivi definitive, nonché secondo i regolamenti regionali in materia <sup>(99)</sup>.

---

*(87) Comma così modificato dall'art. 3, primo comma, quinto alinea, L.R. 24 novembre 2006, n. 14 e dall'art. 21, comma 1, L.R. 10 agosto 2012, n. 35, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 40 della medesima legge).*

*(88) Comma così sostituito dall'art. 12, comma 1, lettera a), L.R. 31 dicembre 2015, n. 40, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 27, comma 2, L.R. n. 40/2015). Il testo precedente era così formulato: «2. Il procedimento per l'elaborazione e l'approvazione del P.T.C.P. e delle sue varianti, nonché dei piani settoriali provinciali con valenza territoriale, per i quali non sia prevista una specifica disciplina, si svolge secondo le disposizioni di cui ai commi seguenti.».*

*(89) Comma modificato dall'art. 3, primo comma, sesto alinea, L.R. 24 novembre 2006, n.14 e poi sostituito prima dall'art. 21, comma 2, L.R. 10 agosto 2012, n. 35, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 40 della medesima legge) e poi dall'art. 12, comma 1, lettera b), L.R. 31 dicembre 2015, n. 40, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 27, comma 2, L.R. n. 40/2015). Il testo precedente era così formulato: «3. Il Consiglio provinciale elabora il documento preliminare del PTCP, sulla base degli atti regionali di programmazione e pianificazione, ove esistenti o, in mancanza, sulla base delle linee guida di cui all'articolo 17. Il documento preliminare, oggetto di valutazione in Conferenza di pianificazione ai sensi dell'articolo 13, comma 1, deve contenere, oltre al quadro conoscitivo, lo schema delle scelte pianificatorie elaborato in base a quanto previsto dall'articolo 18 ed il rapporto preliminare di cui al comma 1 dell'articolo 13 del D.Lgs. 152/2006 s.m.i. secondo i criteri di cui all'allegato 1 del medesimo D.Lgs.».*

*(90) Comma prima modificato dall'art. 3, primo comma, settimo alinea, L.R. 24 novembre 2006, n. 14 e poi così sostituito dall'art. 12, comma 1, lettera c), L.R. 31 dicembre 2015, n. 40, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 27, comma 2, L.R. n. 40/2015). Il testo precedente era così formulato: «4. Il Presidente della Provincia convoca la Conferenza di pianificazione ai sensi dell'articolo 13 per l'esame congiunto del documento preliminare, invitando la Regione, le province contermini, i comuni, le comunità montane, l'autorità di bacino e gli Enti di gestione dei parchi e delle aree naturali protette, le forze economiche e sociali ed i soggetti comunque interessati alla formazione degli strumenti di pianificazione.».*

*(91) Comma modificato dall'art. 3, primo comma, ottavo alinea, L.R. 24 novembre 2006, n. 14, poi sostituito prima dall'art. 21, comma 3, L.R. 10 agosto 2012, n. 35, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 40 della medesima legge) e poi dall'art. 12, comma 1, lettera d), L.R. 31 dicembre 2015, n. 40, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 27, comma 2, L.R. n. 40/2015). Il testo precedente era così formulato: «5. La Conferenza si conclude nel termine di centocinquanta giorni entra i quali:*

*a) gli enti ed i soggetti, i cui pareri non sono per legge vincolanti ed inibitori, possono presentare proposte e memorie scritte che il consiglio provinciale valuta in sede di adozione del PTCP di cui al comma 6, ove risultino pertinenti e coerenti all'oggetto del procedimento;*

*b) gli enti che per legge sono chiamati ad esprimere parere vincolante, devono esprimerlo preliminarmente entro quarantacinque giorni dalla convocazione, fatto salvo quanto diversamente previsto dal D.Lgs. 152/2006 s.m.i., e dalla normativa regionale in materia, per i pareri inerenti la*

VAS. A tal fine l'autorità competente e gli altri soggetti competenti in materia ambientale forniscono i propri contributi per definire la portata ed il livello delle informazioni da includere nel Rapporto Ambientale. Se il parere prescrive modifiche, queste devono essere apportate dalla provincia entro i successivi quarantacinque giorni. Infine, entro i termini di chiusura della conferenza di pianificazione devono essere emanati i pareri definitivi .».

(92) Comma così sostituito prima dall'art. 21, comma 4, L.R. 10 agosto 2012, n. 35, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 40 della medesima legge) e poi dall'art. 12, comma 1, lettera e), L.R. 31 dicembre 2015, n. 40, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 27, comma 2, L.R. n. 40/2015). Il testo precedente era così formulato: «6. Alla conclusione favorevole della Conferenza di pianificazione; che può avvenire solamente dopo l'acquisizione di tutti i pareri obbligatori richiesti dalla normativa vigente, il documento preliminare del PTCP, deve essere completato ed implementato di tutti gli elementi che conferiscono allo stesso il requisito del perfezionamento dell'atto di pianificazione denominato Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale (PTCP), che deve contenere le eventuali modifiche a seguito dei pareri e delle osservazioni espresse.».

(93) Comma così sostituito prima dall'art. 21, comma 5, L.R. 10 agosto 2012, n. 35, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 40 della medesima legge) e poi dall'art. 12, comma 1, lettera f), L.R. 31 dicembre 2015, n. 40, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 27, comma 2, L.R. n. 40/2015). Il testo precedente era così formulato: «7. Il Consiglio provinciale, su proposta della Giunta, adotta il PTCP che, in copia, è trasmesso al Dipartimento Urbanistica della Regione, all'autorità competente ai fini VAS e, su supporto informatico, ai soggetti di cui al comma 4. Il PTCP adottato, unitamente al rapporto ambientale, viene depositato presso la sede della provincia e degli enti territoriali di cui al comma 4, per un periodo non inferiore a sessanta giorni dalla data di pubblicazione sul BUR dell'avviso dell'avvenuta adozione. Il PTCP, unitamente al rapporto ambientale, è pubblicato sul sito istituzionale dell'Ente. L'avviso deve contenere l'indicazione degli enti territoriali presso i quali il PTCP è depositato e dei termini entro cui se ne può prendere visione. Notizia dell'avvenuta adozione del PTCP è data, altresì, sui quotidiani a diffusione regionale ed attraverso qualsiasi forma ritenuta opportuna dalla Giunta provinciale.».

(94) Comma così sostituito prima dall'art. 21, comma 6, L.R. 10 agosto 2012, n. 35, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 40 della medesima legge) e poi dall'art. 12, comma 1, lettera g), L.R. 31 dicembre 2015, n. 40, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 27, comma 2, L.R. n. 40/2015). Il testo precedente era così formulato: «8. Nel termine di cui al precedente comma 7, in conformità al comma 3 dell'articolo 14 del D.Lgs. 152/2006 s.m.i. chiunque può prendere visione del PTCP e del relativo rapporto ambientale e presentare proprie osservazioni in forma scritta, anche fornendo nuovi o ulteriori elementi conoscitivi e valutativi.».

(95) Comma prima modificato dall'art. 21, comma 7, L.R. 10 agosto 2012, n. 35, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 40 della medesima legge) e poi così sostituito dall'art. 12, comma 1, lettera h), L.R. 31 dicembre 2015, n. 40, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 27, comma 2, L.R. n. 40/2015). Il testo precedente era così formulato: «9. Il competente dipartimento regionale, entro il termine perentorio di centoventi giorni dal ricevimento del P.T.C.P., è tenuto a dare riscontro vincolante rilevando gli eventuali profili di incoerenza del P.T.C.P. medesimo con gli esiti della Conferenza di pianificazione di cui al precedente comma 4 ed a individuare eventuali difformità con i contenuti prescrittivi del Q.T.R. e degli altri strumenti della pianificazione regionale, ove esistenti nonché con gli interventi programmati o in fase di realizzazione di competenza statale o regionale nella provincia medesima, ovvero di province con termini i cui effetti ricadono sul territorio in esame. Decorso infruttuosamente il termine di cui al primo capoverso la giunta provinciale predisporre il P.T.C.P. nella sua veste definitiva rimettendolo al consiglio per la prescritta approvazione.».

(96) Comma così sostituito prima dall'art. 21, comma 8, L.R. 10 agosto 2012, n. 35, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 40 della medesima legge) e poi dall'art. 12, comma 1, lettera i), L.R. 31 dicembre 2015, n. 40, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 27, comma 2, L.R. n. 40/2015). Il testo precedente era così formulato: «10. Il Consiglio provinciale, nei novanta giorni successivi al ricevimento del riscontro di cui al precedente comma 9 da parte della Regione si determina in merito alle osservazioni pervenute ed adegua il PTCP sia alle eventuali prescrizioni da questa formulate sia sulla base del parere motivato ai fini VAS espresso dall'Autorità competente ai sensi dell'articolo 15 del D.Lgs. 152/2006 e s.m.i. Nello stesso termine si esprime in ordine alle osservazioni e alle proposte formulate dai soggetti di cui al precedente comma 6. La mancata determinazione nel termine indicato da parte della Giunta provinciale dei dovuti riscontri alle prescrizioni regionali ed ai contenuti delle osservazioni al PTCP, comporta l'automatico accoglimento, intendendosi quale silenzio-assenso, di quelle chiaramente identificabili sulle tavole di piano e/o nell'apparato normativo.».

(97) Comma prima sostituito dall'art. 21, comma 8-bis, L.R. 10 agosto 2012, n. 35, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 40 della medesima legge) e poi così modificato dall'art. 12, comma 1, lettera j), L.R. 31 dicembre 2015, n. 40, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 27, comma 2, L.R. n. 40/2015). Il testo precedente era così formulato: «11. Successivamente all'approvazione del P.T.C.P. da parte del Consiglio provinciale, copia dello strumento è depositata per la libera consultazione presso la Provincia ed è trasmesso alle Amministrazioni di cui al comma 4. L'avviso dell'avvenuta approvazione del piano è pubblicato nel Bollettino Ufficiale della Regione. Dell'approvazione è data altresì notizia con avviso sui quotidiani a diffusione regionale.».

(98) Comma aggiunto dall'art. 12, comma 1, lettera k), L.R. 31 dicembre 2015, n. 40, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 27, comma 2, L.R. n. 40/2015).

(99) Comma aggiunto dall'art. 21, comma 8-ter, L.R. 10 agosto 2012, n. 35, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 40 della medesima legge).

**Art. 27***Formazione ed approvazione del PSC<sup>(100)</sup>.*

1. Il procedimento disciplinato dal presente articolo si applica all'elaborazione ed all'approvazione del PSC e del REU, integrato con la procedura VAS, ai sensi del *D.Lgs. n. 152/2006* e del *Reg. reg. n. 3/2008*, e con l'indicazione della perimetrazione dell'area da assoggettare al Piano comunale di spiaggia, di cui all'articolo 24, per i comuni costieri non ancora dotati, nonché alle relative varianti sostanziali e all'adeguamento agli strumenti di pianificazione sovraordinata di cui al comma 3 dell'articolo 73.
2. I comuni danno avvio alla procedura di redazione del piano mediante apposita deliberazione di giunta comunale, di approvazione delle linee d'indirizzo strategico volte al rispetto del principio generale della pianificazione territoriale urbanistica sul contenimento del consumo di suolo.
3. Sulla scorta del contributo per il quadro conoscitivo certificato dal Settore Urbanistica del Dipartimento Ambiente e Territorio di cui all'articolo 9, gli enti territoriali interessati elaborano il proprio quadro conoscitivo e, quindi, il Documento preliminare del piano completo di REU, predisposto in base a quanto previsto dagli articoli 20 e 21, e del rapporto preliminare di cui al comma 1 dell'articolo 13 del *D.Lgs. n. 152/2006*, redatto secondo i criteri di cui all'allegato 1 del medesimo decreto.
4. Entro centottanta giorni dalla data di avvio di cui al comma 2, il consiglio comunale, su proposta della giunta comunale, adotta il Documento preliminare del piano di cui al comma 3.
5. Il sindaco, entro dieci giorni dalla data di esecutività della delibera di consiglio comunale di adozione, convoca la conferenza di pianificazione, ai sensi dell'articolo 13, per l'esame congiunto del Documento preliminare di piano e per lo svolgimento delle consultazioni preliminari di cui al comma 1 dell'articolo 13 del *D.Lgs. 152/2006* e dell'articolo 23 del *Reg. reg. n. 3/2008*, invitando, per conto della Regione, il Settore Urbanistica del Dipartimento Ambiente e Territorio di cui all'articolo 9, la Provincia, la Città metropolitana, i comuni contermini e quelli eventualmente individuati dal PTCP e dal PTCM, l'Autorità di bacino e gli enti di gestione dei parchi e delle aree naturali protette territorialmente interessati, le forze economiche e sociali ed i soggetti comunque interessati alla formazione degli strumenti di pianificazione.
6. Il Documento preliminare di piano adottato è trasmesso ai soggetti invitati alla conferenza di pianificazione, almeno trenta giorni prima della data di convocazione, in copia digitale, nelle forme previste dalla legge.
7. La conferenza di pianificazione si conclude con l'acquisizione dei pareri preliminari e delle osservazioni formulati dagli enti ed i soggetti che per legge sono chiamati ad esprimere parere vincolante e, comunque, non oltre il termine di novanta giorni, decorso il quale gli stessi si intendono acquisiti, ai sensi della *legge n. 241/1990*.
8. Entro trenta giorni dalla conclusione favorevole della conferenza di pianificazione, con determina del responsabile dell'ufficio di piano, il Documento preliminare deve essere completato ed implementato di tutti gli elementi che gli conferiscono il requisito del perfezionamento dell'atto di pianificazione denominato PSC. Entro i successivi trenta giorni, il PSC completo del Rapporto ambientale e della Sintesi non tecnica, è adottato dal consiglio comunale, su proposta della giunta e depositato presso la sede del Comune per sessanta giorni dalla pubblicazione nel BURC dell'avviso dell'avvenuta adozione. L'avviso, redatto anche ai sensi dell'articolo 14, comma 1, del *D.Lgs. n. 152/2006*, deve contenere l'indicazione dell'ente presso il quale il PSC è depositato e dei termini entro i quali prenderne visione e formulare eventuali osservazioni. Dell'avvenuta adozione del PSC è data notizia, altresì, su almeno un quotidiano a diffusione regionale. Il PSC è inoltre pubblicato nel sito istituzionale del Comune.
9. Successivamente all'accoglimento o al rigetto delle eventuali osservazioni pervenute anche a seguito delle consultazioni di cui all'articolo 14 del *D.Lgs. n. 152/2006* e dell'articolo 24 del *Reg. reg. n. 3/2008*, giusta deliberazione di consiglio comunale, previa idonea istruttoria tecnica d'ufficio, il PSC è trasmesso in copia digitale, nelle forme previste dalla legge, al Settore Urbanistica del Dipartimento Ambiente e Territorio, alla Provincia e alla Città metropolitana, per l'acquisizione, entro e non oltre novanta giorni, del parere definitivo motivato sulla conformità e sulla coerenza urbanistica e ambientale con i rispettivi QTR, PTCP e PTCM ed ai sensi dell'articolo 15 del *D.Lgs. n. 152/2006* e dell'articolo 25 del *Reg. reg. n. 3/2008*.
10. In caso di parere favorevole, il Comune predispose il PSC completo di tutti gli elaborati prescritti che, su proposta della giunta comunale, è definitivamente approvato dal consiglio comunale.
11. Ove si riscontri grave ed immotivata incoerenza con gli strumenti sovraordinati, derivante dal mancato recepimento delle osservazioni e prescrizioni emanate in sede di conferenza di pianificazione sul Documento preliminare e sullo svolgimento delle consultazioni ai sensi del *D.Lgs. n. 152/2006*, e del *Reg. reg. n. 3/2008*, il Settore Urbanistica del Dipartimento Ambiente e Territorio, la Provincia e la Città metropolitana ne danno comunicazione affinché il Comune, entro i successivi trenta giorni, possa ristabilire gli

elementi di coerenza necessari e trasmettere il piano, così adeguato, al fine dell'acquisizione del parere definitivo entro il successivo termine perentorio di trenta giorni, decorso il quale si intendono acquisiti, ai sensi della legge n. 241/1990.

12. Successivamente all'approvazione del PSC da parte del consiglio comunale, una copia integrale del piano approvato è trasmessa alla Regione, alla Provincia e alla Città metropolitana, secondo le modalità di cui all'articolo 8, comma 8. Il PSC ed il Rapporto ambientale, unitamente agli atti di cui all'articolo 17 del D.Lgs. n. 152/2006, sono depositati presso il Comune per la libera consultazione. L'avviso dell'avvenuta approvazione del piano e del suo deposito è pubblicato nel BURC. Della stessa approvazione e dell'avvenuto deposito è data, altresì, notizia con avviso su almeno un quotidiano a diffusione regionale e nei siti istituzionali della Regione, della Provincia, della Città metropolitana e del Comune interessato.

13. Il piano entra in vigore dalla data di pubblicazione nel BURC dell'avviso dell'approvazione e dell'avvenuto deposito.

14. L'eventuale accertato contrasto del PSC alla legge o agli strumenti di pianificazione sovraordinata vigenti è disciplinato nelle forme e con le modalità previste dall'articolo 73.

15. Il PSC è soggetto al monitoraggio di cui all'articolo 18 del D.Lgs. n. 152/2006, secondo modalità e forme ivi definite, nonché secondo i regolamenti regionali in materia.

---

(100) Articolo modificato dall'art. 3, L.R. 24 novembre 2006, n. 14, dall'art. 49, L.R. 12 giugno 2009, n. 19, dall'art. 22, L.R. 10 agosto 2012, n. 35, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 40, L.R. n. 35/2012), ed infine così sostituito dall'art. 13, comma 1, L.R. 31 dicembre 2015, n. 40, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 27, comma 2, L.R. n. 40/2015). Il testo precedente era così formulato: «Art. 27 - Formazione ed approvazione del Piano strutturale comunale (P.S.C.) - 1. Il procedimento disciplinato dal presente articolo si applica all'elaborazione ed all'approvazione congiunta del P.S.C. e del R.E.U., nonché alle relative varianti fatto salvo il rispetto delle procedure indicate dal regolamento afferente la VAS.

2. Il Consiglio comunale, su proposta della Giunta comunale, adotta il documento preliminare del piano e del regolamento, sulla base degli atti regionali e provinciali di programmazione e pianificazione in vigore con i contenuti minimi del quadro conoscitivo in forma completa, redatto secondo gli standard di cui all'allegato A della presente legge, uno schema delle scelte strutturali e strategiche con le principali modalità d'uso del territorio, lo schema del REU esplicativo delle norme che si vogliono implementare, elaborati in base a quanto previsto dagli articoli 20 e 21, ed il rapporto preliminare di cui al comma 1 dell'articolo 13 del D.Lgs. 152/2006 s.m.i. secondo i criteri di cui all'allegato 1 del medesimo D.Lgs. Il Sindaco, convoca la Conferenza di pianificazione ai sensi dell'articolo 13 per l'esame congiunto del documento preliminare invitando la Regione, la Provincia, i Comuni contermini e quelli eventualmente individuati dal P.T.C.P. ai sensi del comma 3 dell'articolo 13; la Comunità montana e gli Enti di gestione dei parchi e delle aree naturali protette territorialmente interessati; le forze economiche e sociali ed i soggetti comunque interessati alla formazione degli strumenti di pianificazione. Al fine di contenere i costi economici a carico dei comuni, le copie in formato cartaceo dei Piani sono riservate esclusivamente in numero di una ciascuno ai competenti dipartimenti della Regione e della provincia. A tutti gli altri soggetti interessati al procedimento è consegnata o trasmessa una copia con firma digitale del progettista per tramite del comune.

3. La Conferenza si conclude entro il termine di centocinquanta giorni entro i quali:

a) gli enti ed i soggetti, i cui pareri non sono per legge vincolanti ed inibitori, possono presentare proposte e memorie scritte, che il Consiglio comunale valuta in sede di adozione del PSC di cui al comma 4, ove risultino pertinenti e coerenti all'oggetto del procedimento;

b) gli enti che per legge sono chiamati ad esprimere parere vincolante, devono esprimerlo preliminarmente entro quarantacinque giorni dalla convocazione, fatto salvo quanto diversamente previsto dal D.Lgs. 152/2006 s.m.i., e dalla normativa regionale in materia, per i pareri inerenti la VAS. Se il parere contempla modifiche, queste devono essere apportate dal comune entro i successivi quarantacinque giorni. Gli elaborati, così modificati, devono essere trasmessi entro i trenta giorni successivi. In ogni caso entro i termini di conclusione della Conferenza di pianificazione devono essere emanati i pareri definitivi.

3-bis. [Gli Enti che per legge sono chiamati ad esprimere, nelle fasi di formazione, adozione e approvazione degli strumenti di pianificazione urbanistica, un parere vincolante, in sede di Conferenza di Pianificazione esprimono il parere in via preventiva riservandosi di esprimere il richiesto parere definitivo nelle opportune successive fasi di adozione e/o approvazione degli strumenti di pianificazione, secondo quanto previsto dalla normativa vigente].

4. Alla conclusione favorevole della Conferenza di pianificazione, che può avvenire solamente dopo l'acquisizione dei pareri obbligatori previsti dalla normativa vigente, il documento preliminare ed il REU, devono essere completati ed implementati di tutti gli elementi che conferiscono allo stesso il requisito del perfezionamento dell'atto di pianificazione denominato Piano Strutturale Comunale (PSC), che deve contenere le eventuali modifiche intervenute a seguito dei pareri e delle osservazioni espresse.

4-bis. Il Consiglio comunale, su proposta della Giunta, adotta il PSC/PSA che, in separate copie, viene trasmesso al Dipartimento Urbanistica della Regione e della provincia, all'autorità competente ai fini VAS e, su supporto informatico, ai soggetti di cui al comma 2. Il Piano adottato, unitamente al rapporto ambientale, è depositato presso la sede del comune per sessanta giorni dalla pubblicazione sul BURC dell'avviso dell'avvenuta adozione. L'avviso deve contenere l'indicazione dell'ente presso il quale il PSC è depositato e dei termini entro i quali se ne può prendere visione. Notizia

dell'avvenuta adozione del PSC è data, altresì, su almeno un quotidiano a diffusione regionale. Il PSC/PSA è inoltre pubblicato sul sito istituzionale del comune.

4-ter. La Regione e la provincia, entro i successivi novanta giorni dal ricevimento del PSC/PSA adottato, verificano la conformità e la coerenza con i rispettivi QTR e PTCP e:

a) nel caso di conformità e coerenza con gli strumenti sovraordinati, entro il termine perentorio succitato, ne danno comunicazione al comune, il quale predispone il PSC/PSA, completo di tutti gli elaborati prescritti, che, su proposta della Giunta comunale, è definitivamente approvato dal Consiglio comunale;

b) ove si riscontri grave ed immotivata incoerenza derivante dal mancato recepimento delle osservazioni e prescrizioni emanate in sede di Conferenza dei servizi sul D.P. con gli strumenti sovraordinati, ovvero ad uno solo di essi, entro i termini previsti dal presente comma, ne danno comunicazione affinché il comune, entro i successivi trenta giorni possa ristabilire gli elementi di coerenza necessari e trasmettere gli elaborati così adeguati ai dipartimenti competenti. Questi ultimi, entro il successivo termine perentorio di trenta giorni, rilasciano il parere definitivo. Decorsi infruttuosamente i termini di cui sopra, si intendono acquisiti positivamente i pareri definitivi della Regione e della provincia. Ottenuti i pareri, il comune predispone il PSC/PSA completo di tutti gli elaborati prescritti, che, su proposta della Giunta comunale, è definitivamente approvato dal Consiglio comunale.

5. Nel termine di cui al comma 4-bis, in conformità al comma 3 dell'articolo 14 del D.Lgs. 152/2006 s.m.i. chiunque può prendere visione del PSC e del relativo rapporto ambientale e presentare proprie osservazioni in forma scritta, anche fornendo nuovi o ulteriori elementi conoscitivi e valutativi.

6. Nel caso di assenza di osservazioni e proposte, il comune ne dà atto con apposita deliberazione di consiglio comunale entro trenta giorni dalla scadenza del termine di deposito di cui al comma 5 ed il Piano entra in vigore dal giorno successivo.

7. Solamente nel caso in cui pervengano osservazioni e proposte di cui al comma 5, il consiglio comunale, in apposita seduta, dopo idonea istruttoria tecnica, esamina le osservazioni e le proposte pervenute e con espressa motivazione le accoglie o le rigetta.

7-bis. Il Consiglio comunale:

a) nel caso di rigetto motivato delle osservazioni, applica il comma 6;

b) nel caso di accoglimento totale o parziale di osservazioni, il comune, entro i trenta giorni successivi alla delibera del consiglio comunale relativa alla nuova adozione, con l'accoglimento delle medesime osservazioni, trasmette il Piano così modificato ai competenti dipartimenti della Regione e della provincia i quali, entro il termine perentorio di novanta giorni dal ricevimento del PSC/PSA, verificano la coerenza con i rispettivi QTR e PTCP. Se Regione e provincia riscontrano grave ed immotivata incoerenza derivante dal recepimento delle osservazioni di cui al comma 5 con gli strumenti sovraordinati, ovvero ad uno solo di essi, ne danno immediata comunicazione al comune affinché, entro i successivi trenta giorni, possa ristabilire gli elementi di coerenza necessari e trasmettere gli elaborati così adeguati ai dipartimenti competenti. Questi ultimi, entro il successivo termine perentorio di trenta giorni rilasciano il parere definitivo. Decorsi infruttuosamente i termini di cui sopra, il comune predispone il PSC/PSA completo di tutti gli elaborati prescritti che, su proposta della Giunta comunale, è definitivamente approvata dal consiglio comunale.

7-ter. Il provvedimento di approvazione del Piano Strutturale e del REU deve contenere le informazioni dettagliate delle osservazioni e proposte pervenute e l'espressa motivazione delle determinazioni conseguentemente adottate nonché il parere motivato di approvazione espresso dall'autorità competente per la VAS.

7-quater. L'eventuale adeguamento del PSC/PSA alle prescrizioni della Regione o della provincia a seguito dell'esame del PSC/PSA con recepimento delle osservazioni, comporta una nuova pubblicazione solo se le modifiche rivestono carattere sostanziale all'impostazione urbanistica generale, all'impianto delle norme e ai principi posti alla base della strategia del Piano.

8. Successivamente all'approvazione del PSC da parte del Consiglio comunale, una copia integrale del piano approvato è trasmessa alla Regione e alla Provincia secondo le modalità ed i tempi di cui all'articolo 8, comma 8, della presente legge. Il PSC ed il rapporto ambientale unitamente agli atti di cui all'articolo 17 del D.Lgs. 152/2006 s.m.i. sono depositati presso il Comune per la libera consultazione. L'avviso dell'avvenuta approvazione del piano e del suo deposito viene pubblicato sul B.U.R. Della stessa approvazione e avvenuto deposito è data altresì notizia con avviso su almeno un quotidiano a diffusione regionale.

9. Il piano entra in vigore dalla data di pubblicazione sul Bollettino Ufficiale della Regione dell'avviso dell'approvazione e dell'avvenuto deposito.

10. L'eventuale accertata inadeguatezza del P.S.C., qualora non sia superabile attraverso l'adozione di variante, impone l'avvio immediato della procedura di formazione di un nuovo piano.

10-bis. Il PSC è soggetto al monitoraggio di cui all'articolo 18 del D.Lgs. 152/2006 s.m.i., secondo modalità e forme ivi definite, nonché secondo i regolamenti regionali in materia.».

---

## Art. 27-bis

Formazione ed approvazione del Piano Strutturale in forma Associata (P.S.A.) <sup>(101)</sup>.



1. Per la formazione e approvazione del P.S.A. si dovranno seguire le seguenti procedure:

a) approvazione, da parte di ogni Comune interessato, di una delibera motivata di Consiglio comunale nella quale viene esplicitata la decisione di procedere alla redazione di un PSA, con l'indicazione dei Comuni interessati, e di avviare le relative procedure necessarie;

b) sottoscrizione di un Protocollo di Intesa tra i Comuni interessati dal PSA, oggetto della delibera di cui al punto precedente, contenente gli obiettivi generali del documento programmatico comune, gli orientamenti principali e le strategie comuni, nonché le modalità e procedure necessarie alla redazione del piano;

c) costituzione dell'Ufficio Unico di Piano, che avrà sede presso uno dei Comuni associati, a cui vengono demandate tutte le competenze relative alla redazione, approvazione e gestione del P.S.A. e del relativo R.E.U. secondo quanto previsto dagli articoli 20, 21 e 27 della presente legge.

2. I comuni associati, ciascuno per il territorio di propria competenza, formulano le linee guida della strategia comunale dopo le previste procedure di partecipazione popolare, tenendo conto delle caratteristiche storico-urbanistiche, sociali, economiche, ambientali degli altri comuni che compongono l'associazione. Le linee guida, una volta condivise attraverso percorsi di partecipazione da parte dei comuni associati, costituiscono le linee guida complessive. Sulla base di esse, l'Ufficio Unico, in proprio, ovvero a mezzo di professionisti all'uopo incaricati, procede alla elaborazione del documento preliminare del Piano Strutturale e del regolamento, secondo quanto previsto dall'articolo 27, che viene adottato da parte di tutti i comuni dell'associazione e successivamente esaminato in apposita Conferenza di Pianificazione, convocata secondo le modalità previste dall'articolo 27, comma 2, della presente legge e dal protocollo di intesa <sup>(102)</sup>.

3. Successivamente alla Conferenza di Pianificazione, i Comuni per i quali è stato redatto il P.S.A. procedono all'adozione e successiva approvazione del P.S.A., secondo quanto previsto dall'art. 27 della presente legge.

4. Il PSA entra in vigore dalla data di pubblicazione sul Bollettino Ufficiale della Regione dell'avviso dell'approvazione e dell'avvenuto deposito contestualmente presso tutti i comuni dell'associazione <sup>(103)</sup>.

---

*(101) Articolo aggiunto dall'art. 3, primo comma, quattordicesimo alinea, L.R. 24 novembre 2006, n. 14 e poi così modificato come indicato nella nota che segue.*

*(102) Comma così sostituito dall'art. 23, comma 1, L.R. 10 agosto 2012, n. 35, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 40 della medesima legge). Il testo originario era così formulato: «2. L'Ufficio Unico procede alla elaborazione del documento preliminare del Piano Strutturale e del Regolamento, secondo quanto previsto dall'art. 27 della L.R. n. 19/2002, che verrà esaminato per le verifiche di coerenza e compatibilità, in apposita Conferenza di Pianificazione, convocata secondo le modalità previste dal comma 2 dell'art. 27 della presente legge e dal Protocollo di Intesa.».*

*(103) Comma così modificato dall'art. 23, comma 2, L.R. 10 agosto 2012, n. 35, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 40 della medesima legge).*

---

#### **Art. 27-ter**

*Procedura semplificata <sup>(104)</sup>.*

1. In attuazione del principio generale della pianificazione territoriale urbanistica sul contenimento del consumo di suolo, i comuni che hanno nello strumento urbanistico approvato (PRG/PdF) un dimensionamento non superiore a 5.000 abitanti, ad esclusione di quelli che alla data di entrata in vigore della presente legge hanno già adottato il Piano strutturale comunale o associato, possono dotarsi del solo RO, sostitutivo delle previgenti Norme tecniche di attuazione (NTA) e del Regolamento edilizio (RE), redatto secondo quanto disposto dall'articolo 21. <sup>(105)</sup>

2. Entro sessanta giorni dalla data di entrata in vigore della presente legge, il consiglio comunale delibera l'adesione alla procedura semplificata di cui al presente articolo e conferisce mandato agli uffici comunali per i successivi adempimenti. <sup>(106)</sup>

3. Entro sessanta giorni dalla deliberazione di cui al comma 2, il responsabile dell'ufficio tecnico comunale approva, con apposita determinazione, il RO redatto in coerenza alla presente legge ed agli strumenti di pianificazione sovraordinati vigenti.

4. Entro i successivi trenta giorni, il consiglio comunale adotta il RO, che è depositato presso la sede del Comune per trenta giorni decorrenti dalla pubblicazione nel BURC dell'avviso dell'avvenuta adozione. Il RO è inoltre pubblicato nel sito istituzionale del Comune.
5. Decorsi i termini di cui al comma 4, il RO è trasmesso al Settore Urbanistica del Dipartimento Ambiente e Territorio di cui all'articolo 9, che, entro trenta giorni dall'acquisizione, rilascia il parere vincolante di coerenza alla legge ed allo strumento urbanistico sovraordinato.
6. Nel caso di parere favorevole, il consiglio comunale, su proposta della giunta, approva il RO, che entra in vigore dalla data di pubblicazione nel BURC dell'avviso di approvazione e di avvenuto deposito.
7. I comuni che si dotano del RO secondo la presente procedura possono assoggettare a trasformazione territoriale le seguenti zone omogenee vigenti di piano:
- a) nel caso dei Programmi di fabbricazione, le zone omogenee A e B e relative sottozone e tutti gli ambiti territoriali comunque denominati, nei quali siano stati approvati piani di attuazione secondo quanto disposto all'articolo 65;
- b) nel caso dei PRG, oltre alle zone di cui alla lettera a), le aree destinate agli interventi di edilizia sociale di cui alla *legge regionale 16 ottobre 2008, n. 36* (Norme di indirizzo per programmi di edilizia sociale) e le previsioni di piano aventi destinazione D e F.
8. Nelle aree di piano di cui al comma 7 non sono ammesse varianti urbanistiche al di fuori di quelle derivanti dalla realizzazione di progetti di opere pubbliche o di interesse pubblico sottoposti alle disposizioni del *decreto del Presidente della Repubblica 8 giugno 2001, n. 327* (Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia di espropriazione per pubblica utilità), del *decreto legislativo 12 aprile 2006, n. 163* (Codice dei contratti pubblici relativi a lavori, servizi e forniture in attuazione delle direttive 2004/17/CE e 2004/18/CE) e del *decreto legge 25 giugno 2008, n. 112* (Disposizioni urgenti per lo sviluppo economico, la semplificazione, la competitività, la stabilizzazione della finanza pubblica e la perequazione tributaria) convertito, con modificazioni, dalla *legge 6 agosto 2008, n. 133*, nonché da interventi previsti da strumenti di programmazione negoziata individuati dal POR Calabria o da contratti di programma statali o regionali e interventi ai sensi dell'*articolo 8 del decreto del Presidente della Repubblica 7 settembre 2010, n. 160* (Regolamento per la semplificazione ed il riordino della disciplina sullo sportello unico per le attività produttive, ai sensi dell'*articolo 38, comma 3, del decreto-legge 25 giugno 2008, n. 112*, convertito, con modificazioni, dalla *legge 6 agosto 2008, n. 133*), purché non in contrasto con gli strumenti urbanistici sovraordinati.
9. È inibita la trasformazione a tutti i restanti suoli, aventi destinazione agricola, la cui utilizzazione è dettata dagli articoli 50, 51 e 52. In tali aree sono consentite soltanto le varianti urbanistiche derivanti dalla realizzazione di progetti di opere pubbliche sovra comunale.
10. Alla procedura di cui al presente articolo non si applica la VAS di cui al *D.Lgs. 152/2006*, poiché trattasi di mero adeguamento normativo cogente ai contenuti della legge e dello strumento di pianificazione territoriale regionale, di cui è stata già svolta la valutazione ambientale.

---

(104) Articolo aggiunto dall'art. 14, comma 1, L.R. 31 dicembre 2015, n. 40, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 27, comma 2, L.R. n. 40/2015).

(105) Per l'interpretazione autentica di quanto previsto dal presente comma, vedi l'art. 27, comma 1, lettera c), L.R. 31 dicembre 2015, n. 40.

(106) Per l'interpretazione autentica di quanto previsto dal presente comma, vedi l'art. 27, comma 1, lettera c), L.R. 31 dicembre 2015, n. 40.

---

#### **Art. 27-quater**

*Pianificazione a consumo di suolo zero* <sup>(107)</sup>.

1. L'obiettivo più apprezzabile ed auspicabile per i Comuni nel perseguimento del principio del risparmio del consumo di suolo è rappresentato dal concetto di "consumo di suolo zero", per il quale il Comune si prefigge di non utilizzare ulteriori quantità di superficie del territorio per l'espansione del proprio abitato, superiori a quelle già disponibili ed approvate nel previgente strumento urbanistico generale (PRG/PdF).

2. Entro sessanta giorni dalla data di entrata in vigore della presente legge e, comunque, prima della delibera consiliare di adozione del PSC/PSA, la giunta comunale può deliberare l'adesione al principio di "consumo di suolo zero" rivolgendo direttive per la redazione del Documento preliminare agli uffici comunali ed ai redattori volte al perseguimento di tale obiettivo. <sup>(108)</sup>

3. L'eventuale delibera di adesione, di cui al comma 2, comporta la ricognizione delle quantità di aree ancora disponibili e non utilizzate, già ricomprese nelle zone "B", "C", "D", "F" o comunque denominate del previgente PRG/PdF che, ove documentate dai redattori e certificate dall'ufficio tecnico comunale, possono essere riproposte e/o rimodulate quali ambiti urbanizzati ed urbanizzabili nel nuovo Documento preliminare del PSC/PSA, senza alcuna previsione di maggiori superfici integrative e decurtando le aree interessate da edilizia abusiva.

4. Nel caso di pianificazione a consumo di suolo zero, i termini del procedimento previsti dagli articoli 27 e 27-bis sono ridotti della metà e la VAS di cui al *D.Lgs. n. 152/2006* è subordinata a verifica di assoggettabilità, in quanto possibile l'assenza di impatti significativi sull'ambiente, per stretta aderenza alla previgente pianificazione territoriale e della quale è stata già svolta la valutazione ambientale.

---

*(107) Articolo aggiunto dall'art. 14, comma 1, L.R. 31 dicembre 2015, n. 40, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 27, comma 2, L.R. n. 40/2015).*

*(108) Per l'interpretazione autentica di quanto previsto dal presente comma, vedi l'art. 27, comma 1, lettera d), L.R. 31 dicembre 2015, n. 40.*

---

## **Art. 28**

*Intervento sostitutivo regionale* <sup>(109)</sup>

1. Sono obbligati a dotarsi di P.S.C. tutti i comuni della Regione, fatti salvi quelli che adottano la procedura semplificata di cui all'articolo 27-ter <sup>(110)</sup>.

2. Se i comuni non provvedono allo svolgimento delle attività di cui al comma 1, nei termini e nelle modalità previste dalla presente legge, vi provvede, in via sostitutiva, la Regione a mezzo di commissari ad acta nominati per l'espletamento di tutti gli atti e i procedimenti amministrativi di competenza comunale inerenti le attività di cui al comma 1, sino all'approvazione definitiva dello strumento urbanistico. Il numero dei commissari ad acta è definito in funzione del numero degli abitanti al momento dell'esercizio del potere sostitutivo, ovvero uno per i comuni con popolazione inferiore a 15.000 abitanti e due per i comuni con popolazione superiore <sup>(111)</sup>.

3. Il detto intervento sostitutivo sarà attuato con il seguente procedimento:

a) constatata l'inottemperanza da parte di un Comune, la Giunta regionale, delibererà di diffidare il Comune ad adempiere nel termine di 60 giorni <sup>(112)</sup>;

b) trascorso infruttuosamente tale termine, verificata la mancata giustificazione del ritardo, la Regione nominerà i commissari ad acta con l'incarico di adottare ed approvare il piano nell'ipotesi in cui lo stesso fosse già completo di ogni suo elemento ovvero di avviare le procedure per l'espletamento <sup>(113)</sup>;

c) nella ipotesi in cui gli elementi progettuali e/o procedurali non fossero completi, la Regione darà mandato ai commissari di procedere per quanto mancante anche previa la nomina, se occorrente, di nuovi progettisti e/o di conferimento di incarico a quelli già nominati. La Regione assegnerà inoltre ai commissari modalità e termini per l'espletamento dell'incarico che dovrà concludersi con l'adozione e l'approvazione dello strumento urbanistico <sup>(114)</sup>;

d) i commissari ad acta, qualora il personale dell'amministrazione regionale non sia sufficiente o disponibile, possono essere scelti anche tra i funzionari con adeguato profilo tecnico appartenenti ad altre amministrazioni pubbliche previo assenso delle medesime <sup>(115)</sup>.

---

*(109) Rubrica così modificata dall'art. 15, comma 1, lettera a), L.R. 31 dicembre 2015, n. 40, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 27, comma 2, L.R. n. 40/2015).*

*(110) Comma così modificato dall'art. 15, comma 1, lettera b), L.R. 31 dicembre 2015, n. 40, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 27, comma 2, L.R. n. 40/2015).*

(111) *Comma prima sostituito dall'art. 24, comma 1, L.R. 10 agosto 2012, n. 35, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 40 della medesima legge) e poi così modificato dall'art. 15, comma 1, lettera c), L.R. 31 dicembre 2015, n. 40, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 27, comma 2, L.R. n. 40/2015). Il testo precedente era così formulato: «2. Qualora non vi provvedano entro il termine previsto dalla presente legge, provvederà in via sostitutiva la Provincia territorialmente competente a mezzo di commissari ad acta appositamente nominati per l'adozione.».*

(112) *Lettera così modificata dall'art. 15, comma 1, lettera d), L.R. 31 dicembre 2015, n. 40, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 27, comma 2, L.R. n. 40/2015).*

(113) *Lettera così modificata prima dall'art. 24, comma 2, L.R. 10 agosto 2012, n. 35, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 40 della medesima legge) e poi dall'art. 15, comma 1, lettera e), numeri 1) e 2), L.R. 31 dicembre 2015, n. 40, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 27, comma 2, L.R. n. 40/2015).*

(114) *Lettera così modificata dall'art. 15, comma 1, lettera f), numeri 1) e 2), L.R. 31 dicembre 2015, n. 40, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 27, comma 2, L.R. n. 40/2015).*

(115) *Lettera prima sostituita dall'art. 24, comma 3, L.R. 10 agosto 2012, n. 35, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 40 della medesima legge) e poi così modificata dall'art. 15, comma 1, lettera g), numeri 1), 2) e 3), L.R. 31 dicembre 2015, n. 40, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 27, comma 2, L.R. n. 40/2015). Il testo precedente era così formulato: «d) per ogni intervento sostitutivo sarà nominato un collegio di tre commissari.».*

---

## **Art. 29**

*Formazione ed approvazione del Piano operativo temporale (P.O.T.).*

1. Il procedimento disciplinato dal presente articolo trova applicazione per l'elaborazione e l'approvazione del P.O.T. e delle sue modifiche ed integrazioni.
2. La giunta comunale procede all'elaborazione ed all'approvazione del P.O.T. secondo quanto stabilito da P.S.C., PSA dal R.E.U. e nel rispetto delle norme della presente legge <sup>(116)</sup>.
3. Il POT è adottato dal Consiglio e successivamente depositato presso la sede comunale per sessanta giorni successivi alla data di pubblicazione dell'atto di adozione sul BUR. Il POT deve essere pubblicato sul sito istituzionale del comune. L'avviso deve contenere l'indicazione della sede presso la quale il piano è depositato e dei termini entro cui se ne può prendere visione. Notizia dell'avvenuta adozione del POT è data, altresì, su almeno un quotidiano a diffusione regionale ed attraverso qualsiasi forma ritenuta opportuna dalla giunta comunale <sup>(117)</sup>.
4. Osservazioni al POT, entro i termini di deposito di cui al comma 3, possono essere presentate in forma scritta da chiunque, anche fornendo nuovi o ulteriori elementi conoscitivi e valutativi <sup>(118)</sup>.
5. Successivamente all'adozione, il P.O.T. viene trasmesso alla Provincia che, nel termine perentorio di sessanta giorni dalla data di ricevimento, è tenuta a dare riscontro formulando osservazioni in merito ad eventuali gravi ed immotivate difformità ed incoerenze con il PSC/PSA e PTCP. Decorso infruttuosamente il termine di cui al primo capoverso la giunta comunale predispone il P.O.T. nella sua veste definitiva rimettendolo al consiglio per la prescritta approvazione <sup>(119)</sup>.
6. La Giunta comunale, entro i sessanta giorni successivi all'eventuale ricevimento del riscontro da parte della Provincia, si determina in merito alle osservazioni formulate al P.O.T. e lo invia al consiglio per l'approvazione.
7. L'adeguamento del P.O.T. alle prescrizioni della Provincia, ovvero l'accoglimento delle osservazioni, non comporta una nuova pubblicazione del piano.
8. Successivamente all'approvazione del P.O.T. da parte del Consiglio comunale, una copia integrale del piano viene trasmessa alla Regione ed alla Provincia e depositata presso il Comune per la libera consultazione. L'avviso dell'avvenuta approvazione del piano viene pubblicato sul Bollettino Ufficiale della Regione <sup>(120)</sup>.
9. Il piano entra in vigore dalla data di pubblicazione sul Bollettino Ufficiale della Regione dell'avviso dell'approvazione.
10. In conformità al comma 8 dell'articolo 5 del D.Lgs. 70/2011 convertito con modificazioni dalla *legge di conversione 106/2011*, il POT non è sottoposto a valutazione ambientale strategica né a verifica di assoggettabilità qualora non comporti variante ed il PSC, già sottoposto a VAS, in sede di valutazione ambientale strategica definisca l'assetto localizzativo delle nuove previsioni e delle datazioni territoriali, gli indici di edificabilità, gli usi ammessi e i contenuti piani volumetrici, tipologici e costruttivi degli interventi,

dettando i limiti e le condizioni di sostenibilità ambientale delle trasformazioni previste. Nei casi in cui POT comporti variante allo strumento sovraordinato, la valutazione ambientale strategica e la verifica di assoggettabilità sono comunque limitate agli aspetti che non sono stati oggetto di valutazione sul PSC, e si applica, quanto disposto dal *D.Lgs. 152/2006* s.m.i. e dalla normativa regionale in materia <sup>(121)</sup>.

---

(116) *Comma così modificato dall'art. 25, comma 1, L.R. 10 agosto 2012, n. 35, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 40 della medesima legge).*

(117) *Comma così sostituito dall'art. 25, comma 2, L.R. 10 agosto 2012, n. 35, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 40 della medesima legge). Il testo originario era così formulato: «3. Il P.O.T. è adottato dal Consiglio e successivamente depositato presso la sede comunale per i sessanta giorni successivi alla data di pubblicazione dell'atto di adozione sul Bollettino Ufficiale della Regione. L'avviso deve contenere l'indicazione della sede presso la quale il piano è depositato e dei termini entro cui se ne può prendere visione. Notizia dell'avvenuta adozione del P.O.T. è data, altresì, su almeno un quotidiano a diffusione regionale ed attraverso qualsiasi forma ritenuta opportuna dalla giunta comunale.».*

(118) *Comma così sostituito dall'art. 25, comma 2-bis, L.R. 10 agosto 2012, n. 35, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 40 della medesima legge). Il testo originario era così formulato: «4. Osservazioni al P.O.T., entro i termini di deposito di cui al comma 3, possono essere presentate dai soggetti nei confronti dei quali le prescrizioni del piano sono destinate a produrre effetti.».*

(119) *Comma così modificato dall'art. 25, comma 3, L.R. 10 agosto 2012, n. 35, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 40 della medesima legge).*

(120) *Comma così modificato dall'art. 25, comma 4, L.R. 10 agosto 2012, n. 35, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 40 della medesima legge).*

(121) *Comma aggiunto dall'art. 25, comma 5, L.R. 10 agosto 2012, n. 35, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 40 della medesima legge).*

---

### **Art. 30**

*Formazione ed approvazione dei Piani attuativi unitari (P.A.U.).*

1. Il procedimento disciplinato dal presente articolo trova applicazione per l'elaborazione e l'approvazione dei Piani attuativi unitari (P.A.U.) e delle loro modifiche ed integrazioni.
2. La giunta comunale procede all'elaborazione del P.A.U. in esecuzione di quanto stabilito dal P.S.C., dal R.E.U., o nel caso, dal P.O.T. e nel rispetto delle norme della presente legge <sup>(122)</sup>.
3. Il P.A.U. è adottato dal Consiglio e successivamente depositato, corredato dai relativi elaborati, presso la sede comunale per i venti giorni successivi alla data di affissione all'albo pretorio dell'avviso di adozione del piano. Entro lo stesso termine, il Comune provvede ad acquisire i pareri, i nulla osta e gli altri atti di assenso comunque denominati previsti dalle leggi in vigore per la tutela degli interessi pubblici. A tal fine il responsabile del procedimento può convocare una Conferenza dei servizi ai sensi del precedente articolo 14.
4. Il deposito è reso noto al pubblico mediante avviso affisso all'albo pretorio del Comune e a mezzo di manifesti murari affissi sull'intero territorio comunale.
5. Osservazioni al PAU, entro i termini di deposito di cui al comma 3, possono essere presentate in forma scritta da chiunque, anche fornendo nuovi o ulteriori elementi conoscitivi e valutativi <sup>(123)</sup>.
6. Successivamente alla scadenza dei termini di deposito, il Consiglio comunale decide sulle eventuali osservazioni; provvede, ove queste implicino modifiche, ad adeguare i P.A.U. alle determinazioni della Conferenza dei servizi di cui al comma 3 e rimette gli atti al consiglio per la relativa approvazione, che deve avvenire entro e non oltre 60 giorni dalla data di scadenza del termine per la presentazione delle osservazioni, inviandone una copia alla Provincia ed alla Regione <sup>(124)</sup>.
7. Nell'ipotesi che non vi siano variazioni, non è necessaria la riapprovazione del P.A.U. da parte del Consiglio comunale; lo stesso diventa esecutivo scaduti i termini del deposito di cui al comma 3.
8. Non appena gli atti di approvazione dei P.A.U. divengono esecutivi, i relativi provvedimenti devono essere notificati a ciascuno dei proprietari interessati, secondo le modalità di cui al *D.P.R. 8 giugno 2001, n. 327*.

9. Gli strumenti di iniziativa pubblica o privata possono essere approvati in variante al P.S.C. o al P.O.T., con le procedure previste dal presente articolo, a condizione che le modifiche riguardino:

- a) adeguamenti perimetrali modesti e comunque non superiori al 20%;
- b) modifiche alla viabilità che non alterino il disegno complessivo della rete;
- c) l'inserimento di servizi ed attrezzature pubbliche che risultino compatibili con le previsioni del P.S.C. o del P.O.T.;
- d) miglioramenti all'articolazione degli spazi e delle localizzazioni;
- e) l'inserimento di comparti di edilizia residenziale pubblica nei limiti di cui all'*articolo 3 della legge 18 aprile 1962, n. 167*.

10. Il presente procedimento si applica anche per le opere aventi rilevanza pubblica ai sensi del *D.P.R. 8 giugno 2001, n. 327* e agli strumenti già adottati alla data di entrata in vigore della presente legge.

11. Il P.A.U. di iniziativa privata sostitutivo della lottizzazione di cui al precedente articolo 24 conserva i contenuti ed il procedimento di cui alla normativa statale <sup>(125)</sup>.

11-bis. In conformità al comma 8 dell'*articolo 5 del D.L. 70/2011* convertito con modificazioni dalla *legge di conversione 106/2011*, il PAU non è sottoposto a valutazione ambientale strategica né a verifica di assoggettabilità qualora non comporti variante ed il PSC, già sottoposto a VAS, in sede di valutazione ambientale strategica definisca l'assetto localizzativo delle nuove previsioni e delle dotazioni territoriali, gli indici di edificabilità, gli usi ammessi e i contenuti piani volumetrici, tipologici e costruttivi degli interventi, dettando i limiti e le condizioni di sostenibilità ambientale delle trasformazioni previste. Nei casi in cui il PAU comporti variante allo strumento sovraordinato, la valutazione ambientale strategica e la verifica di assoggettabilità sono comunque limitate agli aspetti che non sono stati oggetto di valutazione sul PSC, e si applica quanto disposto dal *D.Lgs. 152/2006 s.m. e i.* e dalla normativa regionale in materia <sup>(126)</sup>.

11-ter. In conformità alla lettera b) del comma 13 dell'*articolo 5 del D.L. 70/2011* così come modificato dalla *legge 106/2011*, legge di conversione qualora il PAU non comporti variante agli strumenti urbanistici, sia in coerenza con POT e compatibile con le relative VAS, le attività di adozione, approvazione nonché le determinazioni in merito alle osservazioni, di cui ai commi precedenti, spettano alla Giunta comunale <sup>(127)</sup>.

---

(122) *Comma così modificato dall'art. 3, primo comma, quindicesimo alinea, L.R. 24 novembre 2006, n. 14.*

(123) *Comma così sostituito dall'art. 26, comma 1-bis, L.R. 10 agosto 2012, n. 35, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 40 della medesima legge). Il testo originario era così formulato: «5. Osservazioni ai P.A.U., entro i termini di deposito di cui al comma 3, possono essere presentate dai soggetti nei confronti dei quali le prescrizioni dei medesimi P.A.U. sono destinate a produrre effetti.».*

(124) *Comma così modificato dall'art. 26, comma 1, L.R. 10 agosto 2012, n. 35, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 40 della medesima legge).*

(125) *Comma così modificato dall'art. 3, primo comma, sedicesimo alinea, L.R. 24 novembre 2006, n. 14.*

(126) *Comma aggiunto dall'art. 26, comma 1-ter, L.R. 10 agosto 2012, n. 35, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 40 della medesima legge).*

(127) *Comma aggiunto dall'art. 26, comma 1-quater, L.R. 10 agosto 2012, n. 35, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 40 della medesima legge).*

---

## Art. 31

### Comparti edificatori.

1. I comparti edificatori costituiscono uno strumento di attuazione e controllo urbanistico, nonché momento di collaborazione della pubblica amministrazione e dei privati per lo sviluppo urbanistico del territorio <sup>(128)</sup>.

2. Anche per l'attuazione delle finalità di perequazione, il P.S.C. e gli altri strumenti attuativi delle previsioni urbanistiche generali individuano o formulano i criteri per l'individuazione nel proprio ambito di comparti edificatori la cui proposizione, predisposizione ed

attuazione è demandata ai proprietari singoli, associati o riuniti in consorzio degli immobili in essi compresi, a promotori cui i proprietari stessi possono conferire mandato, al Comune in qualità di proponente o mandatario esso stesso <sup>(129)</sup>.

3. Gli strumenti sovraordinati che individuano i comparti devono stabilire:

a) l'estensione territoriale e la volumetria complessiva realizzabile;

b) le modalità d'intervento definendo il modello geologicotecnico del sottosuolo individuato mediante le opportune indagini di cui all'art. 20, comma 4, lettera b);

c) le funzioni ammissibili;

d) le tipologie d'intervento;

e) i corrispettivi monetari od in forma specifica; la quantità e la localizzazione degli immobili da cedere gratuitamente al Comune per la realizzazione di infrastrutture, attrezzature e aree verdi;

f) gli schemi di convenzione da sottoscrivere da parte dei partecipanti al comparto unitamente agli eventuali mandatarî ed all'Amministrazione comunale, in forza dei quali vengano stabiliti i criteri, le formule ed i valori per le operazioni di conferimento dei beni, il loro concambio e/o le eventuali permutate tra beni conferiti e risultati finali dei derivanti dalla realizzazione del comparto. Detti schemi provvedono anche alla ripartizione, secondo le quote di spettanza, delle spese generali da suddividere tra i soggetti partecipi, gli oneri specifici e quelli fiscali, per i quali comunque si applicano le agevolazioni di cui alla legge 21 dicembre 2001, n. 448.

4. Il concorso dei proprietari rappresentanti la maggioranza assoluta del valore dell'intero comparto in base all'imponibile catastale, è sufficiente a costituire il consorzio ai fini della presentazione, al Comune, della proposta di attuazione dell'intero comparto e del relativo schema di convenzione. Successivamente il Sindaco, assegnando un termine di 90 giorni, diffida i proprietari che non abbiano aderito alla formazione del consorzio ad attuare le indicazioni del predetto comparto sottoscrivendo la convenzione presentata <sup>(130)</sup>.

5. Decorso inutilmente il termine assegnato, di cui al comma precedente, il consorzio consegue la piena disponibilità del comparto ed è abilitato a richiedere al Comune l'attribuzione della promozione della procedura espropriativa a proprio favore delle aree e delle costruzioni dei proprietari non aderenti. Il corrispettivo, è posto carico del consorzio <sup>(131)</sup>.

6. In caso d'inerzia ingiustificata dei privati, trascorso il termine d'attuazione del piano, l'Amministrazione può procedere all'espropriazione delle aree costituenti il comparto e, se del caso, le assegna mediante apposita gara <sup>(132)</sup>.

7. I proprietari delle aree delimitate da strade pubbliche esistenti o previste dallo strumento urbanistico generale vigente hanno la facoltà di riunirsi in consorzio, ai sensi dei precedenti commi, e di elaborare, anche in mancanza degli strumenti attuativi di cui al comma 2, la proposta di Comparto Edificatorio relativamente al quale il Comune, prima di avviare le procedure previste dal presente articolo, deve applicare le procedure di approvazione previste per i piani attuativi ai sensi della normativa statale e regionale vigente <sup>(133)</sup>.

8. In caso di inadempienza dei privati singoli o associati, dei promotori mandatarî, il Comune sostitutivamente ad essi, entro i tempi tecnici della programmazione di cui al piano, predispone i piani di comparto addebitando agli inadempienti, con iscrizione al ruolo, ogni onere relativo e conseguente <sup>(134)</sup>.

---

*(128) Comma così modificato dapprima dall'art. 3, primo comma, diciassettesimo alinea, L.R. 24 novembre 2006, n. 14 e poi dall'art. 27, comma 2, primo alinea, L.R. 11 maggio 2007, n. 9.*

*(129) Comma così modificato dall'art. 3, primo comma, diciottesimo alinea, L.R. 24 novembre 2006, n. 14.*

*(130) Comma così sostituito dall'art. 3, primo comma, diciannovesimo alinea, L.R. 24 novembre 2006, n. 14. Il testo originario era così formulato: «4. In caso d'inerzia ingiustificata dei privati, trascorso il termine d'attuazione del programma pluriennale, l'Amministrazione può procedere all'espropriazione delle aree costituenti il comparto e, se del caso, le assegna mediante apposita gara.».*

*(131) Comma così sostituito dall'art. 3, primo comma, ventesimo alinea, L.R. 24 novembre 2006, n. 14. Il testo originario era così formulato: «5. Il concorso dei proprietari rappresentanti la maggioranza assoluta del valore dell'intero comparto in base all'imponibile catastale, è sufficiente a costituire il consorzio ai fini della presentazione, al Comune, delle proposte di attuazione dell'intero comparto e del relativo schema di convenzione.».*

*Successivamente il Sindaco, assegnando un termine di novanta giorni, diffida i proprietari che non abbiano aderito alla formazione del consorzio ad attuare le indicazioni del predetto comparto sottoscrivendo la convenzione presentata.».*

*(132) Comma così sostituito dall'art. 3, primo comma, ventunesimo alinea, L.R. 24 novembre 2006, n. 14. Il testo originario era così formulato: «6. Decorso inutilmente il termine assegnato, il consorzio consegue la piena disponibilità del comparto ed è abilitato a richiedere al Comune l'attribuzione della promozione della procedura espropriativa a proprio favore delle aree e delle costruzioni dei proprietari non aderenti. Il corrispettivo, posto a carico del consorzio.».*

*(133) Comma aggiunto dall'art. 10, comma 8, lettera a), L.R. 2 marzo 2005, n. 8, poi così modificato dall'art. 27, comma 2, secondo e terzo alinea, L.R. 11 maggio 2007, n. 9.*

*(134) Comma aggiunto dall'art. 3, primo comma, ventiduesimo alinea, L.R. 24 novembre 2006, n. 14.*

## **Art. 32**

*Strumenti di pianificazione negoziata.*

1. Sono strumenti di negoziazione della pianificazione territoriale ed urbanistica:

- a) i programmi integrati di intervento, di cui all'*articolo 16 della legge 17 febbraio 1992, n. 179*;
- b) i programmi di recupero urbano, di cui all'*articolo 11 del D.L. 5 ottobre 1993, n. 398, convertito con legge 4 dicembre 1993, n. 493*;
- c) i programmi di riqualificazione urbana, di cui all'*articolo 2 della legge 17 febbraio 1992, n. 179*;
- d) i programmi di recupero degli insediamenti abusivi ai sensi dell'*articolo 29, legge 28 febbraio 1985, n. 47*;
- e) [i comparti edificatori] <sup>(135)</sup>;
- f) i programmi d'area <sup>(136)</sup>.

2. L'utilizzazione degli strumenti di cui al precedente comma deve comunque essere ricondotta alle norme della pianificazione territoriale ed urbanistica regionale comprese nella presente legge, alla disciplina statale vigente in materia in quanto applicabile e non modificata dalle norme dei successivi articoli.

3. Gli strumenti di pianificazione negoziata e i comparti edificatori hanno la valenza di piani di attuazione di iniziativa pubblica anche se proposti dai proprietari delle aree riuniti in Consorzio <sup>(137)</sup>.

*(135) Lettera soppressa dall'art. 3, primo comma, ventitreesimo alinea, L.R. 24 novembre 2006, n. 14.*

*(136) Lettera così sostituita dall'art. 3, primo comma, ventiquattresimo alinea, L.R. 24 novembre 2006, n. 14. Il testo originario era così formulato: «f) i programmi speciali d'area.».*

*(137) Comma aggiunto dall'art. 10, comma 8, lettera b), L.R. 2 marzo 2005, n. 8, poi così modificato dall'art. 27, comma 2, quarto alinea, L.R. 11 maggio 2007, n. 9.*

## **Art. 33**

*Programma integrato d'intervento (P.I.N.T.).*

1. Il programma integrato d'intervento disciplina un sistema complesso di azioni e misure sulle strutture urbane, attivando strumenti operativi di programmazione economica e territoriale e si attua mediante progetti unitari di interesse pubblico di dimensione e consistenza tali da incidere sulla riorganizzazione di parti di città. I suoi caratteri sono:

- a) pluralità di funzioni, di tipologie, di interventi, comprendendo in essi anche le opere di urbanizzazione, e di idoneizzazione e di infrastrutturazione generale;
- b) pluralità di operatori e di corrispondenti risorse finanziarie, pubbliche e private.



2. L'ambito territoriale oggetto del programma tiene conto del degrado del patrimonio edilizio, degli spazi e delle aree verdi, della carenza e dell'obsolescenza delle urbanizzazioni e dei servizi in genere, della carenza o del progressivo abbandono dell'ambito stesso da parte delle attività produttive urbane, artigianali e commerciali e del conseguente disagio sociale.

3. La formazione del programma avviene con particolare riferimento a:

- a) centri storici caratterizzati da fenomeni di congestione o di degrado;
- b) centri storici in fase di abbandono o comunque privi di capacità di attrazione;
- c) aree periferiche o semi-periferiche carenti sul piano infrastrutturale e dei servizi e che presentino nel loro interno aree o zone inedificate o degradate;
- d) insediamenti ad urbanizzazione diffusa e carente privi di servizi e di infrastrutture dove sia assente una specifica identità urbana;
- e) aree con destinazione produttiva o terziaria non più rispondenti alle esigenze sociali e del mercato, e di conseguenza dismesse o parzialmente inutilizzate o degradate;
- f) aree urbane destinate a parchi o giardini degradate; aree prospicienti corsi d'acqua parimenti degradate classificate a verde pubblico dagli strumenti urbanistici.

4. Il programma può contenere una quota di funzioni residenziali non inferiore al 35% in termini di superficie complessiva degli immobili da realizzare o recuperare e non può estendersi comunque alle aree definite come zone omogenee E dal *D.M. n. 1444/1968*, a meno che tali ultime non siano strettamente connesse, funzionali o di ricomposizione del tessuto urbano da riqualificare.

5. Il P.I.N.T. deve essere accompagnato da uno studio di inserimento ambientale e da una relazione finanziaria che valuti l'entità dei costi di realizzazione confrontandola con la disponibilità di adeguate risorse economico-finanziarie.

6. La documentazione allegata alla proposta dei P.I.N.T. contempla:

- a) lo stralcio dello strumento generale di riferimento in cui verrà delimitato l'ambito di applicazione del P.I.N.T.;
- b) l'estratto delle mappe catastali con l'individuazione degli immobili interessati, distinti a seconda della proprietà;
- c) i titoli atti a certificare la proprietà degli immobili da parte dei promotori e l'adesione degli altri proprietari coinvolti;
- d) lo stato di fatto dell'edificazione e la planivolumetria degli edifici (da mantenere, da trasformare, da demolire o da ricostruire) nella scala 1/500;
- e) il piano della viabilità ed il piano delle opere di urbanizzazione primaria e secondaria;
- f) una relazione tecnica illustrativa;
- g) il programma di attuazione degli interventi;
- h) la bozza di convenzione;
- i) il piano delle tipologie d'intervento ed il piano dell'arredo urbano;
- j) la tavola di azionamento funzionale con la specificazione dell'eventuale edilizia sociale;
- k) la cartografia tematica che descrive le condizioni di rischio geologico, idraulico e sismico e definisce una normativa d'uso per la messa in sicurezza del patrimonio edilizio esistente e di nuova programmazione;
- l) le norme specifiche di attuazione.

7. Il Consiglio comunale approva i singoli P.I.N.T. e la delibera di approvazione, corredata dai relativi elaborati tecnici, è depositata per la pubblica visione presso gli uffici comunali per un periodo di trenta giorni. Il deposito è reso noto al pubblico mediante avviso affisso all'albo pretorio del Comune e a mezzo di manifesti murari affissi sull'intero territorio comunale.

8. Osservazioni ai P.I.N.T., entro i termini di deposito di cui al comma 7 possono essere presentate dai soggetti nei confronti dei quali dei P.I.N.T. sono destinati a produrre effetti diversi.
9. Successivamente alla scadenza dei termini di deposito, la Giunta comunale decide sulle osservazioni ed approva definitivamente i P.I.N.T..
10. Sono abilitati a proporre i P.I.N.T. sia soggetti pubblici che privati che dispongano del diritto di proprietà delle aree o degli immobili ovvero di un titolo che ne accerti la disponibilità e che qualifichi la posizione del soggetto stesso allo specifico fine del permesso di costruire.

---

**Art. 34***Programma di recupero urbano (P.R.U.).*

1. Il programma di recupero urbano è finalizzato prevalentemente al recupero, non soltanto edilizio, del patrimonio di edilizia residenziale pubblica e costituisce un insieme coordinato d'interventi:
  - a) urbanizzativi, finalizzati alla realizzazione, manutenzione ed ammodernamento delle opere di urbanizzazione primaria e secondaria;
  - b) ambientali, finalizzati al miglioramento qualitativo del contesto urbano;
  - c) edilizi, finalizzati prevalentemente al recupero di edifici pubblici o di edilizia residenziale pubblica con opere di manutenzione ordinaria e straordinaria, restauro, risanamento conservativo e ristrutturazione.
2. La realizzazione dei P.R.U. prevede il coinvolgimento dei privati ai quali è consentito di effettuare nuovi interventi edilizi, compensativi o premiali, all'interno delle aree oggetto di programma.
3. Le tipologie di intervento edilizio ammesse nel P.R.U. sono:
  - a) il recupero degli edifici pubblici nell'ambito degli insediamenti di edilizia residenziale pubblica anche realizzando volumi edilizi aggiuntivi di completamento e di integrazione;
  - b) il completamento degli insediamenti di edilizia residenziale pubblica con interventi di nuova edificazione abitativa e non abitativa da realizzare al loro interno, accompagnati dal recupero contestuale degli edifici esistenti nonché dal potenziamento delle opere di urbanizzazione primaria e secondaria;
  - c) l'integrazione degli insediamenti di edilizia residenziale pubblica con interventi di nuova edificazione abitativa e non abitativa da realizzare su aree contigue o prossime, accompagnati dal recupero contestuale degli edifici esistenti nonché dal potenziamento delle opere di urbanizzazione primaria e secondaria;
  - d) la realizzazione, su aree esterne agli insediamenti di edilizia residenziale pubblica ma in funzione del loro recupero, di nuovi edifici abitativi e non abitativi a condizione che quelli abitativi siano utilizzati quali "case parcheggio" nell'intesa che a fine locazione essi tornino nella piena disponibilità dell'operatore.
4. Nel caso il P.R.U. costituisca variante agli strumenti urbanistici sovraordinati si applicano le procedure della variante urbanistica.
5. Sono privilegiati, a tutti i livelli istituzionali, i P.R.U. che destinano ai lavoratori dipendenti una congrua parte degli alloggi in locazione e che tengono in particolare riguardo le categorie sociali deboli.
6. Il progetto di P.R.U. è composto da:
  - a) lo stralcio dello strumento generale di riferimento in cui verrà delimitato l'ambito di applicazione del P.R.U.;
  - b) una relazione geologico - tecnica che delinea le modalità di intervento in funzione delle condizioni di rischio del comparto definita mediante le opportune indagini di cui all'art. 20, comma 4, lettera b);
  - c) la tavola delle destinazioni d'uso presenti nell'ambito d'intervento;
  - d) la tavola o la relazione descrittiva dello stato degli immobili e degli eventuali vincoli che gravano sulla zona d'intervento;

- e) l'elenco catastale degli immobili oggetto del P.R.U.;
  - f) le tavole di progetto del P.R.U. che evidenzino le tipologie d'intervento, edilizie, urbanizzative ed ambientali;
  - g) l'eventuale tavola di variante dello strumento operativo sovraordinato;
  - h) la planivolumetria degli interventi edilizi;
  - i) i progetti di massima delle singole opere;
  - j) il piano della viabilità ed il piano delle opere di urbanizzazione primaria e secondaria;
  - k) una relazione tecnica illustrativa che, fra l'altro, contenga la stima analitica dei nuclei familiari interessati dal P.R.U. e, qualora si realizzino alloggi parcheggio, descriva le modalità dell'alloggiamento temporaneo e della sistemazione definitiva;
  - l) una relazione sui costi di realizzazione, sulle fonti di finanziamento, sulla convenienza dell'intervento e sui benefici finali che esso produrrà;
  - m) il programma di attuazione degli interventi;
  - n) atto o atti d'obbligo e la eventuale bozza di convenzione;
  - o) il piano delle tipologie d'intervento ed il piano dell'arredo urbano;
  - p) le norme specifiche di attuazione;
  - q) una relazione tecnica, firmata da un tecnico abilitato esperto di cui all'articolo 69, comma 3, della presente legge, che individui e definisca, per gli edifici e gli ambiti individuati all'interno del PSC in adempimento del comma 5 dell'articolo 20, le caratteristiche di intervento edilizio, con opere di restauro, risanamento conservativo <sup>(138)</sup>.
- 6-bis. I comuni che, entro la data di entrata in vigore della presente legge, abbiano approvato il P.R.U. in conformità all'articolo 34, comma 7, della presente legge, devono presentare la variante di adeguamento di cui alla lettera q) del comma 6 entro dodici mesi dalla sopraccitata data o congiuntamente a qualsiasi altra variante e modifica apportata precedentemente allo scadere del suddetto termine <sup>(139)</sup>.
7. Il Consiglio comunale approva i P.R.U. e la delibera di approvazione, corredata dai relativi elaborati tecnici, è depositata per la pubblica visione presso gli uffici comunali per un periodo di trenta giorni. Il deposito è reso noto al pubblico mediante avviso affisso all'albo pretorio del Comune e a mezzo di manifesti murari affissi sull'intero territorio comunale.
8. Osservazioni ai P.R.U., entro i termini di deposito di cui al comma 6, possono essere presentate dai soggetti nei confronti dei quali i contenuti dei P.R.U. sono destinati a produrre effetti diretti.
9. Successivamente alla scadenza dei termini di deposito, il Consiglio comunale decide sulle osservazioni ed approva definitivamente i P.R.U..
10. Per quanto non previsto dal presente articolo, trova applicazione quanto disposto dall'*articolo 11 del D.L. 5 ottobre 1993, n. 398*, convertito nella legge 4 dicembre 1993, n. 443.
11. I P.R.U. approvati prima dell'entrata in vigore della presente legge continuano ad essere regolati dalla disciplina statale previgente.

---

(138) Lettera aggiunta dall'art. 27, comma 1, L.R. 10 agosto 2012, n. 35, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 40 della medesima legge).

(139) Comma aggiunto dall'art. 27, comma 2, L.R. 10 agosto 2012, n. 35, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 40 della medesima legge).

---

## TITOLO VI

**Tutela e recupero del patrimonio edilizio e urbanistico****Art. 35***Programmi di riqualificazione urbana (RIURB).*

1. I programmi di riqualificazione urbana (RIURB) sono finalizzati a promuovere il recupero edilizio di ambiti della città appositamente identificati e delimitati, fruendo di finanziamenti pubblici e dell'eventuale concorso di risorse finanziarie private. Comporta un insieme coordinato d'interventi che mirano a riqualificare aree degradate o dismesse risanandone l'edificato e potenziandone le dotazioni attraverso la previsione di nuovi servizi e/o spazi verdi, a promuovere azioni produttive e terziarie di livello elevato e di servizi urbani pubblici o di interesse collettivo, in grado di contribuire allo sviluppo del territorio in un quadro complessivo che miri a finalità strategiche appositamente individuate in una relazione a cura del proponente che entra a fare parte del programma stesso.

2. Considerato che le aree da assoggettare a RIURB debbono essere strategicamente importanti per l'assetto urbano complessivo, presupposto necessario perché si possa procedere alla proposta di RIURB è l'adozione da parte del consiglio comunale del documento sulle aree urbane di crisi con il quale si possono anche impegnare quote del bilancio alla realizzazione degli stessi RIURB.

3. La proposta di RIURB è di esclusiva competenza delle Amministrazioni comunali che possono, nel processo di formazione, approvazione e realizzazione, coinvolgere gli Enti pubblici interessati alle iniziative ovvero privati singoli, associati o riuniti in consorzio.

4. La formazione ed attuazione dei RIURB è affidata alla sottoscrizione di appositi Accordi di Programma fra la Provincia, l'Amministrazione proponente e gli altri Enti e/o soggetti coinvolti. La sottoscrizione dell'Accordo di Programma comporta le determinazioni degli effetti di cui al precedente articolo 15, nonché consente di ritenere automaticamente approvate anche le varianti agli strumenti urbanistici comunali che la realizzazione dei programmi eventualmente comportano.

5. Il RIURB deve:

a) specificare le condizioni generali di accessibilità (connessione dell'ambito di intervento al sistema principale della mobilità ed ai principali collegamenti esterni) e di disimpegno interno (connessioni interne primarie);

b) evidenziare le aree e le attrezzature pubbliche o di uso pubblico e le grandi aree verdi destinati a parco urbano;

c) localizzare le funzioni strategiche non residenziali;

d) individuare il patrimonio edilizio pubblico da recuperare con interventi coordinati;

e) identificare gli edifici di proprietà comunale o pubblica funzionalmente collegabili al RIURB in quanto utili a facilitare la riqualificazione (fornendo gli alloggi di parcheggio);

f) delimitare le aree comunali e private destinabili ad edilizia residenziale pubblica e privata;

g) evidenziare le aree ed i fabbricati recuperabili attraverso idonei piani attuativi, come i P.I.N.T. ed i P.R.U.;

h) delimitare le singole sottounità d'intervento coordinato, specificando di ciascuna il peso insediativo esistente e quello previsto; il fabbisogno di aree di standard ed il messaggio funzionale (residenziale, non residenziale, produttivo) imposto (cioè non derogabile) oppure suggerito (e perciò modificabile nel caso di allocazione di funzioni strategiche o pregiate o di attuazione di importanti opere infrastrutturali pubbliche o di uso pubblico), l'articolazione dell'edificabilità residenziale tra le varie forme di utilizzo (libera, convenzionata, agevolata, sovvenzionata), anch'essa negoziabile nei casi di cui al punto precedente.

6. Successivamente alla sottoscrizione dell'Accordo di Programma, il Comune provvede al deposito del RIURB per la pubblica visione presso gli uffici comunali per un periodo di trenta giorni. Il deposito è reso noto al pubblico mediante avviso affisso all'albo pretorio del Comune ed a mezzo di manifesti murari affissi sull'intero territorio comunale.

7. Osservazioni ai RIURB, entro i termini di deposito di cui al comma 6, possono essere presentate dai soggetti nei confronti dei quali i contenuti dei RIURB sono destinati a produrre effetti diretti.

8. Successivamente alla scadenza dei termini di deposito, il Consiglio Comunale decide sulle osservazioni ed approva definitivamente i RIURB.

9. La Giunta regionale, sentite le Amministrazioni provinciali, in occasione della formazione del bilancio di previsione annuale, individua le quote di finanziamento da destinare ai soggetti pubblici ed alle istituzioni pubbliche per i RIURB, i criteri per l'ammissibilità delle domande di finanziamento dei programmi e quelli per la selezione delle proposte, fermo restando che le priorità nell'attribuzione delle risorse vanno agli interventi di recupero e di riuso del patrimonio edilizio esistenti in ambiti urbani degradati, anche attraverso la loro riconversione ai fini della realizzazione di interventi di edilizia residenziale pubblica e relative opere di urbanizzazione primaria e secondaria e, se necessario, di infrastrutturazione generale.

---

**Art. 36**

*Programmi di recupero degli insediamenti abusivi (P.R.A.).*

1. I programmi di recupero degli insediamenti abusivi (P.R.A.) sono finalizzati al reinserimento nel contesto urbano di parti della città, attraverso interventi di riqualificazione urbanistica, architettonica ed ambientale, realizzati senza aumento di volumetria, ad eccezione dei volumi edilizi da destinare a servizi caratterizzati da opere di:

- a) realizzazione, ammodernamento e manutenzione delle urbanizzazioni primarie e secondarie;
- b) miglioramento del contesto ambientale;
- c) recupero degli edifici con opere di manutenzione ordinaria e straordinaria;
- d) risanamento conservativo e ristrutturazione.

2. I programmi devono tenere conto dei seguenti principi fondamentali:

- a) realizzare un'adeguata urbanizzazione primaria e secondaria;
- b) rispettare gli interessi di carattere storico, artistico, archeologico, paesistico, ambientale, idrogeologico;
- c) garantire un razionale inserimento territoriale ed urbano dell'insediamento.

3. Le aree da assoggettare ai P.R.A. sono identificate dall'Amministrazione comunale in sede di redazione del P.S.C., o di altri strumenti attuativi, in considerazione della presenza, negli ambiti da delimitare, di edifici condonati ovvero in attesa di perfezionamento del condono presentato ai sensi delle leggi statali vigenti.

4. Nel delimitare le aree di cui al comma 2 le Amministrazioni prendono in considerazione zone della città in cui la presenza di edifici, o parti di essi, condonati è causa di accentuato degrado e/o di deterioramento di contesti ambientali rilevanti dal punto di vista storico, architettonico, paesaggistico.

5. L'attuazione dei programmi può essere affidata in concessione a imprese, o ad Associazioni di imprese, o a loro consorzi, che dimostrino di avere i requisiti tecnici e finanziari per il programma proposto, ai sensi della *legge 11 febbraio 1994, n. 109* e successive modificazioni ed integrazioni. Il permesso di costruire fa riferimento all'apposita convenzione nella quale sono precisati, tra l'altro, i contenuti economici e finanziari degli interventi di recupero urbanistico. Eventuali accordi preliminari o proposte di soggetti privati finalizzati all'attuazione del programma devono essere parte integrante della documentazione del programma stesso.

6. I nuclei di edificazione abusiva ai fini del loro recupero vengono delimitati e definiti, per quanto riguarda densità ed indici territoriali, nel P.S.C. di cui all'articolo 20.

7. Nel caso in cui il piano interessi aree sottoposte a vincolo paesistico, ambientale o idrogeologico, ovvero a qualsiasi altro regime vincolistico, preventivamente all'approvazione il Comune acquisisce il parere dell'autorità competente alla tutela del vincolo.

8. Per assicurare la fattibilità economica degli interventi la convenzione di cui al comma 4 prevede l'utilizzo anche di risorse finanziarie derivanti dalle oblazioni e dagli oneri concessori e sanzionatori dovuti per il rilascio dei titoli abilitativi in sanatoria relativi agli edifici compresi nell'ambito territoriale del programma. Lo stesso deve essere accompagnato da un'accurata relazione finanziaria con individuazione delle risorse pubbliche e private necessarie all'attuazione degli interventi di recupero dell'insediamento.

9. Le tipologie d'intervento edilizio ammesse nei P.R.A. sono:

- a) il recupero o la riqualificazione di edifici da destinare a servizi nell'ambito delle aree delimitate;
- b) il completamento delle zone comprese nelle aree delimitate, accompagnati dal recupero contestuale degli edifici esistenti nonché dal potenziamento delle opere di urbanizzazione primaria e secondaria.
10. La formazione ed attuazione del P.R.A. è affidata alla sottoscrizione di appositi Accordi di Programma fra la Regione, l'Amministrazione comunale e gli altri Enti e/o soggetti coinvolti. La sottoscrizione dell'Accordo di Programma comporta gli effetti di cui al precedente articolo 15.
11. Il progetto di P.R.A. è composto da:
- a) lo stralcio dello strumento generale di riferimento in cui verrà delimitato l'ambito di applicazione del P.R.A.;
- b) la tavola delle destinazioni d'uso presenti nell'ambito d'intervento;
- c) la tavola e/o la relazione descrittiva dello stato degli immobili e degli eventuali vincoli che gravano sulla zona d'intervento;
- d) l'elenco catastale degli immobili oggetto del P.R.A.;
- e) le tavole di progetto del P.R.A. che evidenzino le tipologie d'intervento edilizie, urbanizzative ed ambientali;
- f) l'eventuale tavola di variante dello strumento urbanistico sovraordinato;
- g) la planivolumetria degli interventi edilizi;
- h) i progetti di massima delle singole opere;
- i) il piano della viabilità ed il piano delle opere di urbanizzazione primaria e secondaria;
- j) la relazione tecnica illustrativa che, fra l'altro, contenga la stima analitica dei nuclei familiari interessati dal P.R.A. e, qualora si realizzino alloggi parcheggio, descriva le modalità dell'alloggiamento temporaneo e della sistemazione definitiva;
- k) una relazione geologico-tecnica per la valutazione del livello di pericolosità geologica in assenza ed in presenza delle opere, definita mediante le opportune indagini di cui all'art. 20, comma 4, lettera b);
- l) la relazione sui costi di realizzazione, sulle fonti di finanziamento, sulla convenienza dell'intervento e sui benefici finali che esso produrrà;
- m) il programma di attuazione degli interventi;
- n) l'atto o gli atti d'obbligo e la eventuale bozza di convenzione;
- o) il piano delle tipologie d'intervento ed il piano dell'arredo urbano;
- p) le norme specifiche di attuazione.
12. Successivamente alla sottoscrizione dell'Accordo di Programma, il Comune provvede al deposito del P.R.A. per la pubblica visione presso gli uffici comunali per un periodo di trenta giorni. Il deposito è reso noto al pubblico mediante avviso affisso all'albo pretorio del Comune ed a mezzo di manifesti murari affissi sull'intero territorio comunale.
13. Osservazione al P.R.A., entro i termini di deposito di cui al comma precedente, possono essere presentate dai soggetti nei confronti dei quali i contenuti del P.R.A. sono destinati a produrre effetti diretti <sup>(140)</sup>.
14. Successivamente alla scadenza dei termini di deposito, il Consiglio comunale decide sulle osservazioni ed approva definitivamente il P.R.A..
15. La Giunta regionale, in occasione della formazione del bilancio di previsione annuale, individua le quote di finanziamento da destinare ai P.R.A., i criteri per l'ammissibilità delle domande di finanziamento dei programmi e quelli per la selezione delle proposte.

16. Non potendo entrare a far parte del P.R.A. edifici ed opere che, alla data di adozione del P.R.A. medesimo, non siano stati oggetto di sanatoria ai sensi della disciplina statale vigente, l'Amministrazione dovrà verificare l'avvenuto perfezionamento delle richieste di Condono edilizio presentate, ancora prima dell'avvio formale delle procedure del P.R.A. <sup>(141)</sup>.

17. I suoli che sono di fatto utilizzati come strade di penetrazione del comparto edilizio condonato, per effetto della presente legge sono acquisiti al patrimonio comunale senza corrispettivo finanziario e come tali sono trascritti nel registro del patrimonio indisponibile, in quanto opere di urbanizzazione.

---

*(140) Comma così modificato dall'art. 4, primo comma, primo alinea, L.R. 24 novembre 2006, n. 14.*

*(141) Comma così sostituito dall'art. 4, primo comma, secondo alinea, L.R. 24 novembre 2006, n. 14. Il testo originario era così formulato: «16. Non possono comunque entrare a far parte del P.R.A. edifici od opere che, alla data di adozione del P.R.A. medesimo, non siano stati oggetto del provvedimento di sanatoria da parte del Sindaco, ai sensi della disciplina statale vigente.».*

---

### **Art. 37**

*Interventi di bonifica urbanistica-edilizia <sup>(142)</sup>.*

1. I comuni, singoli e associati, predispongono piano di rottamazione e recupero delle opere, manufatti ed edifici, già oggetto di condono o, comunque realizzati con modalità, materiali, carenze di impianti, assenza o assoluta carenza di opere di urbanizzazione o di smaltimento e/o trattamento delle acque di risulta e dei rifiuti, tali da determinare, in un quadro di interesse pubblico generale, la necessità di ripristino e bonifica dei siti territoriali interessati.

2. Entro 120 giorni dall'entrata in vigore della presente legge, la Giunta regionale, su parere della Commissione consiliare competente, predispone le linee guida ed il regolamento attuativo dei "piani di rottamazione".

---

*(142) Vedi, anche, la Delib.G.R. 26 aprile 2012, n. 168 e la Delib.G.R. 20 febbraio 2014, n. 52.*

---

### **Art. 37-bis**

*Programmi di bonifica urbanistica-edilizia attraverso il recupero o la delocalizzazione delle volumetrie <sup>(143)</sup>.*

1. I Comuni, anche su proposta di operatori privati, possono individuare edifici, anche con destinazione non residenziale, legittimamente realizzati o per i quali sia stata rilasciata sanatoria edilizia, da riqualificare in quanto contrastanti per dimensione, tipologia o localizzazione, con il contesto paesaggistico, urbanistico e architettonico circostante nonché con le misure di salvaguardia per la riduzione del rischio idrogeologico. A tal fine i comuni approvano programmi di recupero che prevedono il rifacimento delle relative volumetrie mediante interventi di demolizione e ricostruzione nella stessa area o, qualora concordato fra entrambe le parti interessate (Comune e proprietario), in aree diverse, purché dotate di opere di urbanizzazioni primarie e di servizi a rete essenziali, individuate anche attraverso meccanismi perequativi <sup>(144)</sup>.

2. Per incentivare gli interventi previsti nel comma 1, il programma di recupero e delocalizzazione può prevedere, come misura premiale, il riconoscimento di una volumetria supplementare nel limite massimo del trenta per cento di quella preesistente o riconosciuta dallo strumento urbanistico comunale vigente, purché sussistano le seguenti condizioni:

a) l'edificio da demolire o riqualificare deve essere collocato all'interno delle zone o degli ambiti territoriali elencati nel comma 4 del presente articolo. La demolizione non deve interessare gli immobili elencati al comma 5 del presente articolo per cui è prevista solo la riqualificazione;

b) l'interessato si impegna, previa stipula di apposita convenzione con il Comune, alla demolizione dell'edificio e, ove concordato, al ripristino ambientale delle aree di sedime e di pertinenza dell'edificio demolito, con cessione ove il Comune lo ritenga opportuno;

c) con la convenzione deve essere costituito sulle medesime aree, ove prevista la delocalizzazione, un vincolo di inedificabilità assoluta che, a cura e spese dell'interessato deve essere registrato e trascritto nei registri immobiliari;

d) la ricostruzione, in caso di delocalizzazione, deve avvenire precedentemente alla demolizione, se l'edificio ha destinazione d'uso prevalente residenziale o diverso purché sussista la necessità di continuità d'uso, e al ripristino ambientale di cui alla lettera b), in

area o aree, ubicate al di fuori delle zone o degli ambiti territoriali elencati nel comma 4 che devono essere puntualmente indicate nella convenzione stipulata tra il Comune e l'interessato;

e) la ricostruzione, in caso di delocalizzazione, può avvenire in aree diverse purché dotate di opere di urbanizzazione primarie e di servizi a rete essenziali;

f) la destinazione d'uso dell'immobile ricostruito deve essere omogenea a quella dell'edificio demolito. Sono consentiti interventi di sostituzione edilizia con ampliamento della volumetria esistente in conformità al comma 3) dell'articolo 8, anche con cambiamento di destinazione d'uso, che prevedono la realizzazione di una quota non inferiore al settanta per cento destinata ad edilizia residenziale sociale;

g) la ricostruzione deve essere realizzata secondo i criteri di cui all'articolo 5, comma 5, lettere a), b), c) e d). Gli interventi devono essere realizzati da una impresa con iscrizione anche alla Cassa edile comprovata da un regolare DURC. In mancanza di detti requisiti non è certificata l'agibilità, ai sensi dell'articolo 25 del D.P.R. n. 380/2000, dell'intervento realizzato <sup>(145)</sup>.

3. Nel rispetto delle condizioni previste nel comma 2, il limite massimo della misura premiale è elevato al trentacinque per cento della volumetria preesistente o prevista dallo strumento urbanistico comunale vigente se l'intervento di demolizione o di ricostruzione è contemplato in un programma integrato di rigenerazione urbana di cui agli *articoli 32, 33, 34, 35 e 36, L.R. n. 19/2002* (Legge urbanistica) o nell'ambito di appositi "piani di rottamazione" previsti nell'*articolo 37, L.R. n. 19/2002* (Legge urbanistica), o, ancora, nell'ipotesi di interventi che interessano immobili con destinazione residenziale, se gli edifici ricostruiti sono destinati, per una quota pari al venti per cento minimo della loro volumetria, a edilizia residenziale sociale.

3-bis. Per gli interventi di cui al comma 1 del medesimo articolo nel rispetto dei requisiti e delle procedure di cui al comma 2 del medesimo articolo, il limite massimo della misura premiale è elevato al 50 per cento della volumetria preesistente o prevista dallo strumento urbanistico comunale vigente se l'intervento di demolizione e ricostruzione o delocalizzazione, è finalizzato alla costruzione di edifici destinati, per una quota non inferiore al 70 per cento della loro volumetria, a edilizia residenziale sociale <sup>(146)</sup>.

4. Le misure premiali previste nei commi 2 e 3 possono essere previste nei casi in cui l'edificio da demolire sia collocato:

a) in area sottoposta a vincolo paesaggistico ai sensi degli *articoli 136 e 142 del decreto legislativo 22 gennaio 2004, n. 42*;

b) nelle zone A delle aree protette nazionali istituite ai sensi della *legge 6 dicembre 1991, n. 394* (Legge quadro sulle aree protette) e delle aree protette regionali;

c) nelle zone umide tutelate a livello internazionale dalla Convenzione relativa alle zone umide d'importanza internazionale (Ramsar 2 febbraio 1971, resa esecutiva dal *decreto del Presidente della Repubblica 13 marzo 1976, n. 448*);

d) negli ambiti dichiarati ad alta pericolosità idraulica e ad elevata o molto elevata pericolosità geomorfologica (o ad essi assimilabili) dai piani stralcio di bacino previsti nel *D.Lgs. 3 aprile 2006, n. 152* (Norme in materia ambientale) o dagli studi geologici allegati agli strumenti di pianificazione territoriale ed urbanistica e nelle aree ricadenti tra quelle inserite nel "Piano Generale per la Difesa del Suolo" (*O.P.C.M. n. 3741/2009*) e come tali oggetto di proposta di riclassificazione a rischio elevato o molto elevato <sup>(147)</sup>;

e) nelle aree sottoposte a vincoli idrogeologici ai sensi della normativa statale vigente;

f) nelle aree ad elevata valenza naturalistica ambientale e culturale.

5. La demolizione non può riguardare comunque immobili:

a) ubicati all'interno delle zone territoriali omogenee "A" di cui all'*articolo 2, D.M. 1444/1968* o ad esse assimilabili, così come definite dagli strumenti urbanistici generali o dagli atti di governo del territorio comunali;

b) definiti di valore storico, culturale e architettonico dagli atti di governo del territorio o dagli strumenti urbanistici generali;

c) di interesse storico, vincolati ai sensi della parte II del *decreto legislativo 22 gennaio 2004, n. 42* (Codice dei beni culturali e del paesaggio) e s.m.

6. Il riconoscimento delle misure premiali previste nei commi 2 e 3 non comporta l'approvazione di variante agli strumenti urbanistici generali vigenti.



7. Se non sono soddisfatte tutte le condizioni previste nel comma 2, gli interventi di demolizione e ricostruzione di edifici in area o aree diverse da quella originaria, possono essere autorizzati dal Comune, eventualmente con la previsione di misure premiali, solo previa approvazione di variante agli strumenti urbanistici generali.

(143) Articolo aggiunto dall'art. 9, L.R. 11 agosto 2010, n. 21, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 12 della stessa legge), poi così modificato come indicato nelle note che seguono.

(144) Comma così sostituito dall'art. 9, comma 1, L.R. 10 febbraio 2012, n. 7, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 12 della stessa legge). Il testo originario era così formulato: «1. I Comuni possono individuare edifici, anche con destinazione non residenziale, legittimamente realizzati o per i quali sia stata rilasciata sanatoria edilizia, da riqualificare in quanto contrastanti, per dimensione, tipologia o localizzazione, con il contesto paesaggistico, urbanistico e architettonico circostante. A tal fine, approvano programmi di recupero che prevedono il rifacimento delle relative volumetrie mediante interventi di demolizione e ricostruzione nella stessa area o, qualora concordato con entrambe le parti interessate (Comune e proprietario), in aree diverse, individuate anche attraverso meccanismi perequativi.».

(145) Comma così sostituito dall'art. 9, comma 2, L.R. 10 febbraio 2012, n. 7, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 12 della stessa legge). Il testo originario era così formulato: «2. Per incentivare gli interventi previsti nel comma 1, il programma di recupero e delocalizzazione può prevedere, come misura premiale, il riconoscimento di una volumetria supplementare nel limite massimo del trenta per cento di quella preesistente o riconosciuta dallo strumento urbanistico comunale vigente, purché sussistano le seguenti condizioni:

a) l'edificio da demolire o riqualificare deve essere collocato all'interno delle zone o degli ambiti territoriali elencati nel comma 5 del presente articolo. La demolizione non deve interessare gli immobili elencati al comma 6 del presente articolo per cui è prevista solo la riqualificazione;

b) l'interessato si impegna, previa stipula di apposita convenzione con il Comune, alla demolizione dell'edificio e, ove concordato, al ripristino ambientale delle aree di sedime e di pertinenza dell'edificio demolito, con cessione ove il Comune lo ritenga opportuno;

c) con la convenzione deve essere costituito sulle medesime aree, ove prevista la delocalizzazione, un vincolo di inedificabilità assoluta che, a cura e spese dell'interessato, deve essere registrato e trascritto nei registri immobiliari;

d) la ricostruzione, in caso di delocalizzazione, deve avvenire precedentemente alla demolizione, se l'edificio è di tipo residenziale o di altra natura per cui sussista la necessità di continuità di godimento della proprietà, e al ripristino ambientale di cui alla lettera b), in area o aree, ubicate al di fuori delle zone o degli ambiti territoriali elencati nel comma 5, che devono essere puntualmente indicate nella convenzione stipulata tra il comune e l'interessato;

e) la ricostruzione, in caso di delocalizzazione, deve avvenire in aree nelle quali lo strumento urbanistico vigente prevede destinazioni d'uso omogenee, secondo la classificazione di cui all'articolo 2 del D.M. n. 1444/1968, Lavori pubblici, compatibili con quelle dell'edificio demolito;

f) la destinazione d'uso dell'immobile ricostruito deve essere omogenea a quella dell'edificio demolito;

g) la ricostruzione deve essere realizzata secondo i criteri di cui all'articolo 5, comma 5, lettere a), b), c) e d). Gli interventi devono essere realizzati da una impresa con iscrizione anche alla Cassa edile comprovata da un regolare DURC. In mancanza di detti requisiti non è certificata l'agibilità, ai sensi dell'articolo 25 D.P.R. 380/2000, dell'intervento realizzato.».

(146) Comma aggiunto dall'art. 9, comma 3, L.R. 10 febbraio 2012, n. 7, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 12 della stessa legge).

(147) Lettera così sostituita dall'art. 9, comma 4, L.R. 10 febbraio 2012, n. 7, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 12 della stessa legge). Il testo originario era così formulato: «d) negli ambiti dichiarati ad alta pericolosità idraulica e ad elevata o molto elevata pericolosità geomorfologica (o ad essi assimilabili) dai piani stralcio di bacino previsti nel decreto legislativo 3 aprile 2006, n. 152 (Norme in materia ambientale) o dalle indagini geologiche allegata agli strumenti di pianificazione territoriale e urbanistica.».

## **Art. 38**

*Fondo per il risanamento e recupero dei centri storici.*

1. La legge di bilancio annuale, a partire da quella approvata dopo l'entrata in vigore della presente legge, prevede la costituzione di un fondo finalizzato alla copertura, anche parziale, degli interessi conseguenti l'accensione dei mutui od altre forme di finanziamento diretto ad interventi di risanamento e recupero dei centri storici calabresi.

2. L'allocazione delle risorse a favore dei comuni richiedenti o loro consorzi è preceduta da apposito accordo di programma che coinvolge i comuni, singoli o consorziati, la Regione e le istituzioni bancarie e finanziarie interessate.

3. Entro 60 giorni dall'entrata in vigore della presente legge, la Giunta regionale, su proposta dell'Assessore all'Urbanistica, sentita la Commissione consiliare competente, emana apposito regolamento attuativo.

---

#### **Art. 39**

*Finalità dei programmi d'area.*

1. La Regione Calabria, al fine di accrescere l'integrazione fra gli Enti locali, il coordinamento delle iniziative, l'impegno integrato delle risorse finanziarie, promuove la predisposizione di programmi d'area.
  2. I programmi d'area costituiscono una ulteriore modalità di programmazione intercomunale negoziata, coerente con le previsioni indicate dagli strumenti regionali e provinciali di programmazione economico - territoriale.
  3. I programmi d'area sono promossi dalla Giunta regionale soltanto nel caso in cui gli Enti locali ricompresi nell'ambito territoriale interessato diano il loro assenso e partecipino alla predisposizione e realizzazione.
  4. La programmazione negoziata di cui al comma 2, si svolge tra Regione, Enti locali e altri soggetti pubblici o a partecipazione pubblica, con la partecipazione delle parti sociali e dei soggetti privati interessati, ed è tesa a realizzare le condizioni per lo sviluppo locale sostenibile, in coerenza con gli strumenti della programmazione regionale e sub-regionale.
- 

#### **Art. 40**

*Programmi d'area.*

1. Il programma d'area rappresenta un complesso di interventi finalizzati alla valorizzazione di aree territoriali caratterizzate da peculiari situazioni economiche, sociali, culturali ed ambientali, nonché di aree urbane per le quali appaiono necessari rilevanti interventi di riqualificazione o di recupero, per la cui realizzazione sia necessaria l'azione coordinata ed integrata di più soggetti pubblici o privati.
  2. Le aree oggetto del programma d'area ricomprendono il territorio di uno o più comuni della Regione, anche appartenenti a province diverse.
  3. Il programma d'area è finanziato con risorse proprie dei soggetti partecipanti e/o con eventuali contributi statali e comunitari. I contributi regionali alle imprese previsti dal programma d'area sono stabiliti nella misura massima consentita dalla Unione Europea per l'ambito territoriale considerato, anche in deroga alle norme regionali vigenti.
- 

#### **Art. 40-bis**

*Contratti di fiume <sup>(148)</sup>.*

1. Si definisce Contratto di fiume un atto volontario di impegno condiviso tra soggetti pubblici e privati finalizzato alla riqualificazione ambientale-paesaggistica ed alla connessa rigenerazione socio-economica di un sistema fluviale e del relativo bacino idrografico unitamente alla gestione del rischio idraulico. Il Contratto di fiume si configura come un accordo di programmazione negoziata definito in coerenza con la pianificazione vigente e nel rispetto delle competenze specifiche dei vari attori interessati, da attuarsi secondo le linee guida di cui al comma 5.
2. Con riferimento alle finalità di cui al comma 1, con i Contratti di fiume la Regione Calabria promuove la concertazione e l'integrazione delle politiche a livello di bacino e sottobacino idrografico, adottando forme idonee di partecipazione attiva e favorendo la definizione di strategie condivise tra gli attori interessati.
3. I Contratti di fiume concorrono alla definizione, all'attuazione e all'aggiornamento degli strumenti di pianificazione di distretto con riferimento alla scala di bacino e sottobacino idrografico, ovvero al Piano di gestione del rischio di alluvioni di cui all'*articolo 7 del decreto legislativo 23 febbraio 2010, n. 49* (Attuazione della *direttiva 2007/60/CE* relativa alla valutazione e alla gestione dei rischi di alluvioni), e del Piano di gestione delle acque di cui all'*articolo 117 del decreto legislativo 3 aprile 2006, n. 152* (Norme in materia ambientale).
4. Rientrano nella definizione di Contratto di fiume anche il Contratto di lago, di costa, di acque di transizione e di falda, quali fattispecie declinate su diversi ambiti idrografici.

5. Entro sei mesi dall'entrata in vigore di questo disposto, la Giunta regionale adotta con regolamento attuativo, da sottoporre al parere della commissione consiliare competente, un documento di indirizzo per l'attuazione dei Contratti di fiume ed il relativo programma per la promozione e il monitoraggio di tali strumenti.

---

(148) Articolo aggiunto dall'art. 1, comma 1, L.R. 27 novembre 2015, n. 19, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 3, comma 1, della medesima legge).

---

#### **Art. 41**

*Modalità di predisposizione del Programma d'Area* <sup>(149)</sup>.

1. Al fine della individuazione dei programmi d'area, la Giunta regionale promuove il concorso degli Enti locali e delle parti sociali interessate e, sentita la Commissione consiliare competente, provvede alla prima definizione del territorio interessato e degli obiettivi generati del programma, anche sulla base delle disponibilità di risorse finanziarie locali per il cofinanziamento.

2. Con lo stesso atto di cui al precedente comma, la Giunta regionale provvede altresì alla costituzione di un gruppo di lavoro, cui partecipano i soggetti interessati, con il compito di elaborare la proposta di programma d'area.

---

(149) Rubrica così sostituita dall'art. 4, primo comma, terzo alinea, L.R. 24 novembre 2006, n. 14. Il testo originario era così formulato: «Modalità di predisposizione.».

---

#### **Art. 42**

*Procedimento di approvazione del Programma d'Area* <sup>(150)</sup>.

1. Il Presidente della Giunta regionale, o l'Assessore all'Urbanistica su delega del Presidente della Giunta regionale, convoca una Conferenza preliminare per accertare il consenso dei soggetti pubblici e privati interessati alla proposta di programma d'area, finalizzata alla sottoscrizione dell'Accordo per l'attuazione del Programma d'Area <sup>(151)</sup>.

2. Qualora il programma d'area comporti la variazione di uno o più strumenti di pianificazione urbanistica, si applica quanto previsto dalla presente legge.

3. Un accordo di ulteriori soggetti dopo l'approvazione dell'accordo richiede il consenso unanime dei partecipanti.

4. Ove l'adesione operi nel rispetto di tutte le disposizioni contenute nell'accordo, il consenso è espresso dalla Conferenza di programma.

---

(150) Rubrica così sostituita dall'art. 4, primo comma, quarto alinea, L.R. 24 novembre 2006, n. 14. Il testo originario era così formulato: «Procedimento di approvazione.».

(151) Comma così sostituito dall'art. 4, primo comma, quinto alinea, L.R. 24 novembre 2006, n. 14. Il testo originario era così formulato: «1. Il Presidente della Giunta regionale o un suo delegato convoca una Conferenza preliminare, per accertare il consenso dei soggetti pubblici e privati interessati sulle proposte di programma d'area.».

---

#### **Art. 43**

*Contenuti dell'accordo relativo al Programma d'Area* <sup>(152)</sup>.

1. L'accordo configura le azioni di competenza dei soggetti partecipanti dirette a dare attuazione, in modo coordinato ed integrato, agli interventi oggetto del programma d'area. Con l'accordo i soggetti partecipanti si vincolano altresì ad impegnare le risorse finanziarie occorrenti e ad assumere le iniziative necessarie per l'acquisizione di eventuali contributi nazionali e comunitari.

2. L'accordo deve:

a) prevedere una dettagliata descrizione degli interventi, nonché degli obiettivi e dei risultati che si intendono perseguire con la realizzazione del programma d'area;

- b) contenere gli obblighi assunti da ciascun soggetto partecipante;
  - c) definire le diverse fasi di realizzazione degli interventi;
  - d) individuare le risorse finanziarie occorrenti per la realizzazione dei singoli interventi e la ripartizione dei relativi oneri fra i soggetti partecipanti;
  - e) prevedere gli effetti derivanti dall'inadempimento degli obblighi assunti dai soggetti partecipanti, compresa l'eventuale attivazione di interventi sostitutivi;
  - f) individuare i contenuti non ritenuti sostanziali dalle parti che possono essere modificate con il consenso unanime espresso dalla Conferenza di programma;
  - g) individuare l'Autorità di programma da designare con decreto del Presidente della Giunta regionale, come previsto al successivo art. 45 <sup>(153)</sup>;
  - h) individuare le varie fasi temporali del programma;
  - i) prevedere il diritto di recesso, di uno o più soggetti partecipanti, stabilendone le condizioni.
- 

(152) Rubrica così sostituita dall'art. 4, primo comma, sesto alinea, L.R. 24 novembre 2006, n. 14. Il testo originario era così formulato: «Contenuti dell'accordo.».

(153) Lettera così sostituita dall'art. 4, primo comma, settimo alinea, L.R. 24 novembre 2006, n. 14. Il testo originario era così formulato: «g) individuare e designare l'Autorità di programma.».

---

#### **Art. 44**

*Soggetti attuatori del Programma d'Area* <sup>(154)</sup>.

1. I singoli soggetti partecipanti provvedono alla realizzazione ed alla gestione degli interventi previsti dal programma d'area in relazione agli obblighi assunti.
  2. Entro trenta giorni dall'approvazione dell'accordo, ciascuno dei soggetti partecipanti individua il responsabile del programma di propria competenza, che svolge i seguenti compiti:
    - a) cura l'esecuzione degli interventi, promuovendo e coordinando lo svolgimento di ogni attività necessaria per la loro completa e sollecita realizzazione;
    - b) fornisce all'Autorità di programma tutte le informazioni necessarie per l'esercizio dei suoi compiti.
- 

(154) Rubrica così sostituita dall'art. 4, primo comma, ottavo alinea, L.R. 24 novembre 2006, n. 14. Il testo originario era così formulato: «Soggetti attuatori.».

---

#### **Art. 45**

*Autorità di programma.*

1. L'Autorità di programma, costituita con decreto del Presidente della Giunta regionale <sup>(155)</sup>:
  - a) coordina l'attività dei responsabili nominati dai soggetti partecipanti;
  - b) vigila sul rispetto dei tempi di realizzazione del programma e del corretto e razionale svolgimento delle procedure;
  - c) opera il monitoraggio sui livelli di prestazione e di qualità, degli interventi e la valutazione della congruenza dei risultati conseguiti agli obiettivi programmatici definiti.

2. L'Autorità riferisce periodicamente sull'attuazione del programma d'area alla Conferenza di programma e propone alla stessa l'assunzione dei provvedimenti di competenza, curandone l'esecuzione.

---

(155) *Alinea così modificato dall'art. 4, primo comma, nono alinea, L.R. 24 novembre 2006, n. 14.*

---

#### **Art. 46**

*Conferenza di programma del Programma d'Area* <sup>(156)</sup>.

1. Con decreto del Presidente della Giunta regionale è istituita la Conferenza di programma con il compito di sovrintendere alla realizzazione del programma d'area e di vigilare sul tempestivo e completo adempimento degli obblighi assunti dai partecipanti.

2. La Conferenza è composta da un rappresentante per ognuno dei partecipanti e presieduta dal Presidente della Giunta regionale o un suo delegato.

3. La Conferenza svolge i seguenti compiti:

a) verifica il rispetto degli obblighi assunti dai contraenti nei termini previsti;

b) mette in mora il soggetto partecipante inadempiente e assume i successivi provvedimenti previsti dall'accordo, ivi compresa l'attivazione dei poteri sostitutivi;

c) tenta la composizione in via amichevole delle eventuali controversie insorte in ordine al rispetto delle clausole dell'accordo;

d) provvede agli adempimenti conseguenti;

e) approva le adesioni all'accordo;

f) valuta i risultati del programma d'area.

4. La Conferenza è convocata dal suo Presidente almeno due volte l'anno, nonché su richiesta dell'Autorità di programma. La Conferenza assume i provvedimenti di cui alle lettere d) ed e), del comma 3, all'unanimità dei suoi componenti.

---

(156) *Rubrica così sostituita dall'art. 4, primo comma, decimo alinea, L.R. 24 novembre 2006, n. 14. Il testo originario era così formulato: «Conferenza di programma.».*

---

#### **Art. 47**

*Approvazione regionale dei programmi d'area.*

1. La Giunta regionale propone annualmente al Consiglio l'approvazione dei programmi d'area ed individua con il medesimo atto i capitoli ordinari di spesa, al fine di garantire la copertura finanziaria della quota regionale di partecipazione al programma, fissando una priorità per l'attuazione dei relativi interventi nell'utilizzo delle risorse previste dagli stanziamenti già autorizzati dalla legge di bilancio o dalla legge finanziaria, con riferimento alle leggi di spesa settoriali vigenti.

2. Il Consiglio regionale con un unico provvedimento approva il programma d'area ed il relativo programma finanziario. La delibera consiliare di approvazione del programma d'area ha la medesima efficacia degli atti settoriali di programmazione economico-finanziaria, ai fini dell'individuazione degli interventi e degli stanziamenti di bilancio da impegnare. Alla stessa consegue direttamente la fase di attuazione degli interventi da parte delle competenti strutture regionali.

#### **Art. 48**

*Insedimenti urbani storici* <sup>(157)</sup> <sup>(158)</sup>.

1. Entro 120 giorni dall'entrata in vigore della presente legge, la Giunta regionale su proposta dell'Assessore regionale all'urbanistica e governo del territorio adotta un organico strumento normativo sulla identificazione dei centri storici, disciplinando gli interventi negli stessi che tenga conto dei seguenti principi <sup>(159)</sup>:

a) ai fini della valorizzazione delle risorse immobiliari disponibili e della limitazione dell'uso di risorse territoriali si considera di preminente interesse regionale il recupero, la riqualificazione ed il riuso dei centri storici e degli insediamenti storici minori, rispettandone i valori culturali, sociali, storici, architettonici, urbanistici, economici ed ambientali;

b) si considerano centri storici gli agglomerati urbani che conservano nell'organizzazione territoriale, nell'impianto urbanistico e ambientale, nonché nelle strutture edilizie, i segni di una formazione remota e di proprie originarie funzioni abitative, economiche, sociali e culturali, comprendendo inoltre ogni struttura insediativa anche extra urbana che costituisca eredità significativa di storia locale;

c) è prevista l'istituzione e l'aggiornamento a cura della Regione di un elenco dei centri storici riguardante gli insediamenti suscettibili di tutela e valorizzazione;

d) l'attuazione degli interventi nei centri storici può essere demandata ai comuni o altri enti pubblici, contraenti generali, cooperative di abitazione e loro consorzi, cooperative di produzione e loro consorzi, imprese di costruzione e di servizi e loro consorzi, privati proprietari, singoli o consorziati.

2. Al fine di garantire la compatibilità paesaggisticoambientale e storico-insediativa degli interventi di valorizzazione relativi agli insediamenti urbani e del patrimonio edilizio e urbanistico del territorio regionale, entro 12 mesi dall'entrata in vigore della presente legge, la Giunta regionale, su proposta dell'Assessore regionale all'Urbanistica e Governo del Territorio e previo parere da parte della Commissione consiliare competente, da esprimersi entro trenta giorni dal ricevimento, provvede alla redazione e approvazione di un apposito Disciplinare per gli Interventi di Recupero, valorizzazione e messa in sicurezza del patrimonio edilizio e urbanistico <sup>(160)</sup>.

3. Il Disciplinare di cui al comma precedente indica norme, metodologie, strumenti e tecniche necessarie a garantire che gli interventi di recupero e valorizzazione del patrimonio edilizio e urbanistico regionale venga fatto con tecniche e materiali locali compatibili al manufatto e al contesto ambientale nonché in osservanza della normativa vigente in materia <sup>(161)</sup>.

4. I comuni della Calabria, entro centottanta giorni dalla pubblicazione del disciplinare, redigono ed adottano un Piano del centro storico, che pur rispettando i principi contenuti, detta ulteriori particolari norme tendenti a salvaguardare i caratteri storico-culturali tipici. In assenza del Piano del centro storico e di norme simili all'interno del PSC/PSA, i comuni applicano le norme minime di cui al disciplinare, come strumentazione urbanistica di salvaguardia che sostituisce, per le parti in contrasto, la normativa urbanistica vigente nel comune <sup>(162)</sup>.

---

(157) Rubrica così sostituita dall'art. 4, primo comma, undicesimo alinea, L.R. 24 novembre 2006, n. 14. Il testo originario era così formulato: «Insediamenti urbani e storici.».

(158) Vedi, al riguardo, quanto previsto dalla Delib.G.R. 26 aprile 2012, n. 166.

(159) Alinea così modificato dall'art. 4, primo comma, dodicesimo alinea, L.R. 24 novembre 2006, n. 14.

(160) Comma aggiunto dall'art. 4, primo comma, tredicesimo alinea, L.R. 24 novembre 2006, n. 14, poi così modificato dall'art. 1, comma 6, L.R. 28 dicembre 2007, n. 29..

(161) Comma aggiunto dall'art. 4, primo comma, tredicesimo alinea, L.R. 24 novembre 2006, n. 14, poi così modificato dall'art. 1, comma 7, L.R. 28 dicembre 2007, n. 29.

(162) Il presente comma, aggiunto dall'art. 4, primo comma, tredicesimo alinea, L.R. 24 novembre 2006, n. 14 e poi modificato dall'art. 1, comma 8, L.R. 28 dicembre 2007, n. 29, è stato infine così sostituito dall'art. 28, L.R. 10 agosto 2012, n. 35, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 40 della medesima legge). Il testo precedente era così formulato: «4. I Comuni, dall'entrata in vigore del Disciplinare di cui al comma 2, devono verificare la compatibilità della propria strumentazione urbanistica ed edilizia rispetto alle indicazioni dettate dal Disciplinare stesso, ed eventualmente mettere in atto, nei tempi dettati dal Disciplinare, le procedure e gli strumenti in esso previsti, finalizzati ad incentivare il recupero e la messa in sicurezza del patrimonio edilizio e urbanistico attraverso l'uso di tecniche e materiali locali compatibili.».

---

## Art. 49

### Miglioramenti tecnologici.

1. Al fine di migliorare la qualità tecnologica e di agevolare l'attuazione delle norme sul risparmio energetico degli edifici, nuovi o esistenti, non sono considerati nei computi per la determinazione dei volumi e dei rapporti di copertura:

- a) i tamponamenti perimetrali per la sola parte eccedente i trenta centimetri, per le nuove costruzioni, e fino ad un massimo di ulteriori centimetri venticinque;
- b) il maggiore spessore dei solai, orizzontali od inclinati, per la sola parte eccedente i venti centimetri se contribuisce al miglioramento statico degli edifici, e/o al miglioramento dei livelli di coibentazione termica, acustica o di inerzia termica;
- c) le disposizioni del presente articolo valgono anche ai fini del calcolo delle altezze massime, delle distanze dai confini, fra edifici e dalle strade, fermo restando le prescrizioni minime dettate dalla legislazione statale.

2. Con l'obiettivo di contenere il consumo di nuovo territorio è consentito nei centri storici e nelle zone totalmente costruite dei centri abitati, il recupero ai fini abitativi dei sottotetti e l'utilizzo a fini commerciali dei piani seminterrati ed interrati così definiti:

- a) sottotetti, i locali sovrastanti l'ultimo piano dell'edificio con copertura a tetto;
- b) seminterrati, i piani la cui superficie si presenta entroterra per una percentuale inferiore ai 2/3 della superficie laterale del piano;
- c) interrati, i piani la cui superficie si presenta entroterra per una percentuale superiore ai 2/3 della superficie laterale del piano;

purché siano rispettate le normali condizioni di abitabilità previsti dai vigenti regolamenti salvo le seguenti:

- requisiti di idoneità statica attestati mediante certificato di collaudo redatto da tecnico abilitato, corredato da prove di carico e certificazione di cui alla *legge 5 novembre 1971, n. 1086*;
- altezza media ponderale di almeno metri 2,20 ridotta a metri 2,00 per i comuni posti a quota superiore a metri 800 slm, calcolata dividendo il volume della porzione di sottotetto di altezza maggiore a metri 1,50 per la superficie relativa;
- rapporti pari a 1/15 tra la superficie delle aperture esterne e superficie degli ambienti di abitazione, calcolata relativamente alla porzione di sottotetto di altezza maggiore a metri 1,50;
- di interventi per il collegamento diretto tra unità immobiliari e sovrastante sottotetto o fra locali contigui finalizzati alla migliore funzione di tali locali sono da considerarsi opere interne soggette a D.I.A.;
- la realizzazione di aperture, botole, scale, ed ogni altra opera interna idonea a perseguire le finalità di abitabilità dei sottotetti è soggetta a D.I.A.;
- gli interventi e le opere di tipo edilizio e tecnologico devono avvenire senza alcuna modificazione delle linee di colmo e di gronda e senza alterazione delle originarie pendenze delle falde di copertura e con l'altezza dei piani sottostanti ai sottotetti che non può essere ridotta ad un valore inferiore a metri 2,70;
- è consentita, ai fini dell'osservanza dei requisiti di areazione e di illuminazione dei sottotetti la realizzazione di finestre, lucernai, abbaini e terrazzi se consentiti, ovvero la realizzazione di impianti di ventilazione meccanica per un ricambio d'aria almeno pari a quello richiesto per la ventilazione naturale;

per i seminterrati e gli interrati:

- altezza interna non inferiore a metri 2,70;
- aperture per la ventilazione naturale diretta non inferiore ad un 1/15 della superficie del pavimento, ovvero la realizzazione d'impianto di ventilazione meccanici per un ricambio d'aria almeno pari a quello richiesto per la ventilazione naturale;
- gli interventi e le opere di tipo edilizio ammessi per conseguire l'utilizzo terziario e/o commerciale di piani seminterrati non devono, comunque, comportare modifiche delle quote standard di piano delle aree pubbliche e delle sistemazioni esterne già approvate;
- è consentito l'utilizzo dei locali ricavati con la suddivisione orizzontale dell'ambiente interrato o seminterrato esistente, che ha come fine l'integrazione e il miglioramento della funzione terziario - commerciale, a condizione però che la presenza del soppalco non riduca l'altezza dell'ambiente al di sotto di metri 2,70;

- gli interventi per collegare vano e soppalco e per la sistemazione dei locali interrati e seminterrati finalizzati a migliorare la fruizione di detti locali e la loro funzione terziario/commerciale sono da considerarsi opere soggette a D.I.A.

3. Gli interventi di cui al presente articolo comportano la corresponsione degli oneri di urbanizzazione primaria e secondaria, nonché del contributo del costo di costruzione ai sensi di legge, calcolati sulla volumetria resa utilizzabile secondo le tariffe vigenti di ciascun Comune per le opere di urbanizzazione.

4. Al fine di preservare il territorio da nuove edificazioni, il recupero a fini abitativi dei sottotetti ed il riutilizzo ad uso terziario/commerciale dei piani seminterrati ed interrati è ammesso, per le aree urbanizzate, per i fabbricati realizzati prima dell'entrata in vigore della legge urbanistica regionale. Al di fuori di tale caso, la possibilità è dettata dalle previsioni dei PSC, all'interno dei quali i comuni possono definire perimetrazioni nelle quali siano permessi il recupero ed il riutilizzo di cui al capoverso precedente. Nei sottotetti i volumi trasformabili non possono eccedere il 25% del volume urbanistico dell'edificio cui l'intervento si riferisce. Le attività di recupero dei sottotetti e di riutilizzo dei semi interrati ed interrati ad uso terziario/commerciale, non sono consentite qualora questi non siano conformi alle vigenti norme in materia energetica ed impiantistica. In tal caso le attività di recupero e riutilizzo, per i soli volumi oggetto di recupero e riutilizzo, sono svolte previo adeguamento alla vigente normativa energetica, impiantistica ed antisismica <sup>(163)</sup>.

5. Qualora venga superato il limite del 25% dell'incremento volumetrico di cui al comma precedente e nella situazione d'impossibilità del rispetto dei limiti fissati dal *D.M. 2 aprile 1968* è, altresì ammessa la possibilità del diretto conferimento, da parte dei richiedenti, di superfici idonee a compensare gli standard urbanistici mancanti, ovvero della loro monetizzazione attraverso idonea convenzione, in base ai costi correnti di esproprio all'interno dell'area considerata.

6. Gli interventi di cui al presente articolo sono classificati come ristrutturazioni ai sensi dell'*art. 31, comma 1, della legge 5 agosto 1978, n. 457*.

7. Con riferimento al precedente comma 5, i comuni, con motivata deliberazione, di cui è necessario dare adeguata pubblicità, possono, nel termine di 180 giorni dalla data di entrata in vigore della presente legge, disporre l'esclusione totale o parziale di zone territoriali omogenee e/o limitazioni degli incrementi volumetrici oltre il limite di cui al comma 5.

---

*(163) Comma così sostituito dall'art. 29, L.R. 10 agosto 2012, n. 35, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 40 della medesima legge). Il testo originario era così formulato: «4. Il recupero a fini abitativi ed il riutilizzo ad uso terziario commerciale dei piani seminterrati ed interrati è ammesso rispettivamente per le zone A e B come definite dal D.M. n. 1444/1968. Nei sottotetti i volumi trasformabili non possono eccedere il 25% del volume urbanistico dell'edificio cui l'intervento si riferisce.».*

---

## TITOLO VII

### Pianificazione del territorio agro-forestale

#### Art. 50

*Assetto agricolo forestale del territorio.*

1. Gli strumenti urbanistici, nell'individuazione delle zone agricole, disciplinano la tutela e l'uso del territorio agro-forestale, al fine di:
  - a) salvaguardare il valore naturale, ambientale e paesaggistico del territorio medesimo e, nel rispetto della destinazione forestale del suolo e delle specifiche vocazioni produttive, garantire lo sviluppo di attività agricole sostenibili;
  - b) promuovere la difesa del suolo e degli assetti idrogeologici, geologici ed idraulici e salvaguardare la sicurezza del territorio;
  - c) favorire la piena e razionale utilizzazione delle risorse naturali e del patrimonio infrastrutturale ed infrastrutturale esistente;
  - d) promuovere la permanenza nelle zone agricole, degli addetti all'agricoltura migliorando le condizioni insediative;
  - e) favorire il rilancio e l'efficienza delle unità produttive;
  - f) favorire il recupero del patrimonio edilizio rurale esistente in funzione delle attività agricole e di quelle ad esse integrate e complementari a quella agricola;
  - g) valorizzare la funzione dello spazio rurale di riequilibrio ambientale e di mitigazione degli impatti negativi degli aggregati urbani.



2. I comuni, mediante il P.S.C. individuano zone agricole a diversa vocazione e vocazione e suscettività produttiva per promuoverne lo sviluppo.
3. I comuni qualificano, attraverso la sistematica definizione degli interventi edilizi ed urbanistici ammessi, le zone agricole del proprio territorio in:
- a) aree caratterizzate da una produzione agricola tipica o specializzata;
  - b) aree di primaria importanza per la funzione agricolo - produttiva, anche in relazione all'estensione, composizione e localizzazione dei terreni;
  - c) aree che, caratterizzate da preesistenze insediative, sono utilizzabili per l'organizzazione di centri rurali o per lo sviluppo di attività complementari ed integrate con l'attività agricola;
  - d) aree boscate o da rimboschire;
- d-bis*) le aree assoggettate ad usi civici o di proprietà collettiva di natura agricola o silvo-pastorale <sup>(164)</sup>;
- e) aree che per condizione morfologica, ecologica, paesistico-ambientale ed archeologica, non sono suscettibili di insediamento.
4. L'individuazione di cui al comma 2 deve essere preceduta da una rilevazione e descrizione analitica delle caratteristiche fisiche del territorio interessato e delle sue potenzialità produttive, elaborata sulla base di una relazione agro-pedologica e di uso dei suoli elaborata e firmata da un professionista a ciò abilitato con particolare riferimento <sup>(165)</sup>:
- a) alla natura fisico-chimica dei terreni, alla morfologia ed alle caratteristiche idro-geologiche;
  - b) all'uso di fatto ed all'uso potenziale dei suoli finalizzato all'incremento potenzialità produttive;
  - c) allo stato della frammentazione fondiaria;
  - d) alle caratteristiche socio - economiche della zona e della popolazione che vi risiede o la utilizza;
  - e) alla individuazione delle aree abbandonate o sotto utilizzate che richiedano interventi strutturali ai fini di garantire forme ed opere di presidio ambientale, sotto i profili ecologico - ambientale e socio - economico.
5. Le previsioni del P.S.C., relativamente alle zone di cui al comma 2, devono indicare:
- a) per ciascuna zona e con riferimento alle colture praticate od ordinariamente praticabili;
  - b) l'unità aziendale minima per l'esercizio in forma economicamente conveniente dell'attività agricola.
6. [A decorrere dal sessantesimo giorno successivo all'approvazione delle Linee guida da parte della Regione Calabria, nei comuni dotati di programma di fabbricazione, la destinazione a zona agricola si intende estesa a tutti i suoli ricadenti al di fuori dei centri abitati, salvo quanto disposto dai piani sovraordinati] <sup>(166)</sup>.
- 6-bis. [Nei comuni, i cui strumenti urbanistici rientrano nella fattispecie dell'articolo 65, comma 2, la destinazione a zona agricola si intende estesa a tutti i suoli ricadenti al di fuori delle zone omogenee vigenti ed elencate al comma 2 dell'articolo 65] <sup>(167)</sup>.
7. Nell'ambito dei comprensori di bonifica i Consorzi di bonifica partecipano, tramite le scelte disposte con il Piano Comprensoriale di bonifica e di tutela del territorio, ove approvato dal Consiglio regionale ed adottato dai Consorzi, alla formazione dei Piani territoriali ed urbanistici, nonché ai programmi di difesa dell'ambiente contro gli inquinamenti.
8. Il Piano ha efficacia in ordine alle azioni di competenza del Consorzio di bonifica per la individuazione e progettazione delle opere di bonifica e delle opere pubbliche di bonifica e di irrigazione, nonché delle altre opere necessarie per la tutela e la valorizzazione del territorio rurale, ivi compreso la tutela delle acque di bonifica ed irrigazione. Il Piano ha invece valore di indirizzo per quanto attiene vincoli per la difesa dell'ambiente naturale ed alla individuazione dei suoli agricoli da salvaguardare rispetto a destinazioni d'uso alternative.
9. I comuni, le comunità Montane e le province, nell'approvazione dei propri strumenti di pianificazione devono raccordarsi con quanto disposto dal Piano di bonifica approvato dal Consiglio regionale. I comuni si raccordano, altresì, nei propri strumenti

urbanistici, con le proposte di tutela delle aziende e delle aree agricole in riferimento alla salvaguardia dell'uso agricolo rispetto a destinazioni d'uso alternative.

(164) Lettera aggiunta dall'art. 5, primo comma, primo alinea, L.R. 24 novembre 2006, n. 14.

(165) Alinea così modificato dall'art. 5, primo comma, secondo alinea, L.R. 24 novembre 2006, n. 14.

(166) Comma dapprima modificato dall'art. 33, comma 1, L.R. 26 giugno 2003, n. 8 e poi abrogato dall'art. 2, comma 1, L.R. 21 luglio 2014, n. 13, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto previsto dall'art. 4, comma 1, della medesima legge).

(167) Comma dapprima aggiunto dall'art. 30, L.R. 10 agosto 2012, n. 35, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 40 della medesima legge), poi così modificato dall'art. 1, L.R. 20 dicembre 2012, n. 65 e poi abrogato dall'art. 2, comma 1, L.R. 21 luglio 2014, n. 13, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto previsto dall'art. 4, comma 1, della medesima legge).

## Art. 51

### Interventi in zona agricola.

1. Nelle zone a destinazione agricola come identificate dell'articolo precedente, il permesso di costruire sarà rilasciato con esonero dei contributi commisurati alle opere di urbanizzazione e ai costi di costruzione, solo se la richiesta è effettuata da imprenditori agricoli <sup>(168)</sup>.

2. Qualora la destinazione d'uso venga modificata nei dieci anni successivi all'ultimazione dei lavori i contributi di cui al comma precedente sono dovuti nella misura massima corrispondente alla nuova destinazione, determinata con riferimento al momento dell'intervenuta variazione (ai sensi dell'art. 19 ultimo comma del D.P.R. 6 giugno 2001, n. 380).

3. Nelle zone a destinazione agricola è comunque vietata:

a) ogni attività comportante trasformazioni dell'uso del suolo tanto da renderlo incompatibile con la produzione vegetale o con l'allevamento e valorizzazione dei prodotti;

b) ogni intervento comportante frazionamento del terreno a scopo edificatorio (già lottizzazione di fatto);

c) la realizzazione di opere di urbanizzazione primaria e secondaria del suolo in difformità alla sua destinazione;

d) ogni attività di deposito, smaltimento e lavorazione di rifiuti non derivante dall'attività agricola o da attività ad esse complementari, situate all'interno o in contiguità di zone agricole direttamente investite da coltivazioni di pregio con tutela o marchio di qualità, o da produzioni agroalimentari certificate <sup>(169)</sup>.

4. Il P.S.C. in riferimento a quanto disposto nelle linee guida, nel Q.T.R. nonché nel P.T.C.P., avendo particolare riguardo ai loro contenuti di strumenti di salvaguardia e tutela dei valori paesaggistici, e tenendo anche conto dei piani e programmi di settore, in materia di agricoltura, individua gli interventi aventi carattere prioritario ed essenziale fissando gli indici ed i rapporti di edificabilità.

5. È consentito l'asservimento di lotti non contigui ma funzionalmente legati per il raggiungimento dell'unità culturale minima, fermo restando la definizione in sede di P.S.C. dell'ingombro massimo di corpi di fabbrica edificabili e le caratteristiche tipologiche dell'insieme degli interventi a tutela e conservazione del paesaggio agricolo.

(168) Comma così modificato dall'art. 5, primo comma, terzo alinea, L.R. 24 novembre 2006, n. 14.

(169) Lettera prima aggiunta dall'art. 31, L.R. 10 agosto 2012, n. 35, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 40 della medesima legge) e poi così sostituita dall'art. 16, comma 1, L.R. 31 dicembre 2015, n. 40, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 27, comma 2, L.R. n. 40/2015). Il testo precedente era così formulato: «d) ogni attività di deposito, smaltimento e lavorazione di rifiuti non derivante dall'attività agricola o da attività ad esse complementari situate all'interno di zone agricole con coltivazioni o elaborazioni di prodotti agroalimentari di pregio con tutela o marchio di qualità, con particolare riguardo per le zone ricadenti in distretti rurali o agroalimentari di qualità.».

**Art. 52**

*Criteria per l'edificazione in zona agricola.*

1. Il permesso di costruire per nuove costruzioni rurali, nei limiti ed alle condizioni di cui al precedente articolo, potrà essere rilasciato nel rispetto delle seguenti prescrizioni:

- a) che si proceda in via prioritaria al recupero delle strutture edilizie esistenti;
- b) che l'Azienda mantenga in produzione superfici fondiarie che assicurino la dimensione dell'unità aziendale minima.

2. Le strutture a scopo residenziale, al di fuori dei piani di utilizzazione aziendale o interaziendale, salvo quanto diversamente e più restrittivamente indicato dai PSC, dai piani territoriali o dalla pianificazione di settore, sono consentite entro e non oltre gli standard di edificabilità di 0,013 mq su mq di superficie utile. Per le sole attività di produttività e di trasformazione e/o commercializzazione di prodotti agricoli coltivati anche nel medesimo fondo, l'indice non può superare 0,1 mq su mq. Il lotto minimo è rappresentato dall'unità aziendale minima definita dal REU, e comunque non inferiore a 10.000 mq così come prescritto dalle Linee Guida della Pianificazione Regionale, fatte salve eventuali superfici superiori prescritte dai comuni <sup>(170)</sup>

3. I vincoli relativi all'attuazione dei rapporti volumetrici e di utilizzazione residenziale o produttiva devono essere trascritti presso la competente conservatoria dei registri immobiliari a cure e spese del titolare del permesso di costruire.

4. Per la realizzazione e la ristrutturazione delle strutture connesse alle attività di turismo rurale e agriturismo, gli standard urbanistici ed i limiti indicati al comma 2 sono incrementabili massimo fino al 20% fatta salva la normativa vigente nazionale e regionale in materia di agriturismo e turismo rurale, nonché gli indici stabiliti dagli strumenti urbanistici vigenti <sup>(171)</sup>.

---

*(170) Comma così modificato dall'art. 5, primo comma, quarto alinea, L.R. 24 novembre 2006, n. 14 e poi così sostituito dall'art. 32, L.R. 10 agosto 2012, n. 35, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 40 della medesima legge). Il testo precedente era così formulato: «2. Le strutture a scopo residenziale, al di fuori dei piani di utilizzazione aziendale o interaziendale, salvo quanto diversamente e più restrittivamente indicato dai P.S.C., dai piani territoriali o dalla pianificazione di settore, sono consentite entro e non oltre gli standard di edificabilità di 0,013 mq su mq di superficie utile. Per le sole attività di produttività e di trasformazione e/o commercializzazione di prodotti agricoli, l'indice non può superare 0,1 mq su mq. Il lotto minimo è rappresentato dall'unità aziendale minima di cui agli articoli precedenti.».*

*(171) Comma aggiunto dall'art. 5, primo comma, quinto alinea, L.R. 24 novembre 2006, n. 14.*

---

**TITOLO VIII****Disposizioni orizzontali****Art. 53**

*Standard urbanistici.*

1. Al fine di assicurare una diversa e migliore qualità urbana, gli standard debbono contribuire ad elevare il livello quantitativo e qualitativo del sistema delle infrastrutture per l'urbanizzazione degli insediamenti residenziali e produttivi in genere, mirando a migliorare il livello delle attrezzature e spazi collettivi, idonei a soddisfare le esigenze dei cittadini.

2. Gli standard di qualità, in particolare, si esprimono attraverso la definizione:

- a) della quantità e della tipologia di tali dotazioni;
- b) delle caratteristiche prestazionali, in termini di accessibilità, di piena fruibilità e sicurezza per tutti i cittadini di ogni età e condizione, di equilibrata e razionale distribuzione nel territorio, di funzionalità e adeguatezza tecnologica, di semplicità ed economicità di gestione.

3. La Giunta regionale, entro centottanta giorni dalla data di entrata in vigore della presente legge, sentiti i rappresentanti dell'A.N.C.I., dell'U.P.I., dell'A.N.C.E., dell'A.N.P.C. e delle federazioni degli ordini professionali degli architetti - pianificatori - paesaggisti - conservatori, degli ingegneri e dei geologi, specifica gli atti ai fini della predisposizione dei piani urbanistici comunali:

- a) i limiti di utilizzazione territoriale;

- b) i valori per il calcolo della capacità insediativa dei suoli destinati all'espansione ed al completamento degli immobili da sottoporre a riqualificazione, rifunzionalizzazione e sostituzione;
- c) i rapporti tra gli spazi destinati alla trasformazione urbanistica e gli spazi pubblici, di uso pubblico o aperti al pubblico destinati al soddisfacimento delle esigenze di mobilità, sosta e ricovero degli autoveicoli, del tempo libero ivi compresi gli spazi verdi naturalizzati ed attrezzati per il giuoco, lo sport, le attività singole o collettive, lo spettacolo all'aperto, e le occasioni culturali musicali collettive, l'istruzione di primo e secondo grado, l'assistenza agli anziani, le strutture sanitarie di base;
- d) i criteri attraverso cui il soddisfacimento dei fabbisogni di standard debba essere valutato secondo i requisiti prestazionali delle attrezzature e dei servizi la cui rilevazione e valutazione dovrà accompagnare quella strettamente quantitativa.
4. La possibilità di soddisfare la percentuale di standard urbanistici anche con servizi ed attrezzature private, purché definitivamente destinati ad attività collettive e previo convenzionamento con il Comune.
5. La Giunta regionale, previo parere vincolante della Commissione consiliare competente, nel medesimo provvedimento, connota, altresì, le forme di surrogazione di natura tecnologica o contrattuale attraverso le quali i citati fabbisogni potranno essere comunque soddisfatti, comprendendo anche forme di monetizzazione, di prestazione in forma specifica ovvero interventi compensativi diversi da quelli direttamente interessati <sup>(172)</sup>.

---

(172) *Comma così modificato dall'art. 6, primo comma, primo alinea, L.R. 24 novembre 2006, n. 14.*

---

#### **Art. 53-bis**

##### *Edilizia sostenibile.*

1. Al fine di rafforzare il principio della sostenibilità anche nell'ambito delle attività del settore edilizio, entro 12 mesi dalla entrata in vigore della presente legge, la Giunta regionale, su proposta dell'Assessore regionale all'Urbanistica e previo parere della commissione consiliare competente, da esprimersi entro trenta giorni dal ricevimento, provvede all' approvazione di un apposito Disciplinare per l'Edilizia Sostenibile.
2. Il Disciplinare di cui al comma precedente indica le norme, le tecniche, i materiali e gli strumenti necessari a incentivare, nel territorio regionale, l'affermazione dell'edilizia sostenibile che mira a soddisfare gli obiettivi generali di qualità della vita, di salubrità degli insediamenti e di compatibilità ambientale. La qualità dell'edilizia in termini di sostenibilità fa riferimento a requisiti di eco-compatibilità (materiali, tecniche costruttive, localizzazione, etc.), di benessere fisico delle persone, di salubrità del territorio e degli immobili, di contenimento energetico, di uso di energia rinnovabile e di rispetto dei requisiti di fruibilità, accessibilità e sicurezza per ogni tipo di utente.
3. Al fine di promuovere l'assunzione del Disciplinare dell'edilizia sostenibile negli strumenti di pianificazione urbanistica e dei relativi regolamenti edilizi e urbanistici comunali e nelle attività edilizie avviate da soggetti pubblici e privati, la Regione prevede un sistema di incentivi e premialità <sup>(173)</sup>.

---

(173) *Articolo aggiunto dall'art. 6, primo comma, secondo alinea, L.R. 24 novembre 2006, n. 14.*

---

#### **Art. 54**

##### *Perequazione urbanistica.*

1. La perequazione urbanistica persegue l'equa distribuzione dei valori immobiliari prodotti dalla pianificazione urbanistica e degli oneri derivanti dalla realizzazione delle dotazione territoriali e va applicata in tutti gli ambiti di pianificazione e si occupa altresì dell'applicazione degli incentivi di cui all'articolo 37-bis dei programmi di bonifica urbanistica, delle compensazioni e degli incentivi in genere <sup>(174)</sup>.
2. La quantità di edificazione spettante ai terreni che vengono destinati ad usi urbani deve essere indifferente alle specifiche destinazione d'uso previste dal Piano strutturale comunale (P.S.C.) e deve invece correlarsi allo stato di fatto e di diritto in cui i terreni stessi si trovano al momento della formazione del Piano stesso. A tal fine, il Piano strutturale comunale (P.S.C.) riconosce la

medesima possibilità edificatoria ai diversi ambiti che presentino caratteristiche omogenee, in modo che ad uguale stato di fatto e di diritto corrisponda una uguale misura del diritto edificatorio.

3. Ogni altro potere edificatorio previsto dal Piano strutturale comunale (P.S.C.), che ecceda la misura della quantità di edificazione spettante al terreno, è riservato al Comune, che lo utilizza per le finalità di interesse generale previste nei suoi programmi di sviluppo economico, sociale e di tutela ambientale.

4. Le aree le quali, secondo le regole stabilite dal Piano strutturale comunale (P.S.C.), non sono necessarie per realizzare le costruzioni e gli spazi privati a queste complementari, entrano a far parte del patrimonio fondiario del Comune, che le utilizza per realizzare strade ed attrezzature urbane nonché per ricavarne lotti edificabili da utilizzare sia per i previsti programmi di sviluppo economico e sociale sia per le permute necessarie ad assicurare ai proprietari dei terreni destinati dal P.S.C. ad usi pubblici, la possibilità di costruire quanto di loro spettanza.

5. L'attuazione della perequazione urbanistica si realizza attraverso un accordo di tipo convenzionale che prevede la compensazione tra suolo ceduto o acquisito e diritti edificatori acquisiti o ceduti.

6. Il Piano operativo comunale (P.O.T.) ed i Piani urbanistici attuativi (P.A.U.), nel disciplinare gli interventi di trasformazione da attuare in forma unitaria, assicurano la ripartizione dei diritti edificatori e dei relativi oneri tra tutti i proprietari degli immobili interessati, indipendentemente dalle destinazioni specifiche assegnate alle singole aree.

7. Il regolamento edilizio ed urbanistico (R.E.U.) stabilisce i criteri e i metodi per la determinazione del diritto edificatorio spettante a ciascun proprietario, in ragione del diverso stato di fatto e di diritto in cui si trovano gli immobili al momento della formazione del P.S.C.

---

*(174) Comma così modificato dall'art. 33, L.R. 10 agosto 2012, n. 35, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 40 della medesima legge).*

---

#### **Art. 55**

*Società di trasformazione urbana.*

1. I comuni, i loro consorzi, e le loro unioni possono promuovere la costituzione di società per azioni al fine di progettare e realizzare interventi di trasformazione urbana in attuazione degli strumenti urbanistici vigenti secondo quanto previsto dall'*articolo 120 del D.Lgs. 18 agosto 2000, n. 267*. È facoltà dei promotori chiamare a far parte delle S.T.U. anche la Regione, le province ed i privati.

2. Entro sei mesi dalla data dell'entrata in vigore della presente legge, la Giunta regionale, previo parere della Commissione consiliare competente, approva il regolamento contenente i criteri e le modalità per consentire la partecipazione alle S.T.U. dei soggetti proprietari degli immobili compresi nei perimetri interessati dalle trasformazioni di cui al comma 1 e le ulteriori precisazioni per il funzionamento delle società stesse.

3. I programmi che vengono attivati attraverso le Società di cui al comma precedente devono prevedere interventi destinati alla edilizia residenziale pubblica in misura non inferiore al 15% delle risorse pubbliche e private impegnate per la loro attuazione.

---

#### **Art. 56**

*Vincolo di inedificabilità.*

1. All'atto del rilascio del permesso di costruire, per le costruzioni da realizzare ai sensi del Titolo VII, viene istituito un vincolo di non edificazione relativamente alla sola superficie agraria asservita, da trasciversi presso la conservatoria dei registri immobiliari.

2. Le abitazioni esistenti in zona agricola alla data di entrata in vigore della presente legge estendono sul terreno dello stesso proprietario un vincolo di non edificazione fino a concorrenza della superficie fondiaria necessaria alla loro edificazione. La demolizione parziale o totale di tali costruzioni, corrispondentemente, riduce od elimina il vincolo.

---

#### **Art. 57**

*Disciplina del mutamento delle destinazioni d'uso degli immobili.*

1. Il P.S.C. individua, per ambiti organici del territorio pianificato o per singoli episodi edilizi quando questi assumano particolari dimensioni o caratteristiche, le destinazioni d'uso specifiche, quelle ricomprese in gruppi omogenei e quelle da escludere, nonché la possibilità di destinazioni temporanee, convenzionate o scorrevoli a seguito di rifunzionalizzazione degli immobili.
2. Le condizioni per le localizzazioni delle destinazioni ammissibili, i loro rapporti con l'eventuale formazione di comparti edilizi e quelle relative al soddisfacimento delle esigenze di perequazione fondiaria sono stabilite dal R.E.U. che fissa, altresì, i requisiti tecnici degli immobili in relazione alle diverse destinazioni.
3. Le destinazioni d'uso sono definite sulla base del rapporto tra funzionalità e qualità urbana, ai fini della formazione di centri di aggregazione di funzioni, di riordino e di riequilibrio delle strutture insediative ed in coerenza con il piano del traffico e delle mobilità e con il programma urbano dei parcheggi.
4. Le destinazioni d'uso sono suddivise nei seguenti raggruppamenti:
  - a) residenziale;
  - b) turistico-ricettiva;
  - c) produttiva e direzionale;
  - d) commerciale;
  - e) agricola <sup>(175)</sup>.
5. [Le destinazioni d'uso di cui alla lettera a) possono essere insediate nelle zone di tipo A), B) e C) di cui al *D.M. 2 aprile 1968, n. 1444* secondo le prescrizioni degli strumenti urbanistici comunali] <sup>(176)</sup>.
6. [Le destinazioni d'uso di cui alle lettere b) e c) possono essere insediate nelle zone omogenee di tipo D) di cui al *D.M. 2 aprile 1968, n. 1444*, secondo le prescrizioni degli strumenti urbanistici comunali] <sup>(177)</sup>.
7. [Le destinazioni d'uso di cui alla lettera d), possono essere insediate nelle zone omogenee di tipo F) di cui al *D.M. 2 aprile 1968, n. 1444*, secondo le prescrizioni degli strumenti urbanistici comunali] <sup>(178)</sup>.
8. [Le destinazioni d'uso di cui alla lettera e), possono essere insediate nelle zone omogenee di tipo E) di cui al *D.M. 2 aprile 1968, n. 1444*, secondo le prescrizioni degli strumenti urbanistici comunali. Gli esercizi commerciali di vicinato e piccole imprese artigiane non inquinanti, sono ammessi in tutte le zone omogenee ad eccezione di quelle E), di cui al *D.M. 2 aprile 1968, n. 1444*, a destinazione agricola, secondo le prescrizioni degli strumenti urbanistici comunali] <sup>(179)</sup>.
9. Costituiscono, ai fini della presente legge, modifica di destinazione d'uso il passaggio tra i diversi raggruppamenti di cui al precedente comma 4, nonché tra le zone omogenee del *D.M. 2 aprile 1968, n. 1444*, secondo le prescrizioni degli strumenti urbanistici comunali.
10. Si ha mutamento di destinazione d'uso quando l'immobile, o parte di esso, viene ad essere utilizzato, in modo non puramente occasionale e momentaneo, per lo svolgimento di attività appartenente ad una delle categorie di destinazione di cui al comma 4 diversa da quella in atto.
11. La destinazione d'uso "in atto" dell'immobile o dell'unità immobiliare è quella fissata dalla licenza, permesso di costruire o autorizzazione per essi rilasciata, ovvero, in assenza o nell'indeterminatezza di tali atti, della classificazione catastale attribuita in sede di accatastamento o da altri atti probanti.
- 11-bis. Gli interventi di cui al presente articolo sono eseguiti ai sensi del *D.P.R. n. 380/2001*, fatte salve le prescrizioni degli strumenti urbanistici comunali e nel rispetto delle normative nazionali, regionali e di settore aventi incidenza sulla disciplina dell'attività urbanistico-edilizia, nonché delle disposizioni contenute nel *D.Lgs. n. 42/2004* <sup>(180)</sup>.
12. Per i mutamenti della destinazione d'uso che implicino variazioni degli standard urbanistici, il rilascio del permesso di costruire è subordinato alla verifica del reperimento degli standard.
13. Il mutamento di destinazione d'uso, anche se attuato senza la realizzazione di opere edilizie, comporta l'obbligo di corrispondere al Comune il contributo di costruzione di cui all'*articolo 16 del D.P.R. n. 380/2001*, per la quota - parte commisurata agli oneri di

urbanizzazione ed in misura rapportata alla differenza tra quanto dovuto per la nuova destinazione rispetto a quella già in atto, allorquando la nuova destinazione sia idonea a determinare un aumento quantitativo e/o qualitativo del carico urbanistico della zona, inteso come rapporto tra insediamenti e servizi. Per tutti gli immobili costruiti prima dell'entrata in vigore della *legge 6 agosto 1967, n. 765* il mutamento e destinazione d'uso, pur non dovendo corrispondere al Comune alcun contributo di costruzione, è soggetto a Denuncia di inizio attività (D.I.A.) nonché all'obbligo di denuncia di variazione catastale.

14. [È soggetto a Denuncia di inizio attività (D.I.A.) il diverso uso all'interno dello stesso raggruppamento tra quelli elencati al comma 4 e comunque il mutamento da cui non derivi la necessità di dotazioni aggiuntive di standard, servizi e spazi pubblici o privati] <sup>(181)</sup>.

15. Gli immobili con le relative aree di pertinenza, realizzati o in corso di realizzazione, anche con concessione edilizie rilasciate attraverso conferenze di servizi ai sensi e per gli effetti dell'articolo 14 e seguenti della *legge n. 241/1990* e successive modificazioni ed integrazioni, sono da ritenersi inquadrati, secondo la loro destinazione d'uso, nella disciplina dei raggruppamenti di cui al precedente punto quattro.

---

(175) *Comma così sostituito dall'art. 17, comma 1, lettera a), L.R. 31 dicembre 2015, n. 40, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 27, comma 2, L.R. n. 40/2015). Il testo precedente era così formulato: «4. Le destinazioni d'uso sono suddivisi nei seguenti raggruppamenti:*

*a) residenziale, turistico - ricettiva e direzionale, sanitaria;*

*b) produttiva (commerciale, artigianale, industriale nei limiti dimensionali stabiliti dalla normativa vigente in materia di piccole e medie imprese e di trasformazione);*

*c) industriale (nei limiti dimensionali stabiliti dalla legislazione vigente in materia di imprese maggiori);*

*d) servizi pubblici o di interesse pubblico a carattere generale o comprensoriale;*

*e) agricola.».*

(176) *Comma abrogato dall'art. 17, comma 1, lettera b), L.R. 31 dicembre 2015, n. 40, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 27, comma 2, L.R. n. 40/2015).*

(177) *Comma abrogato dall'art. 17, comma 1, lettera b), L.R. 31 dicembre 2015, n. 40, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 27, comma 2, L.R. n. 40/2015).*

(178) *Comma abrogato dall'art. 17, comma 1, lettera b), L.R. 31 dicembre 2015, n. 40, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 27, comma 2, L.R. n. 40/2015).*

(179) *Comma abrogato dall'art. 17, comma 1, lettera b), L.R. 31 dicembre 2015, n. 40, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 27, comma 2, L.R. n. 40/2015).*

(180) *Comma aggiunto dall'art. 17, comma 1, lettera c), L.R. 31 dicembre 2015, n. 40, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 27, comma 2, L.R. n. 40/2015).*

(181) *Comma abrogato dall'art. 17, comma 1, lettera d), L.R. 31 dicembre 2015, n. 40, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 27, comma 2, L.R. n. 40/2015).*

---

## TITOLO IX

### Misure di salvaguardia

#### Art. 58

*Misure di salvaguardia del QTR* <sup>(182)</sup>.

1. A decorrere dalla data di adozione del Q.T.R. si applicano le misure di salvaguardia di cui all'*articolo 12, commi 3 e 4, del D.P.R. 380/2001* <sup>(183)</sup>.

2. Sono nulli gli atti assunti in violazione delle misure di cui al primo comma.

3. Le misure di salvaguardia decadono con l'approvazione degli strumenti urbanistici comunali, provinciali e della Città metropolitana di Reggio Calabria, o con il loro relativo adeguamento in coerenza alle prescrizioni del QTR e delle sue varianti, secondo quanto disposto dalla presente legge <sup>(184)</sup>.

4. In caso di mancato adeguamento dei P.T.C.P. oltre il termine stabilito dal Q.T.R., le prescrizioni del Q.T.R. o delle sue varianti acquistano l'efficacia del Piano territoriale di coordinamento provinciale ovvero prevalgono su di esso, anche agli effetti della decorrenza dei termini per l'adeguamento degli strumenti urbanistici comunali alle previsioni del P.T.C.P.

5. [In caso di rinvio della capacità di trasformazione dei suoli alla preventiva predisposizione di un piano attuativo unitario di cui all'articolo 24, l'edificabilità dei suoli medesimi può essere esplicitata alla scadenza del terzo anno decorrente dalla data di approvazione dello strumento generale. Per i piani vigenti alla data di entrata in vigore della presente legge il termine di cui al comma precedente decorre dalla data di entrata in vigore della legge medesima. I privati possono, altresì, attraverso i P.R.U. di cui all'art. 34 della presente legge, proporre la realizzazione e/o la gestione diretta di aree ed attrezzature a destinazione pubblica, purché non se ne cambi la destinazione d'uso e le stesse siano utilizzate per servizi di pubblica utilità e/o interesse] <sup>(185)</sup>.

---

*(182) Rubrica così modificata dall'art. 18, comma 1, lettera a), L.R. 31 dicembre 2015, n. 40, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 27, comma 2, L.R. n. 40/2015).*

*(183) Comma così modificato dall'art. 18, comma 1, lettera b), L.R. 31 dicembre 2015, n. 40, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 27, comma 2, L.R. n. 40/2015).*

*(184) Comma così sostituito dall'art. 18, comma 1, lettera c), L.R. 31 dicembre 2015, n. 40, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 27, comma 2, L.R. n. 40/2015). Il testo precedente era così formulato: «3. Le misure di salvaguardia decadono con l'adeguamento degli strumenti urbanistici comunali, a seguito dell'approvazione del Piano Strutturale, alle prescrizioni del Q.T.R. o delle sue varianti e comunque decorsi cinque anni dalla loro entrata in vigore.».*

*(185) Comma prima modificato dall'art. 7, L.R. 24 novembre 2006, n. 14 e poi abrogato dall'art. 18, comma 1, lettera d), L.R. 31 dicembre 2015, n. 40, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 27, comma 2, L.R. n. 40/2015).*

---

## **Art. 59**

*Misure di salvaguardia del P.T.C.P. e del P.T.C.M. <sup>(186)</sup>*

1. A decorrere dalla data di adozione del P.T.C.P. e del P.T.C.M. e fino all'adeguamento dei piani urbanistici generali comunali si applicano le misure di salvaguardia di cui all'articolo 12, commi 3 e 4 del D.P.R. 6 giugno 2001, n. 380 <sup>(187)</sup>.

---

*(186) Rubrica così modificata dall'art. 19, comma 1, lettera a), L.R. 31 dicembre 2015, n. 40, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 27, comma 2, L.R. n. 40/2015).*

*(187) Comma così modificato dall'art. 19, comma 1, lettera b), L.R. 31 dicembre 2015, n. 40, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 27, comma 2, L.R. n. 40/2015).*

---

## **Art. 60**

*Misure di salvaguardia del PSC <sup>(188)</sup>*

1. A decorrere dalla data di adozione del PSC si applicano le misure di salvaguardia di cui all'articolo 12, commi 3 e 4, del D.P.R. n. 380/2001.

2. Il dirigente o il responsabile dell'ufficio tecnico del Comune sospende ogni determinazione sulle domande di permesso di costruire quando accerti che le stesse sono in contrasto con l'atto di pianificazione territoriale adottato dal Comune e/o con le misure di salvaguardia del QTR, del PTCP e del PTCM.

3. La sospensione opera fino alla data di approvazione e di efficacia dell'atto di pianificazione e, comunque, non oltre tre anni dalla data di adozione dell'atto, ovvero cinque anni nel caso in cui lo strumento urbanistico sia stato sottoposto all'amministrazione competente all'approvazione entro un anno dalla conclusione della fase di pubblicazione.

---



(188) Articolo così sostituito dall'art. 20, comma 1, L.R. 31 dicembre 2015, n. 40, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 27, comma 2, L.R. n. 40/2015). Il testo precedente era così formulato: «Art. 60 - Misure di salvaguardia del P.S.C. - 1. Il dirigente od il responsabile dell'ufficio tecnico del Comune, sospende ogni determinazione sulle domande di permesso di costruire, quando accerti che tali domande siano in contrasto con l'atto di pianificazione territoriale adottato dal Comune e con le misure di salvaguardia del Q.T.R. e del P.T.C.P.

2. La sospensione opera fino alla data di approvazione e di efficacia dell'atto di pianificazione e comunque non oltre cinque anni dalla data di adozione dell'atto.».

---

## TITOLO X

### Delega di funzioni e competenze

#### Art. 61

Conferimento di funzioni in materia di urbanistica e di opere abusive <sup>(189)</sup>.

1. Per la Provincia di Reggio Calabria, nell'attesa della definizione della legge di riordino delle funzioni regionali anche con riguardo all'istituzione della Città metropolitana, le funzioni di competenza della Regione ai sensi dell'art. 31, commi 7 e 8, e degli articoli 32, 39 e 40 del D.P.R. 380/2001, sono attribuite alla Provincia. Con riferimento alle altre province, per effetto della legge n. 56/2014 e della conseguente legge regionale 22 giugno 2015, n. 14 (Disposizioni urgenti per l'attuazione del processo di riordino delle funzioni a seguito della legge 7 aprile 2014, n. 56), le funzioni medesime sono riassunte in capo alla Regione <sup>(190)</sup>;

1-bis. In caso di inerzia degli enti territoriali competenti in materia di vigilanza sull'attività urbanistico-edilizia, ai sensi e per gli effetti degli articoli 31, comma 8, e 32, del D.P.R. 380/2001, la Giunta regionale diffida gli enti inadempienti ad esercitare le funzioni delegate entro sessanta giorni. Decorso tale termine, la Giunta regionale esercita i poteri sostitutivi, nominando un commissario ad acta, e affida la specifica funzione al dipartimento della Giunta regionale competente in materia di urbanistica, con oneri a carico degli enti inadempienti <sup>(191)</sup>;

2. L'autorizzazione a derogare ai regolamenti edilizi comunali per le altezze degli edifici destinati ad uso alberghiero, di cui al R.D.L. 8 novembre 1938, n. 1908, è rilasciata dai comuni unitamente al provvedimento di permesso di costruire.

3. L'autorizzazione paesaggistica di cui all'art. 146 del D.Lgs. n. 42/2004 e successive modifiche e integrazioni è delegata alle Province <sup>(192)</sup>.

4. Con atto successivo la Regione regolamenterà il conferimento di specifiche funzioni ai comuni, in materia edilizia, finalizzate a consentire ai privati proprietari di completare opere edilizie realizzate con titolo giuridicamente valido ma non completate nei termini di efficacia del titolo abilitativo avviando il miglioramento del decoro urbano e della qualità ambientale del patrimonio edilizio.

---

(189) Vedi, anche, la Delib.G.R. 9 dicembre 2008, n. 951.

(190) Comma sostituito dall'art. 8, primo comma, primo alinea, L.R. 24 novembre 2006, n. 14, modificato dall'art. 34, L.R. 10 agosto 2012, n. 35, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 40 della medesima legge), e poi, nuovamente, sostituito dall'art. 21, comma 1, lettera a), L.R. 31 dicembre 2015, n. 40, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 27, comma 2, L.R. n. 40/2015). Il testo precedente era così formulato: «1. Le funzioni di competenza della Regione ai sensi dell'art. 31, commi 7 e 8, e degli articoli 32, 39 e 40 del D.P.R. 6 giugno 2001, n. 380 sono attribuite alle Province.».

(191) Comma prima aggiunto dall'art. 8, primo comma, secondo alinea, L.R. 24 novembre 2006, n. 14 e poi così sostituito dall'art. 21, comma 1, lettera b), L.R. 31 dicembre 2015, n. 40, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 27, comma 2, L.R. n. 40/2015). Il testo precedente era così formulato: «1-bis. In caso di inerzia delle Province in materia di vigilanza sull'attività urbanistico-edilizia, ai sensi e per gli effetti degli articoli 31, comma 8, e 32 del D.P.R. n. 380/2001 (Testo Unico dell'Edilizia) ad esse delegate dal comma precedente, la Giunta regionale invita le Province inadempienti a esercitare le funzioni delegate entro sessanta giorni. Decorso tale termine la Giunta regionale assume i poteri sostitutivi, nomina un commissario ad acta e affida la specifica funzione all'Assessorato regionale all'Urbanistica e Governo del Territorio, con oneri a carico delle province inadempienti.».

(192) Comma così sostituito dall'art. 8, primo comma, terzo alinea, L.R. 24 novembre 2006, n. 14. Il testo originario era così formulato: «3. Il previo rilascio dei pareri paesistici ed ambientali, ai sensi dell'art. 151 del D.Lgs. 29 ottobre 1999, n. 490 è delegato esclusivamente ai comuni.».

---

#### Art. 62

Adempimenti della Regione.

1. Entro un anno dall'entrata in vigore della presente legge, la Giunta regionale elabora il documento preliminare del Q.T.R. con i contenuti di cui all'articolo 17 e lo trasmette al Consiglio regionale, alle province ed ai comuni, ai sensi dell'articolo 25 <sup>(193)</sup>.
2. Entro il medesimo termine di cui al primo comma, la Giunta regionale approva gli atti di indirizzo e coordinamento di cui all'articolo 66 e provvede a raccogliere in un unico testo l'intera legislazione regionale in materia urbanistica.

---

(193) *Comma così modificato dall'art. 8, primo comma, quarto alinea, L.R. 24 novembre 2006, n. 14.*

---

### **Art. 63**

#### *Adeguamenti ed aggiornamenti.*

1. Gli adeguamenti del Q.T.R. possono essere promossi dal Consiglio regionale, da una o più province, dai comuni la cui popolazione complessiva superi di 1/3 quella definita nell'ultimo censimento del totale regionale, qualora si verificano modifiche alla normativa vigente, ovvero sopraggiungano motivi che determinino la totale o parziale inattuabilità dello stesso Q.T.R.
2. Il Consiglio regionale provvede all'adeguamento ed all'aggiornamento del Q.T.R. con le procedure di cui al precedente articolo 25 ma con i termini ridotti della metà nel caso di modifiche inerenti disposizioni programmatiche o rese necessarie da variazioni della normativa vigente.

### **Art. 64**

#### *Adempimenti delle province.*

1. I P.T.C.P. vigenti alla data di entrata in vigore della presente legge conservano validità fino all'approvazione delle linee guida di cui al comma 5 dell'articolo 17. Le previsioni di detti strumenti vanno adeguate se in contrasto con le suddette linee guida nei termini indicati nel provvedimento di emanazione delle stesse linee.
2. Per i P.T.C.P. adottati prima dell'entrata in vigore della presente legge continuano ad applicarsi le norme procedurali e di salvaguardia vigenti alla data di adozione con l'obbligo di recepimento, per lo strumento approvato, delle linee guida come indicato al precedente comma.
3. I P.T.C.P. vigenti o adottati alla data di entrata in vigore della presente legge devono essere adeguati entro dodici mesi dalla entrata in vigore del Q.T.R.
4. Fino all'emanazione delle linee guida di cui al comma 5 dell'art. 17 le province continuano ad adottare i P.T.C.P. applicando le norme procedurali vigenti prima dell'entrata in vigore della presente legge con l'obbligo di adeguamento alle suddette linee guida come indicato al precedente comma 1.
5. Decorso inutilmente il termine di cui al comma precedente, si applicano i poteri sostitutivi di cui al successivo articolo 67.

### **Art. 65**

#### *Termini di approvazione dei Piani Strutturali Comunali e disposizioni transitorie* <sup>(194)</sup>.

1. Tutti i comuni della Regione Calabria, ad eccezione di quelli che ricorrono alla procedura semplificata di cui all'articolo 27-ter, devono adottare, entro e non oltre dodici mesi dalla data di entrata in vigore della presente legge, il Piano strutturale comunale o associato. <sup>(195)</sup>
2. Fino all'approvazione degli strumenti urbanistici di cui al comma 1, si applicano le seguenti disposizioni transitorie:
  - a) i Piani regolatori generali e i Programmi di fabbricazione conservano validità limitatamente alle zone omogenee A e B e relative sottozone previste nei medesimi strumenti. Sono fatte salve, altresì, le previsioni di tutti gli ambiti territoriali comunque denominati, nei quali siano stati approvati piani di attuazione secondo quanto disposto ai commi 3 e 4, nonché nel caso dei PRG le aree destinate agli interventi di edilizia sociale di cui alla *L.R. n. 36/2008* e la definizione di tutte le richieste di trasformazione con procedimenti avviati dai rispettivi Comuni entro la data del 30 novembre 2015, relative alle zone omogenee C e relative sottozone, ricadenti all'interno dei centri abitati. A tutti i restanti suoli, viene estesa la destinazione agricola, la cui utilizzazione è dettata dagli

articoli 50, 51 e 52, salvo quanto previsto in forma più restrittiva nei rispettivi strumenti urbanistici comunali. Successivamente all'adozione dei PSC/PSA, si applicano le misure di salvaguardia previste dall'articolo 60;

b) non sono ammesse varianti urbanistiche al di fuori di quelle derivanti dalla realizzazione di progetti di opere pubbliche o di interesse pubblico sottoposti alle disposizioni del *D.P.R. 327/2001*, del *D.Lgs. 163/2006* e della *legge 133/2008*, nonché da interventi previsti da strumenti di programmazione negoziata individuati dal POR Calabria o da contratti di programma statali o regionali, non in contrasto con gli strumenti urbanistici sovraordinati.

3. I piani attuativi dei Programmi di fabbricazione, se acquisiti dai comuni entro il sessantesimo giorno dall'entrata in vigore delle Linee guida, possono essere considerati validi solo se, entro trenta mesi dall'entrata in vigore della *legge regionale 21 agosto 2007, n. 21* (Modifica dei termini di cui all'*art. 65, comma 4, della legge regionale 16 aprile 2002, n. 19* e successive modificazioni ed integrazioni e conseguente adeguamento della deliberazione consiliare n. 106 del 10 novembre 2006 recante: "Linee guida della pianificazione regionale"), è stato completato l'iter amministrativo attraverso l'atto conclusivo della Convenzione.

4. I piani attuativi comunque denominati e gli atti di programmazione negoziata approvati conservano efficacia fino alla scadenza convenzionale. La mancata realizzazione o completamento degli stessi oltre i predetti termini determina l'applicazione di quanto disposto nel comma 2.

5. Ai Comuni che non adempiono a quanto disposto dal comma 1, si applica il potere sostitutivo regionale di cui all'articolo 67.

---

*(194) Articolo sostituito dall'art. 8, L.R. 24 novembre 2006, n. 14, modificato dall'art. 1, L.R. 21 agosto 2007, n. 21, dall'art. 1, L.R. 28 dicembre 2007, n. 29, dall'art. 27, L.R. 13 giugno 2008, n. 15, dall'art. 49, L.R. 12 giugno 2009, n. 19, dall'art. 1, L.R. 13 luglio 2010, n. 15, dall'art. 35, L.R. 10 agosto 2012, n. 35, dall'art. 1, L.R. 21 luglio 2014, n. 13, dall'art. 1, L.R. 23 gennaio 2015, n. 6. Successivamente, il presente articolo, è stato nuovamente, così sostituito dall'art. 22, comma 1, L.R. 31 dicembre 2015, n. 40, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 27, comma 2, L.R. n. 40/2015). Il testo precedente era così formulato: «Art. 65 - Approvazione ed adeguamento degli strumenti urbanistici comunali in fase di prima applicazione della legge. - 1. I Comuni sprovvisti di piano urbanistico o con strumenti urbanistici decaduti, entro quarantaquattro mesi dalla entrata in vigore delle Linee-Guida di cui al comma 5 dell'art. 17 devono dare avvio alle procedure di formazione e di approvazione del P.S.C. previsto dalla presente legge.*

*2. Per le zone ricomprese nei centri abitati, i Piani Regolatori Generali conservano validità fino all'entrata in vigore dei Piani Strutturali Comunali o di quelli in forma Associata, e comunque non oltre il 31 dicembre 2015. A tal fine, il centro abitato è definito come il perimetro delle aree aventi, negli strumenti urbanistici vigenti, destinazione di zona omogenea A, B, D, F e C per le quali sono stati avviati i procedimenti di approvazione dei piani attuativi. Ai suoli esterni al centro abitato viene estesa la destinazione agricola, con l'utilizzazione di cui agli articoli 50, 51 e 52 della presente legge. Sono fatte salve le aree destinate agli interventi di edilizia sociale, di cui all'articolo 5 della legge regionale n. 36/2008, e le aree destinate ad interventi volti esclusivamente all'insediamento di strutture industriali e/o artigianali. Successivamente all'adozione del PSC/PSA, si applicano le misure di salvaguardia previste dal comma 3 dell'articolo 12 del decreto del Presidente della Repubblica 6 giugno 2001, n. 380 e ss.mm.ii.*

*2-bis. Nel caso in cui lo strumento urbanistico vigente sia un Programma di Fabbricazione, a tutti i suoli ricadenti al di fuori del perimetro del centro abitato, definito come il perimetro delle aree aventi destinazione di zona A e B nel Programma vigente, e delle zone C, o comunque denominate, per le quali siano stati approvati i piani attuativi nel rispetto della presente legge, viene estesa la destinazione agricola, con l'utilizzazione di cui agli articoli 50, 51 e 52.*

*2-ter. Per i Comuni che non hanno adottato il PSC/PSA entro il 31 dicembre 2015, si applica quanto previsto dall'articolo 28 della presente legge.*

*2-quater. Dalla data di entrata in vigore della presente legge e fino all'entrata in vigore dei PSC/PSA, non sono ammesse varianti urbanistiche al di fuori di quelle derivanti dall'approvazione di progetti di opere pubbliche o di interesse pubblico, proposte anche da parte di privati, sottoposti alle disposizioni del decreto del Presidente della Repubblica 8 giugno 2001, n. 327 e del decreto legislativo 12 aprile 2006, n. 163, nonché da interventi previsti da strumenti di programmazione negoziata individuati dal POR Calabria o da contratti di programma statali o regionali. Esclusivamente fino all'adozione dei PSC/PSA, sono altresì ammessi interventi ai sensi dell'articolo 8 del decreto del Presidente della Repubblica 7 settembre 2010, n. 160 e ss.mm.ii.*

*3. I piani attuativi comunque denominati e gli atti di programmazione negoziata vigenti conservano efficacia fino alla scadenza convenzionale e non sono soggetti ad adeguamento.*

*4. I piani attuativi dei Programmi di Fabbricazione, se acquisiti dai Comuni entro il sessantesimo giorno dall'entrata in vigore delle Linee Guida, possono essere considerati validi solo se, entro trenta mesi dall'entrata in vigore della legge regionale 21 agosto 2007, n. 21, sarà completato l'iter amministrativo attraverso l'atto conclusivo della Convenzione.*

*5. Dalla entrata in vigore delle Linee-Guida di cui al comma 5 dell'art. 17 della presente legge, i Comuni devono conformare le procedure di formazione e i contenuti degli strumenti urbanistici alle indicazioni delle Linee-Guida.*

6. [I Comuni sostituiti con provvedimento regionale nell'approvazione del proprio strumento urbanistico e che, per i quali, alla data di entrata in vigore della presente legge, il commissariamento non ha prodotto almeno l'adozione del piano, possono, con delibera consiliare, riacquistare i poteri di adozione ed approvazione dei piani nei propri Consigli comunali].

6. In caso di adeguamenti resi necessari per errori materiali di trascrizione, grafici e/o legati a disfunzioni degli apparati telematici, elettromagnetici o di digitazione, vi provvede il dirigente responsabile del servizio preposto all'attuazione del piano.

7. Le modifiche d'ufficio e le prescrizioni di cui al 2° comma dell'art. 10, L. n. 1150 del 1942 (Legge urbanistica) e successive modificazioni avranno ad oggetto anche l'osservanza delle norme della presente legge.».

(195) Per l'interpretazione autentica di quanto previsto dal presente comma, vedi l'art. 27, comma 1, lettera e), L.R. 31 dicembre 2015, n. 40.

---

## TITOLO XI

### Disposizioni finali

#### Art. 66

*Atti regionali di indirizzo, coordinamento e attuazione.*

1. Per assicurare lo sviluppo coordinato ed omogeneo delle attività di pianificazione territoriale e urbanistica, la Regione adotta:

a) atti di indirizzo e coordinamento delle funzioni pianificatori delle province e dei comuni;

b) atti di coordinamento tecnico, aventi per oggetto i necessari corredi che attengono, attraverso relazioni geologico-tecniche, le condizioni di rischio geologico mediante le opportune indagini di cui al *D.M. 11 marzo 1988* e successive modifiche ed integrazioni;

c) direttive relative all'esercizio delle funzioni delegate.

2. Con gli atti di coordinamento tecnico, in particolare, la Regione:

a) detta indirizzi e direttive per l'attuazione della presente legge e per l'integrazione dei suoi contenuti con le disposizioni in materia di pianificazione territoriale e urbanistica previste dalle legislazioni settoriali;

b) specifica i contenuti essenziali del documento preliminare, del quadro conoscitivo, della relazione illustrativa, delle norme tecniche e delle tavole di progetto del P.T.C.P., del P.S.C., del P.O.T. e dei piani attuativi;

c) stabilisce l'insieme organico delle nozioni, definizioni, modalità di calcolo e di verifica concernenti gli indici, i parametri e le modalità d'uso e di intervento, allo scopo di definire un lessico comune utilizzato nell'intero territorio regionale, che comunque garantisca l'autonomia nelle scelte di pianificazione.

3. Gli atti di cui al comma 1 sono assunti con delibera del Consiglio regionale, su proposta della giunta, sentite le Amministrazioni provinciali e le associazioni di comuni. Tali atti sono pubblicati nel Bollettino Ufficiale della Regione.

---

#### Art. 67

*Potere sostitutivo regionale* <sup>(196)</sup>.

1. In caso di mancato rispetto dei termini perentori previsti dalla presente legge, il Presidente della Giunta regionale diffida gli enti inadempienti a provvedere entro trenta giorni, decorsi inutilmente i quali la Giunta regionale provvede direttamente al compimento dei singoli atti, nominando un apposito commissario ad acta con oneri a carico degli enti inadempienti <sup>(197)</sup>.

2. In caso di inerzia di Province e Comuni nell'esercizio delle funzioni amministrative ad essi delegate, il Presidente della Giunta regionale diffida gli enti predetti a provvedere entro sessanta giorni, decorsi inutilmente i quali la Giunta regionale provvede direttamente alla formazione dei singoli atti amministrativi, nominando un apposito commissario ad acta con oneri a carico dell'ente inadempiente <sup>(198)</sup>.

3. Le funzioni, le competenze ed i singoli atti per i quali è previsto il potere sostitutivo regionale, sono disciplinati con apposito regolamento da emanarsi, da parte della Giunta regionale, entro novanta giorni dall'entrata in vigore della presente legge.

---

(196) *Rubrica così sostituita dall'art. 23, comma 1, lettera a), L.R. 31 dicembre 2015, n. 40, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 27, comma 2, L.R. n. 40/2015). Il testo precedente era così formulato: «Poteri sostitutivi regionali e provinciali.».*

(197) *Comma così sostituito dall'art. 23, comma 1, lettera b), L.R. 31 dicembre 2015, n. 40, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 27, comma 2, L.R. n. 40/2015). Il testo precedente era così formulato: «1. In caso di mancato rispetto dei termini perentori previsti dalla presente legge, il Presidente della Giunta regionale o il Presidente della Provincia invita gli Enti inadempienti a provvedere entro trenta giorni, decorsi inutilmente i quali, al compimento dei singoli atti provvede direttamente la Giunta regionale o provinciale, nominando un apposito commissario ad acta, con oneri a carico degli Enti inadempienti.».*

(198) *Comma così sostituito dall'art. 23, comma 1, lettera c), L.R. 31 dicembre 2015, n. 40, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 27, comma 2, L.R. n. 40/2015). Il testo precedente era così formulato: «2. In caso di inerzia di province e comuni, nell'esercizio delle funzioni amministrative ad essi delegate, rispettivamente la Giunta regionale o il Presidente della provincia invitano gli Enti sott'ordinati a provvedere entro sessanta giorni, decorsi inutilmente, i quali alla formazione dei singoli atti amministrativi provvede direttamente la Giunta regionale o quella provinciale nominando un apposito commissario ad acta con oneri a carico dell'ente inadempiente.».*

---

## Art. 68

*Supporti tecnici e finanziari per la formazione di strumenti urbanistici* (199).

1. La Regione assicura adeguato supporto tecnico di consulenza a province e comuni per l'esercizio delle funzioni e dei compiti amministrativi demandati dalla presente legge. All'uopo gli Enti locali possono avvalersi dell'ausilio delle strutture tecnico-burocratiche degli uffici regionali competenti nelle materie dell'edilizia e dell'urbanistica attraverso l'attività di accompagnamento alla redazione dei Piani (200).

2. La Regione concede, inoltre, contributi ai comuni ed alle province per favorire la formazione degli strumenti di pianificazione territoriale e urbanistica previsti dalla presente legge nei limiti e nelle forme di volta in volta disponibili (201).

3. I contributi di cui al comma 2 sono concessi alle province nella misura massima del cinquanta per cento della spesa ritenuta ammissibile ed ai comuni ammessi in riferimento alla disponibilità economica nella misura massima del settanta per cento della spesa ritenuta ammissibile in ragione della popolazione dei comuni ammessi (202).

4. Le richieste di contributo sono inoltrate, dai comuni e dalle province interessati, al Presidente della Regione secondo le modalità ed i termini contenuti nel bando che sarà pubblicato nel Bollettino Ufficiale della Regione Calabria entro il 30 aprile di ogni anno. In sede di prima applicazione la pubblicazione avverrà entro 90 giorni dalla data di entrata in vigore della presente legge.

5. La formulazione della graduatoria delle province e dei comuni beneficiari dei contributi di cui al comma 2, è effettuata dalla Giunta regionale, su proposta dell'Assessore competente, sulla base dei seguenti parametri:

a) l'inesistenza di strumentazione urbanistica generale;

b) l'elaborazione del P.S.C. in forma associata;

c) la dimensione demografica del Comune, con precedenza ai comuni di minore numero di abitanti per come rilevato nell'ultimo censimento ISTAT.

6. Agli oneri derivanti dall'attuazione degli interventi di cui al presente articolo, la Regione fa fronte con l'istituzione di appositi capitoli nella parte spesa del bilancio regionale, che verranno dotati della necessaria disponibilità in sede di approvazione della legge annuale di bilancio.

---

(199) *Vedi, al riguardo, la Delib.G.R. 6 agosto 2002, n. 727, la Delib.G.R. 4 febbraio 2003, n. 97 e la Delib.G.R. 28 ottobre 2003, n. 817. Con Delib.G.R. 6 luglio 2006, n. 456 sono stati approvati i criteri e le modalità per l'erogazione di contributi per la formazione degli strumenti urbanistici.*

(200) *Comma così modificato dall'art. 36, comma 1, lettere a) e b), L.R. 10 agosto 2012, n. 35, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 40 della medesima legge).*

(201) *Comma così modificato dall'art. 36, comma 2, L.R. 10 agosto 2012, n. 35, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 40 della medesima legge).*

(202) Comma così modificato dall'art. 36, comma 3, L.R. 10 agosto 2012, n. 35, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 40 della medesima legge).

---

## Art. 69

*Qualificazione e valorizzazione professionale.*

1. I soggetti titolari degli atti di governo del territorio, regolati dalla presente legge, perseguono gli obiettivi di cui alla presente legge, ai fini della redazione dei diversi strumenti di governo del territorio, mediante la valorizzazione di tutte le professionalità previste nel D.P.R. n. 328/2001 e nel rispetto delle competenze nello stesso individuate. Sono da considerare esperti tutti i soggetti in possesso dei titoli di studio elencati negli articoli 17 e 47 del citato D.P.R. n. 328/2001.

2. Al fine di elevare la qualità delle prestazioni professionali, anche incentivando il confronto e la concorrenzialità, gli affidamenti degli incarichi di pianificazione e connessi, previsti dalla presente legge, devono, obbligatoriamente, prevedere procedure concorsuali o ad evidenza pubblica, con avviso preventivo sul Bollettino Ufficiale della Regione Calabria garantendo il rispetto della normativa nazionale e comunitaria in materia di affidamento degli incarichi professionali <sup>(203)</sup>.

3. Ai fini delle analisi, delle relazioni e degli studi relativi ai beni archeologici, storici ed artistici ed ambientali, per le finalità della presente legge, sono considerati esperti i laureati in storia e conservazione dei beni architettonici ed ambientali e ogni altro professionista o esperto che possa dimostrare una specifica formazione ed esperienza nella materia.

3-bis. Gli esperti previsti nel comma 3 devono inoltre redigere apposita relazione nei seguenti casi:

- a) integrazione del PSC, di cui al comma 5 dell'articolo 20;
- b) rilascio del permesso di costruire e D.I.A., di cui al comma 3 dell'articolo 21;
- c) integrazione del PAU, di cui al comma 4 dell'articolo 24;
- d) integrazione del progetto PRU, previsto dal comma 6 dell'articolo 34 della presente legge <sup>(204)</sup>.

4. Il professionista o i professionisti comunque associati, affidatari degli incarichi di cui al comma 2 sono obbligati a coinvolgere organicamente nella redazione dei progetti un professionista abilitato da non più di cinque anni all'esercizio della professione ed iscritto nel proprio albo professionale <sup>(205)</sup>.

---

(203) Comma così sostituito dall'art. 9, primo comma, primo alinea, L.R. 24 novembre 2006, n. 14. Il testo originario era così formulato: «2. Al fine di elevare la qualità delle prestazioni professionali, anche incentivando il confronto e la concorrenzialità, gli affidamenti degli incarichi per atti di pianificazione e connessi, previsti dalla presente legge, devono prevedere, sempre, procedure concorsuali o ad evidenza pubblica, con avviso preventivo sul Bollettino Ufficiale della Regione Calabria.».

(204) Comma aggiunto dall'art. 37, L.R. 10 agosto 2012, n. 35, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 40 della medesima legge).

(205) Comma così modificato dall'art. 9, primo comma, secondo alinea, L.R. 24 novembre 2006, n. 14.

---

## Art. 70

*Società di certificazione urbanistica (S.C.U.).* <sup>(206)</sup>

[1. Presso ogni Provincia è istituito l'elenco delle Società di certificazione urbanistica.

2. Le Società di certificazione urbanistica, in presenza di richiesta dei comuni e degli altri Enti preposti alla pianificazione del territorio, ivi compresi i proponenti di strumenti urbanistici, certificano la coerenza e conformità dello strumento urbanistico generale od attuativo, rispetto ai vincoli della strumentazione di livello superiore, nonché la sua conformità rispetto ai vincoli di rilievo pubblico e la concreta edificabilità e trasformabilità delle aree, impianti ed edifici.

3. Il rilascio della certificazione urbanistica sostituisce ad ogni effetto gli atti di competenza degli organi ordinari.

4. Essa, tra l'altro, tiene luogo:

- a) della verifica sull'adeguamento della strumentazione comunale al P.T.C.P.;
- b) dell'atto di approvazione del P.S.C.;
- c) delle osservazioni sul P.O.T. e sui P.A.U.;
- d) della vigilanza sull'adempimento dell'obbligo di verifica delle strumentazioni urbanistiche di ogni livello la cui cadenza temporale sarà fissata dal regolamento di cui al successivo comma;
- e) della congruenza dei contenuti dello strumento urbanistico alle vigenti norme dello Stato e della Regione.

5. La certificazione, se rilasciata positivamente, dovrà essere trasmessa immediatamente alla Provincia che avrà il potere di annullarlo (in tutto o in parte) o di riformarlo nel termine di sessanta giorni dalla data di ricezione, con provvedimento motivato, con la indicazione delle censure specifiche e dei criteri ed elementi a cui dovrà uniformarsi l'Ente che avrà, conseguentemente, la facoltà di effettuare le necessarie modifiche e correzione riproponendo il Piano per la verifica conclusiva. Trascorso il termine anzidetto senza che la Provincia abbia esercitato i poteri di annullamento o di riforma, la certificazione produce gli effetti di cui al precedente terzo comma.

6. Con successivo regolamento, da adottare sentite le Giunte provinciali, la Giunta regionale stabilirà i requisiti che dovranno possedere le Società di certificazione urbanistica (S.C.U.) e le modalità attuative per l'istruzione dell'elenco].

---

*(206) Articolo abrogato dall'art. 24, comma 1, L.R. 31 dicembre 2015, n. 40, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 27, comma 2, L.R. n. 40/2015).*

---

#### **Art. 71**

*Sportello unico.*

1. Le Amministrazioni comunali, nell'ambito della propria autonomia organizzativa, provvedono anche mediante l'esercizio in forma associata delle strutture ai sensi del capo quinto titolo secondo del *D.Lgs. n. 267/2000* a costituire un ufficio denominato Sportello Unico per l'edilizia che cura tutti i rapporti fra i soggetti privati, l'Amministrazione comunale e ove occorra, le altre Amministrazioni tenute a pronunciarsi in ordine ad attività edilizie oggetto di permesso di costruire o di D.I.A. <sup>(207)</sup>. Il funzionamento dello sportello è regolato, fino alla emanazione di appositi criteri da adottarsi da parte della Giunta regionale, dall'*art. 5, commi 2, 3, 4, del D.P.R. n. 380/2001*.

2. La modalità di costituzione in forma associata è obbligatoria per i comuni facenti parte di un PSA, per i comuni costituenti uno Sportello Unico per le attività produttive Associato ed i piccoli comuni con popolazione inferiore ai cinquemila abitanti. I comuni, entro sei mesi dall'approvazione della presente legge, decidono la loro collocazione in uno Sportello Unico Associato e verificano ogni due anni l'eventuale ricollocazione <sup>(208)</sup>.

---

*(207) Periodo così modificato dall'art. 9, primo comma, terzo alinea, L.R. 24 novembre 2006, n. 14.*

*(208) Comma aggiunto dall'art. 38, L.R. 10 agosto 2012, n. 35, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 40 della medesima legge).*

---

#### **Art. 71-bis**

*Ufficio del Piano <sup>(209)</sup>.*

1. Le amministrazioni comunali, al fine di provvedere alla formazione e gestione della strumentazione urbanistica generale e di dettaglio, oltre alla definizione dei programmi complessi, nell'ambito della propria autonomia organizzativa provvedono, anche mediante l'esercizio in forma associata, alla formazione dell'Ufficio del Piano. La modalità di costituzione in forma associata è obbligatoria per i comuni facenti parte di un PSA e per i piccoli comuni con popolazione inferiore ai tremila abitanti.

2. Alcune specifiche azioni di pianificazione possono prevedere la creazione di un Ufficio gestionale, all'interno dell'Ufficio del Piano, come soggetto promotore pubblico-privato, costituito con la prevalenza della componente pubblica dell'amministrazione promotrice e con la rappresentanza di operatori economici e di fondazioni. All'Ufficio gestionale spetta l'assunzione delle principali scelte di

intervento di natura prevalentemente strategico-urbanistico e di sottoporre il progetto all'approvazione del soggetto amministrativo decisionale.

3. L'Ufficio del Piano gestisce il sistema informativo cartografico, con sistemi compatibili con il SITO regionale, aggiorna il quadro conoscitivo, monitorizza i dati territoriali e ambientali di riferimento della VAS, anche al fine di fornire servizi e dati per gli altri servizi comunali.

---

*(209) Articolo aggiunto dall'art. 39, L.R. 10 agosto 2012, n. 35, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 40 della medesima legge).*

---

#### **Art. 72**

*Sistema informativo provinciale.*

1. Al fine di far confluire tutte le informazioni relative alla pianificazione del territorio che ricade sotto la loro giurisdizione le province, entro 90 giorni dalla data di entrata in vigore della presente legge, provvedono ad istituire il Sistema informativo provinciale per l'edilizia e l'urbanistica che ha il compito di interagire con il S.I.T.O. per le attività di cui al precedente articolo 8, comma 3, lettera e).

#### **Art. 73**

*Abrogazione di precedenti norme e adeguamento degli strumenti urbanistici <sup>(210)</sup>.*

1. Dalla data di entrata in vigore della presente legge sono abrogate tutte le norme in contrasto con la stessa.

2. Nel caso di esclusivo adeguamento di norme e disposizioni in contrasto, i dirigenti responsabili del servizio preposto all'attuazione degli strumenti urbanistici adottano gli atti amministrativi di conformazione con propri provvedimenti.

3. Nel caso di accertato contrasto con i principi fondanti del piano, sia per quanto attiene l'aspetto urbanistico sia per quello paesaggistico-ambientale, i dirigenti responsabili del servizio preposto all'attuazione degli strumenti urbanistici devono avviare perentoriamente il procedimento di adeguamento di cui agli articoli 26, 27 e 27-bis della presente legge.

4. In caso di adeguamenti resi necessari a causa di errori materiali di trascrizione, grafici e/o legati a disfunzioni degli apparati telematici, elettromagnetici o di digitazione, vi provvede il dirigente responsabile del servizio preposto all'attuazione del piano.

---

*(210) Articolo prima modificato dall'art. 49, comma 1, lettera i), L.R. 12 giugno 2009, n. 19, e poi così sostituito dall'art. 25, comma 1, L.R. 31 dicembre 2015, n. 40, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 27, comma 2, L.R. n. 40/2015). Il testo precedente era così formulato: «Art. 73 - Abrogazione di precedenti norme. - 1. Dalla data di entrata in vigore della presente legge sono abrogate tutte le norme in contrasto con essa. Quanto, poi, alle norme e disposizioni degli strumenti urbanistici, delle norme tecniche di attuazione e dei regolamenti edilizi che non siano conformi, si intenderanno sostituite da quelle della presente legge. Entro e non oltre centoventi giorni dalla data di pubblicazione della presente legge, i dirigenti responsabili, con propri provvedimenti, adotteranno gli atti amministrativi di conformazione.*

*2. L'adeguamento alle disposizioni di cui alla presente legge è curato dai dirigenti responsabili.».*

---

#### **Art. 74**

*Pubblicazione.*

1. La presente legge regionale entra in vigore il giorno successivo a quello della sua pubblicazione nel Bollettino Ufficiale della Regione Calabria.

2. È fatto obbligo, a chiunque spetti, di osservarla e farla osservare come legge della Regione Calabria.

---

Allegato A <sup>(211)</sup>

**LA STANDARDIZZAZIONE DEI DATI SPAZIALI PER LA FORMAZIONE DEI PSC/PSA**



## 1. PREMESSA

Il Dipartimento 8- Urbanistica e Governo del Territorio della Regione Calabria ha realizzato una infrastruttura di dati territoriali (IDT) nel Cui contesto é stato attivato l'Osservatorio delle Trasformazioni Territoriali - SITO istituito ai sensi dell'art. 9 della Legge 19/2002 e smii.

L'Osservatorio, tra l'altro, promuove il processo di strutturazione dei dati territoriali relativi alla pianificazione urbanistica individuando criteri e regole generali finalizzate ad assicurare la congruenza di inquadramento nonché la confrontabilità geografica e digitale degli strumenti cartografici di supporto alla pianificazione per le finalità di cui alla *L.R. n. 19/2002*.

A tal fine il Dipartimento 8 ha elaborato un quadro sinottico che fornisce indicazioni sulla strutturazione e organizzazione dei dati necessari per la produzione dei Piani Strutturali da parte dei Comuni.

Da tale modello concettuale dei dati prodotti dovrà essere derivata la struttura del Database geografico dei PSC/PSA. La struttura ipotizzata per livelli gerarchici, rende possibile l'inserimento di ulteriori livelli di approfondimento da parte dei Comuni. Tale impostazione metodologica garantisce una immediata mosaicatura delle previsioni di piano e in generale dei dati territoriali prodotti nell'ambito dei diversi atti di pianificazione locale.

## 2. GLI OBIETTIVI

La standardizzazione è finalizzata specificatamente ai seguenti obiettivi;

- a) rendere disponibili, per i soggetti coinvolti nel processo di pianificazione, informazioni geografiche omogenee ed uniformi, conformi a standard condivisi ed inquadri in un sistema unitario di riferimento a scala regionale;
- b) rendere possibile l'elaborazione, su basi unitarie e condivise, delle nuove informazioni geografiche che formano oggetto della pianificazione urbanistica e territoriale;
- c) rendere possibile l'interscambio tra la Regione, le Province ed i Comuni in conformità con quanto previsto dall'*art. 8 della L.R. n. 19/2002*. e smii.

La strutturazione dei dati territoriali relativi alla pianificazione urbanistica conforme a standard condivisi potrà in tal modo assicurare:

- la congruenza di inquadramento;
- la confrontabilità geografica e digitale degli strumenti cartografici della pianificazione per le finalità di cui alla *L.R. n. 19/2002*;
- " l'accesso facilitato alle informazioni da parte del cittadino.

## 3. LA TIPOLOGIA DEI DATI

La Base Dati Geografica di Riferimento della Calabria è costituita dalla CTR 1:5000 nei suoi formati di Carta Tecnica Numerica e di Data Base Topografica ad essa associato. La CTR costituisce lo strato topografico regionale di riferimento, per la redazione dei Piani Strutturali Comunali ai fini di definire "le suddivisioni in sub-unità territoriali tipologicamente e funzionalmente organiche". I dati territoriali oggetto della pianificazione urbanistica nell'ambito della redazione dei PSC/PSA devono essere rappresentati sulla Carta Tecnica Regionale a scala 1:5000.

Il sistema di riferimento geodetico è l'ellissoide WGS84 (asse equatoriale = 6378137 m, schiacciamento polare = 1/298.257223563). Il datum geodetico è ETRS89. Il sistema cartografico di riferimento è UTM WGS84, fuso 33 Nord.

Per il perseguimento degli obiettivi succitati, nello specifico si prescrivono le seguenti proprietà generali:

- \* ogni livello è definito sul continuo territoriale, senza soluzione di continuità per tutto il territorio di interesse;
- \* ogni livello è costituito da una componente geometrica che costituisce la rappresentazione sul territorio di una o più entità e da una componente alfanumerica che descrive le proprietà dei vari oggetti contenuti;

\* la componente geometrica è descritta sul piano di rappresentazione cartografica, e può essere di tipo:

- poligonale (aree dotate di frontiera sia esterna che interna);
- lineare (insieme di segmenti contigui delimitato da due punti detti "nodi"; gli estremi dei segmenti sono detti vertici, tranne i punti iniziale e finale della spezzata);
- puntiforme.

Per la rappresentazione delle informazioni geografiche dei PSC/PSA vengono definite le Tavole di contenuto, organizzate su entità (oggetti) alle quali è associata una componente alfanumerica che ne enumera le proprietà.

Le predette informazioni sono da ricondurre alle seguenti tipologie:

\* areale: è la principale tipologia di entità geometriche per definire metricamente un Gruppo Tematico del PSC; queste entità sono correlate una ciascuna ad uno o più record di un db tramite il proprio ID;

\* lineare: a questa tipologia corrispondono strutture territoriali con spessore non rappresentabile metricamente alla scala 1:5,000;

\* puntuale riconducibili a:

1 - centroidi corrispondenti a singoli punti, privi di dimensioni, sui quali vengono appoggiate informazioni di vario tipo;

2 - centroidi connessi ad una entità areale nella seguente duplice modalità:

- di tipo spaziale (il punto si trova all'interno della figura geometrica di riferimento);
- di tipo relazionale (il punto è correlato all'ID della figura geometrica di riferimento).

## IL FORMATO DEI DATI SPAZIALI

Il formato shapefile è reso obbligatorio per lo scambio dei dati spaziali prodotti in sede di pianificazione. Tali dati devono essere georeferenziati nel sistema di riferimento UTMWGS84, Fuso 33 Nord. Ogni dataset deve essere accompagnato dal corrispondente file di proiezione (\*.prj). Gli attributi devono essere gestiti in maniera normalizzata.

## 4. II MODELLO LOGICO

Di seguito di riporta, al fine di uniformare l'insieme degli strumenti urbanistici di tutti i Comuni della Regione, la composizione dei Piani Strutturali Comunali, singoli o Associati con l'indicazione del formato prescritto:

## 5. REPERTORIO REGIONALE DEI DATI TERRITORIALI (S.I.T.O.)

I metadati costituiscono una documentazione dei dati destinata a fornire un corredo indispensabile per renderli fruibili correttamente da chiunque, anche a distanza di tempo e di spazio. Si tratta di informazioni utili per comprenderne il contenuto, conoscere dove, quando, come i dati sono stati ottenuti, modalità di confronto e scambio.

Il DigitPA ha definito le linee guida per l'applicazione dello standard ISO 19115:2003 al Repertorio Nazionale di Dati Territoriali previsto dal Codice dell'Amministrazione Digitale, che definisce l'insieme minimo di elementi di metadati valido per tutte le diverse tipologie di dati territoriali esistenti.

La Regione Calabria - recependo lo standard DigitPA, si è allineata alla Direttiva Comunitaria Inspire, avviando la costituzione del Repertorio regionale dei dati territoriali attraverso il quale le informazioni territoriali di tutti i soggetti pubblici saranno documentate e rese accessibili sul Portale dell'Osservatorio delle Trasformazioni Territoriali - SITO.

Il Catalogo dei Metadati in oggetto permette già di ricercare via Web i metadati del SITO, accedervi in maniera interattiva, effettuare ricerche avanzate selezionando diversi parametri, visualizzare e interrogare i dati cartografici. Il repertorio regionale è stato implementato utilizzando il software Open Source FAO Geonetwork (<http://www.fao.org/geonetwork>) come repository della

metainformazione e ambiente web di consultazione. L'applicativo è disponibile all'interno del Portale di S.I.T.O. all'indirizzo <http://88.49.196.5>.

Oltre alla consultazione online dei metadati il repertorio si presta ad essere alimentato dai soggetti autorizzati, mediante la creazione di opportuni profili di utenza, per l'inserimento di metadati di interesse regionale (Q.T.R.P.), provinciale (P.T.C.P.) e comunale (PSC/PSA) attraverso opportuni template predisposti all'interno dell'applicativo.

---

*(211) Allegato aggiunto con avviso di errata corrige pubblicato nel B.U. 15 settembre 2012, n. 17, S.S. 24 novembre 2012, n. 2 nell'ambito della L.R. 10 agosto 2012, n. 35, a decorrere dal giorno successivo a quello della sua pubblicazione (ai sensi di quanto stabilito dall'art. 40 della stessa legge) e qui riportato in quanto previsto dal comma 8 dell'art. 7 della presente legge, aggiunto, a sua volta, dall'art. 7 della suddetta L.R. n. 35/2012.*

---

**Regione Campania – Legge regionale 22 ottobre 2002, n. 27 recante: “Istituzione del registro storico-tecnico-urbanistico dei fabbricati ai fini della tutela della pubblica e privata incolumità”.**

---

(1) Pubblicata nel B.U. Campania 28 ottobre 2002, n. 51.

---

**Art. 1**

*Oggetto.*

La presente legge istituisce il registro storico-tecnico-urbanistico di ogni fabbricato pubblico e privato, ubicato sul territorio regionale, nel quale è dichiarato lo stato di conservazione e di manutenzione del fabbricato stesso e delle aree e manufatti di pertinenza, al fine di tutelare e salvaguardare la pubblica e privata incolumità.

---

**Art. 2**

*Nomina e requisiti del tecnico incaricato.*

Per la tenuta e l'aggiornamento periodico del registro, di cui all'articolo 1, i proprietari di fabbricato riuniti in condominio, tramite l'amministratore dello stesso e, ove non in condominio, l'unico proprietario o i singoli proprietari, anche rappresentati per delega, nominano un tecnico-denominato tecnico incaricato-ingegnere, architetto, geologo, geometra, perito edile, nel rispetto delle competenze proprie di categoria.

Le figure professionali di cui al primo comma devono essere iscritte ai rispettivi albi o collegi professionali da non meno di cinque anni, o da non meno di tre anni se in possesso di attestato di corso di formazione professionale in materia di sicurezza geo-statica degli edifici rilasciato da Ente o da Organismo riconosciuto.

---

**Art. 3**

*Modalità di tenuta del registro.*

Il registro, di cui all'articolo 1, contiene per il fabbricato e per le aree ed i manufatti di pertinenza:

tutte le informazioni riguardanti la sicurezza, la situazione progettuale, urbanistica, edilizia, catastale, strutturale, impiantistica, di smaltimento acque, geologica del sottosuolo, autorizzativa, l'esistenza di vincoli, con le modificazioni e gli adeguamenti intervenuti nel tempo;

gli atti progettuali ed i relativi provvedimenti autorizzativi per l'edificabilità, l'abitabilità e l'agibilità del fabbricato.

Il registro rimane depositato ed in custodia, a cura dell'amministratore o del proprietario o del delegato dei proprietari, in un locale di facile accesso le cui caratteristiche sono specificate nel regolamento di cui all'articolo 8, ed è esibito a richiesta di pubblici ufficiali appartenenti ad amministrazioni che hanno potere di intervento sul fabbricato.

L'istituzione del registro e la nomina del tecnico incaricato sono comunicate all'amministrazione comunale competente per territorio.

La scheda di sintesi del contenuto del registro e degli allegati è trasmessa, entro il 31 dicembre di ogni anno, all'ufficio tecnico del comune competente per territorio.

Il termine di scadenza per la redazione del registro è fissato in dodici mesi per gli edifici pubblici e privati con attività che comportino presenza di lavoratori e accesso al pubblico, in ventiquattro mesi per i restanti edifici privati, a partire dalla entrata in vigore della presente legge.

La tenuta del registro e l'obbligo della nomina del tecnico incaricato permangono fino alla cancellazione del fabbricato stesso dall'iscrizione nella pianta catastale.

---

**Art. 4**

*Compiti del tecnico incaricato.*

[Il tecnico incaricato:

redige preliminarmente una relazione sulle condizioni statiche del fabbricato, sulle condizioni geologico-tecniche del sottosuolo, sulla sua storicità dalla realizzazione all'attualità, contenente tutte le informazioni di cui all'articolo 3, comma 1.

controlla e annota sul registro l'esecuzione di ogni lavoro di ristrutturazione, manutenzione straordinaria, mutamento di destinazione d'uso sull'intero fabbricato, o su parte di esso, con funzione di mera sorveglianza, senza alcuna delle responsabilità proprie delle figure professionali, previste dalla vigente normativa, per l'esecuzione di lavori edili o di impiantistica;

comunica, entro quarantotto ore dall'inizio, al condominio e al Comune nel cui territorio è ubicato il fabbricato ogni intervento che compromette la sicurezza geo-statica del fabbricato stesso;

comunica alla competente Soprintendenza ai beni architettonici, per il paesaggio, per il patrimonio storico, artistico e demo etno antropologico, l'esecuzione di ogni intervento che interessa l'aspetto esteriore del fabbricato e delle aree e manufatti di pertinenza sottoposti a vincolo.

La relazione di cui al comma 1, lettera a), è corredata da una pianta del fabbricato e delle aree di pertinenza in scala adeguata, nella quale sono indicati tutti gli allacciamenti ed i percorsi dei sottoservizi dal confine pubblico al fabbricato stesso] <sup>(2)</sup>.

---

(2) La Corte costituzionale, con sentenza 15-28 ottobre 2003, n. 315 (Gazz. Uff. 5 novembre 2003, n. 44, prima serie speciale), ha dichiarato l'illegittimità costituzionale del presente articolo.

**Art. 5**

*Violazioni e sanzioni.*

La violazione delle norme di cui agli articoli 2, 3 e 4 comporta l'applicazione della sanzione amministrativa pecuniaria a carico degli obbligati di una somma da 2.500 euro a 5.000 euro con le modalità di cui alla *legge regionale 10 gennaio 1983, n. 13, e*, per il tecnico incaricato, la comunicazione al rispettivo albo o collegio professionale di appartenenza.

[Decorso un anno dall'applicazione della sanzione di cui al comma 1, in persistenza della violazione delle norme stesse, il Comune provvede alla sospensione dell'abitabilità e dell'agibilità] <sup>(3)</sup>.

[La mancata istituzione del registro di cui all'articolo 1 comporta l'esclusione da qualsiasi finanziamento pubblico] <sup>(4)</sup>.

---

(3) La Corte costituzionale, con sentenza 15-28 ottobre 2003, n. 315 (Gazz. Uff. 5 novembre 2003, n. 44, prima serie speciale), ha dichiarato l'illegittimità costituzionale del presente comma.

(4) La Corte costituzionale, con sentenza 15-28 ottobre 2003, n. 315 (Gazz. Uff. 5 novembre 2003, n. 44, prima serie speciale), ha dichiarato l'illegittimità costituzionale del presente comma.

**Art. 6**

*Competenze dei comuni - Istituzione di un Fondo regionale.*

La Regione attribuisce ai comuni le competenze relative all'applicazione della presente legge.

Per le finalità della presente legge la Regione istituisce un fondo cui accedono i comuni secondo i criteri stabiliti nel regolamento di cui all'articolo 8.

Il Comune eroga i contributi derivanti dal Fondo di cui al comma 2 a condizione che il registro del fabbricato sia stato istituito ed aggiornato.

**Art. 7***Trasferimento immobiliare.*

1. Entro dodici mesi dall'approvazione del regolamento attuativo della presente legge di cui all'articolo 8, per il trasferimento di diritto reale sul fabbricato o parte di esso, è fatto obbligo all'ufficiale rogante di controllare, prima dell'atto di trasferimento, l'esistenza del registro e della nomina del tecnico incaricato e di comunicare al Comune interessato la mancanza degli stessi.

---

**Art. 8***Regolamento attuativo.*

[La Giunta regionale, sentiti gli ordini ed i collegi professionali tecnici interessati e sentita la Commissione consiliare competente entro il termine di sessanta giorni, approva il regolamento attuativo entro centottanta giorni dall'entrata in vigore della presente legge.

Il regolamento, in particolare, specifica:

la tenuta, l'aggiornamento periodico, le modalità di trasmissione ed i modelli di riferimento del registro, anche in caso di nuove costruzioni;

i termini fissati per l'affidamento dell'incarico, per il completamento e per il periodico aggiornamento del registro;

le tariffe concordate con i rappresentanti degli ordini e dei collegi professionali tecnici di cui al comma 1;

i criteri per l'accesso al Fondo regionale da parte dei comuni] <sup>(5)</sup>.

---

(5) La Corte costituzionale, con sentenza 15-28 ottobre 2003, n. 315 (Gazz. Uff. 5 novembre 2003, n. 44, prima serie speciale), ha dichiarato l'illegittimità costituzionale del presente articolo.

---

**Art. 9***Norma finanziaria.*

Agli oneri di cui alla presente legge si provvede per il corrente esercizio finanziario con le risorse di cui all'Unità Previsionale di Base 1.3.10. Per gli anni successivi si provvede con la legge di bilancio.

---

**Art. 10***Dichiarazione d'urgenza.*

La presente legge, a norma degli articoli 43 e 45 dello Statuto, è dichiarata urgente ed entra in vigore il giorno successivo alla sua pubblicazione nel Bollettino Ufficiale della Regione Campania.

---

**Regione Lazio – Legge regionale 12 settembre 2002, n. 31 recante: “Istituzione del fascicolo del fabbricato”.**

(1) Pubblicata nel B.U. Lazio 30 settembre 2002, n. 27.

**Art. 1**

*Finalità e oggetto.*

1. I comuni del Lazio hanno la facoltà, nell'ambito della propria competenza territoriale, di istituire un fascicolo per ogni fabbricato esistente o di nuova costruzione, così come previsto al comma 2.
2. Con la presente legge, la Regione, considerata la necessità di conoscere lo stato conservativo del patrimonio edilizio, di provvedere alla individuazione di situazioni a rischio relative a fabbricati pubblici e privati e di programmare eventuali interventi di ristrutturazione e di manutenzione degli stessi, onde prevenire rischi di eventi calamitosi, istituisce il fascicolo del fabbricato per ogni costruzione esistente o di nuova realizzazione, sia privata che pubblica, nell'ambito del territorio comunale, indipendentemente dalla destinazione funzionale.
3. Il fascicolo del fabbricato deve assicurare, di norma, una conoscenza completa dei fabbricati a partire dall'epoca della loro costruzione, riportando tutte le modificazioni e gli adeguamenti eventualmente introdotti.

**Art. 2**

*Definizioni.*

1. Per fabbricati, sia privati che pubblici, di nuova costruzione si intendono i fabbricati ultimati successivamente alla data di entrata in vigore della presente legge; per fabbricati esistenti si intendono i fabbricati ultimati prima della data di entrata in vigore della presente legge.
2. Per proprietari si intendono:
  - a) nel caso di fabbricati di nuova costruzione, i soggetti che si identificano con le stazioni appaltanti;
  - b) nel caso di fabbricati esistenti o il singolo proprietario dell'intero fabbricato o, in solido, i proprietari delle singole porzioni del fabbricato, ove non sia costituito un condominio, o il condominio, se costituito.
3. Per costruttori si intendono i soggetti responsabili o intestatari, per legge ed in base alla concessione edilizia originaria, del titolo a costruire.

**Art. 3**

*Regolamento di attuazione* <sup>(2)</sup>.

1. La Regione emana, entro novanta giorni dalla data di entrata in vigore della presente legge, un regolamento di attuazione che fissa <sup>(3)</sup>:
  - a) lo schema del fascicolo del fabbricato;
  - b) i termini di scadenza per il completamento del fascicolo del fabbricato nelle aree di particolare rischio;
  - c) le procedure di compilazione del fascicolo del fabbricato ed il relativo aggiornamento;
  - d) l'anagrafe degli immobili e le caratteristiche;
  - e) le modalità ed i principi delle convenzioni che i comuni stipulano con gli ordini ed i collegi professionali, finalizzate, tra l'altro, a concordare agevolazioni economiche a favore dei proprietari degli edifici <sup>(4)</sup>;
  - f) le modalità di individuazione delle zone a rischio, per le quali è necessario ed indispensabile la redazione del fascicolo del fabbricato. Dette zone a rischio sono classificate a cura dei comuni, in base ad un'indagine tecnica che tiene conto delle caratteristiche sismiche, geologiche e geotermiche del suolo e del sottosuolo, nonché della situazione della rete fognaria e degli

impianti comunali, del livello delle falde freatiche, della presenza di insediamenti periferici, di centri storici e di abusivismo edilizio.

---

(2) Vedi, al riguardo, il Reg. 14 aprile 2005, n. 6.

(3) Alinea così modificato dall'art. 20, comma 11, L.R. 27 febbraio 2004, n. 2, ai fini dell'adeguamento alla sentenza della Corte costituzionale n. 313 del 2003, come prevede il comma 1 del medesimo articolo.

(4) Lettera così modificata dall'art. 28, comma 1, L.R. 11 agosto 2009, n. 21.

---

#### **Art. 4**

*Fascicolo del fabbricato e scheda di sintesi.*

1. Nei comuni che si avvalgono della facoltà prevista all'articolo 1 i proprietari devono affidare a professionisti iscritti ai rispettivi albi professionali, nel rispetto delle competenze previste dalla vigente normativa, l'incarico di predisporre il fascicolo del fabbricato, che deve contenere, di norma, per il fabbricato e le pertinenze, tutte le informazioni riguardanti la situazione progettuale, urbanistica, edilizia, catastale, strutturale, impiantistica e autorizzativa <sup>(5)</sup>. La valutazione delle condizioni di sicurezza e staticità dell'edificio è effettuata, altresì, tenendo conto delle modificazioni e adeguamenti dell'edificio, conosciuti o conoscibili con l'ordinaria diligenza da parte del proprietario <sup>(6)</sup>. Una sintesi delle informazioni contenute nel fascicolo deve essere riportata in una scheda informatizzabile. Nel regolamento di attuazione di cui all'articolo 3 sono definiti i modelli di riferimento e sono fornite le disposizioni necessarie per la redazione del fascicolo e della scheda.

2. In caso di necessità e sulla base di adeguate motivazioni il professionista incaricato propone una seconda fase di approfondimento conoscitivo per effettuare ulteriori specifici controlli specialistici ed eventualmente, a seguito dei conseguenti risultati, per eseguire interventi idonei a ripristinare le condizioni di sicurezza del fabbricato. Inoltre il professionista può proporre un piano di corretta gestione del fabbricato per migliorarne il livello qualitativo. Qualora il proprietario non dia seguito all'ulteriore fase di approfondimento conoscitivo, il professionista incaricato ne dà immediata comunicazione ai competenti uffici comunali, specificando il grado di rischio per la sicurezza dell'edificio <sup>(7)</sup>.

3. Il fascicolo, completo di tutti gli elaborati, deve rimanere depositato presso il proprietario o l'amministratore del fabbricato, a disposizione per ogni controllo da parte delle autorità competenti.

4. In occasione di compravendite o locazioni i venditori o i locatori sono tenuti, a richiesta, a fornire all'acquirente o al conduttore i dati e le informazioni contenute nel fascicolo del fabbricato e nella scheda di sintesi.

---

(5) Periodo così modificato dall'art. 28, comma 2, L.R. 11 agosto 2009, n. 21.

(6) Periodo aggiunto dall'art. 28, comma 2, L.R. 11 agosto 2009, n. 21.

(7) Periodo aggiunto dall'art. 28, comma 3, L.R. 11 agosto 2009, n. 21.

---

#### **Art. 5**

*Aggiornamenti.*

1. Il fascicolo del fabbricato e la relativa scheda di sintesi devono essere aggiornati in occasione di ogni lavoro o modifica significativa dello stato di fatto e/o della destinazione d'uso dell'intero fabbricato o di parte di esso. L'aggiornamento deve essere effettuato anche nel caso di lavori eseguiti sul fabbricato e sulle relative pertinenze da enti erogatori di pubblici servizi, quali, tra gli altri, energia elettrica, acqua, gas, telefono. L'aggiornamento deve essere completato entro trenta giorni dalla data di ultimazione dei lavori o delle modifiche effettuate.

2. Oltre agli aggiornamenti di cui al comma 1, i proprietari devono assicurare un aggiornamento periodico del fascicolo del fabbricato e della relativa scheda di sintesi nel rispetto dei termini di scadenza che sono fissati dal regolamento di attuazione di cui all'articolo 3, sulla base anche della vetustà degli edifici e della tipologia edilizia. I suddetti termini per l'aggiornamento non possono essere inferiori a cinque anni e superiori a dieci anni.

3. La scheda di sintesi di cui all'articolo 4, comma 1, nonché gli aggiornamenti di cui al presente articolo devono essere trasmessi all'ente preposto ai sensi dell'articolo 6, comma 1 entro trenta giorni dal termine fissato per il completamento del fascicolo del



fabbricato.

---

## **Art. 6**

### *Compiti dei comuni.*

1. I comuni del Lazio sono individuati come enti preposti, ciascuno nell'ambito della propria competenza territoriale, a provvedere alla diretta vigilanza sull'attuazione della presente legge.

2. I comuni devono:

a) raccogliere su supporto informatico i dati relativi alle schede del fascicolo del fabbricato secondo le specifiche riportate nel regolamento di attuazione di cui all'articolo 3;

b) trasmettere i dati complessivi alla Regione e a tutti gli altri enti pubblici che ne facciano richiesta;

c) intervenire in caso di inadempienza dei soggetti interessati;

d) utilizzare la banca dati dei fascicoli del fabbricato per attuare una politica di prevenzione e corretta gestione territoriale e per ottimizzare i servizi sul territorio.

---

## **Art. 7**

### *Oneri e contributi.*

1. Gli oneri per la redazione del fascicolo del fabbricato sono a carico dei proprietari.

1-bis. L'acquisizione presso gli uffici regionali della documentazione tecnico-amministrativa necessaria alla predisposizione del fascicolo avviene senza oneri per il richiedente. Gli enti locali possono prevedere analoghe forme di agevolazione <sup>(8)</sup>.

2. La Regione trasferisce risorse specifiche ai comuni per l'attuazione della presente legge ed in particolare per specifici controlli specialistici od eventuali interventi idonei a ripristinare le condizioni di sicurezza del fabbricato.

3. Nel regolamento di attuazione di cui all'articolo 3 sono indicate le modalità, i termini e le condizioni di concessione dei contributi di cui al comma 2.

4. Al fine di consentire la redazione del fascicolo del fabbricato, la Regione e i comuni prevedono forme di incentivo o di agevolazione per i proprietari in condizioni economiche o sociali disagiate. Con Delib.G.R. sono definiti i requisiti per l'accesso alle forme di incentivo o agevolazione nonché le modalità di concessione <sup>(9)</sup>.

5. La Giunta regionale sottopone per l'approvazione al Consiglio entro novanta giorni dall'entrata in vigore della presente legge una proposta di legge di iniziativa regionale da inviare all'esame del Parlamento per integrare i contributi previsti.

---

*(8) Comma aggiunto dall'art. 28, comma 4, L.R. 11 agosto 2009, n. 21.*

*(9) Comma così sostituito dall'art. 28, comma 5, L.R. 11 agosto 2009, n. 21. Il testo originario era così formulato: «4. Il comune può accordare riduzioni in relazione all'Imposta comunale sugli immobili (I.C.I.).».*

---

## **Art. 7-bis**

### *Sanzioni.*

1. La violazione dell'obbligo di redazione del fascicolo del fabbricato comporta l'applicazione a carico degli obbligati di una sanzione amministrativa pecuniaria da 2.500 euro a 5.000 euro <sup>(10)</sup>.

---

*(10) Articolo aggiunto dall'art. 28, comma 6, L.R. 11 agosto 2009, n. 21.*

---

**Art. 8***Disposizione finanziaria.*

1. Per l'attuazione della presente legge è istituito nel bilancio di previsione della Regione per l'anno 2002 apposito capitolo da iscrivere all'U.P.B. E61 denominato "spese per l'istituzione del fascicolo del fabbricato" con lo stanziamento di euro 100.000,00.
2. Alla relativa copertura finanziaria si provvede con prelievo di pari importo dall'U.P.B. T21.