

Ord. P.C.M. 20 marzo 2003, n. 3274 (Suppl. Ord. alla G.U. 8.5.2003, n. 105)

Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.

(Testo coordinato con le rettifiche introdotte dall'Ord.3316)

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

Art. 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.

Art. 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, 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.

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.

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.

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.

Art. 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.

Art. 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.

NORME TECNICHE PER IL PROGETTO, LA VALUTAZIONE E L'ADEGUAMENTO SISMICO DEGLI EDIFICI

1. OGGETTO DELLE NORME

Le presenti norme disciplinano la progettazione e la costruzione di nuovi edifici soggetti ad azioni sismiche, nonché la valutazione della sicurezza e gli interventi di adeguamento e miglioramento su edifici esistenti soggetti al medesimo tipo di azioni.

Lo scopo delle norme è di assicurare che in caso di evento sismico sia protetta la vita umana, siano limitati i danni e rimangano funzionanti le strutture essenziali agli interventi di protezione civile.

Le considerazioni di carattere generale, nonché le indicazioni relative all'azione sismica, di cui al capitolo 3, possono essere utilizzate come riferimento, in quanto applicabili, per la progettazione di strutture diverse dagli edifici, qualora non sia disponibile una norma specifica.

In aggiunta alle prescrizioni contenute nelle presenti Norme, le strutture devono soddisfare le prescrizioni contenute nella normativa vigente relativa alle combinazioni di carico non sismiche.

2. REQUISITI DI SICUREZZA E CRITERI DI VERIFICA

2.1 SICUREZZA NEI CONFRONTI DELLA STABILITÀ (STATO LIMITE ULTIMO - SLU)

Sotto l'effetto della azione sismica di progetto definita al successivo punto 3, le strutture degli edifici, ivi compresi gli eventuali dispositivi antisismici di isolamento e/o dissipazione, pur subendo danni di grave entità agli elementi strutturali e non strutturali, devono mantenere una residua resistenza e rigidità nei confronti delle azioni orizzontali e l'intera capacità portante nei confronti dei carichi verticali.

2.2 PROTEZIONE NEI CONFRONTI DEL DANNO (STATO LIMITE DI DANNO - SLD)

Le costruzioni nel loro complesso, includendo gli elementi strutturali e quelli non strutturali, ivi comprese le apparecchiature rilevanti alla funzione dell'edificio, non devono subire danni gravi ed interruzioni d'uso in conseguenza di eventi sismici che abbiano una probabilità di occorrenza più elevata di quella della azione sismica di progetto.

Per particolari categorie di costruzioni, in relazione alla necessità di mantenerle pienamente funzionali anche dopo terremoti violenti, si possono adottare valori maggiorati delle azioni, facendo riferimento a probabilità di occorrenza simili o più vicine a quelle adottate per la sicurezza nei confronti del collasso.

2.3 SODDISFACIMENTO DEI REQUISITI GENERALI

Il requisito enunciato al punto 2.1 si considera soddisfatto se vengono seguite le disposizioni contenute nelle presenti norme, con riferimento particolare a:

- la scelta della azione sismica di progetto in relazione alla zonazione sismica ed alle categorie di suolo di fondazione di cui al punto 3.1;
- l'adozione di un modello meccanico della struttura in grado di descriverne con accuratezza la risposta sotto azione dinamica, secondo quanto indicato al punto 4.4;
- la scelta di un metodo di analisi adeguato alle caratteristiche della struttura, secondo quanto indicato al punto 4.5;
- l'esecuzione con esito positivo delle verifiche di resistenza e di compatibilità degli spostamenti;
- l'adozione di tutte le regole di dettaglio volte ad assicurare caratteristiche di duttilità agli elementi strutturali ed alla costruzione nel suo insieme, secondo quanto indicato nei capitoli relativi a strutture realizzate con i diversi materiali.

Il requisito enunciato al punto 2.2 si considera soddisfatto se vengono seguite le disposizioni contenute nelle presenti norme, con particolare riferimento ai punti 3.2.6 e 4.11.2 ed ai dettagli costruttivi contenuti nei capitoli relativi a strutture realizzate con i diversi materiali.

2.4 PRESCRIZIONI RELATIVE AI TERRENI DI FONDAZIONE

Il sito di costruzione ed i terreni in esso presenti dovranno in generale essere esenti da rischi di instabilità di pendii e di cedimenti permanenti causati da fenomeni di liquefazione o eccessivo addensamento in caso di terremoto. L'occorrenza di tali fenomeni dovrà essere indagata e valutata secondo quanto stabilito nelle «Norme tecniche per il progetto sismico di opere di fondazione e di sostegno dei terreni» e dalle disposizioni vigenti, in particolare dal D.M. 11.3.1988 ed eventuali sue successive modifiche ed integrazioni.

Scopo delle indagini sarà anche quello di classificare il terreno nelle categorie di cui al punto 3.1.

Per costruzioni su pendii le indagini devono essere convenientemente estese al di fuori dell'area edificatoria per rilevare tutti i fattori occorrenti alla valutazione delle condizioni di stabilità del complesso opera-pendio in presenza delle azioni sismiche.

I risultati di tali accertamenti devono essere illustrati nella relazione sulle fondazioni di cui al quarto comma dell'art. 17 della legge 2.3.1974, n. 64.

2.5 LIVELLI DI PROTEZIONE ANTISISMICA

Le costruzioni devono essere dotate di un livello di protezione antisismica differenziato in funzione della loro importanza e del loro uso, e quindi delle conseguenze più o meno gravi di un loro danneggiamento per effetto di un evento sismico. A tale scopo si istituiscono diverse «categorie di importanza», a ciascuna delle quali è associato un fattore γ_p detto fattore di importanza.

Tale fattore amplifica l'intensità della azione sismica di progetto rispetto al valore che per essa si assume per costruzioni di importanza ordinaria (azione sismica di riferimento). Il fattore di importanza si applica in eguale misura all'azione sismica da adottare per lo stato limite di collasso (punto 3.2.5) e per lo stato limite di danno (punto 3.2.6), variando conseguentemente le probabilità di occorrenza dei relativi eventi.

3. AZIONE SISMICA

3.1 CATEGORIE DI SUOLO DI FONDAZIONE

Ai fini della definizione della azione sismica di progetto si definiscono le seguenti categorie di profilo stratigrafico del suolo di fondazione (le profondità si riferiscono al piano di posa delle fondazioni):

A — *Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi* caratterizzati da valori di V_{S30} superiori a 800 m/s, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 5 m.

B — *Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti*, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{S30} compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero resistenza penetrometrica $N_{SPT} > 50$, o coesione non drenata $c_u > 250$ kPa).

C — *Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di media consistenza*, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di V_{S30} compresi tra 180 e 360 m/s ($15 < N_{SPT} < 50$, $70 < c_u < 250$ kPa).

D — *Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti*, caratterizzati da valori di $V_{S30} < 180$ m/s ($N_{SPT} < 15$, $c_u < 70$ kPa).

E — *Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali*, con valori di V_{S30} simili a quelli dei tipi C o D e spessore compreso tra 5 e 20 m, giacenti su di un substrato di materiale più rigido con $V_{S30} > 800$ m/s.

In aggiunta a queste categorie, per le quali nel punto 3.2 vengono definite le azioni sismiche da considerare nella progettazione, se ne definiscono altre due, per le quali sono richiesti studi speciali per la definizione dell'azione sismica da considerare:

S1 — Depositi costituiti da, o che includono, uno strato spesso almeno 10 m di argille/limi di bassa consistenza, con elevato indice di plasticità ($PI > 40$) e contenuto di acqua, caratterizzati da valori di $V_{S30} < 100$ m/s ($10 < c_u < 20$ kPa).

S2 — Depositi di terreni soggetti a liquefazione, di argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di terreno non classificabile nei tipi precedenti.

Nelle definizioni precedenti V_{S30} è la velocità media di propagazione entro 30 m di profondità delle onde di taglio e viene calcolata con la seguente espressione:

$$V_{S30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}} \quad (3.1)$$

dove h_i e V_i indicano lo spessore (in m) e la velocità delle onde di taglio (per deformazioni di taglio $\gamma < 10^{-6}$) dello strato i -esimo, per un totale di N strati presenti nei 30 m superiori.

Il sito verrà classificato sulla base del valore di V_{S30} , se disponibile, altrimenti sulla base del valore di N_{SPT} .

3.2 CALCOLO DELL'AZIONE SISMICA

3.2.1 Zone sismiche

Ai fini dell'applicazione di queste norme, il territorio nazionale viene suddiviso in zone sismiche, ciascuna contrassegnata da un diverso valore del parametro a_g = accelerazione orizzontale massima su suolo di categoria A (definito al punto 3.1). I valori di a_g espressi come frazione dell'accelerazione di gravità g , da adottare in ciascuna delle zone sismiche del territorio nazionale sono, salvo più accurate determinazioni, che possono portare a differenze comunque non superiori al 20%:

Zona	Valore di a_g
1	0,35 g
2	0,25 g
3	0,15 g
4	0,05 g

3.2.2 Descrizione dell'azione sismica

Il modello di riferimento per la descrizione del moto sismico in un punto della superficie del suolo è costituito dallo spettro di risposta elastico di cui al punto 3.2.3.

Per applicazioni particolari, il moto del suolo può essere descritto mediante accelerogrammi, secondo quanto indicato al punto 3.2.7.

Il moto orizzontale è considerato composto da due componenti ortogonali indipendenti, caratterizzate dallo stesso spettro di risposta.

In mancanza di documentata informazione specifica, la componente verticale del moto sismico si considera rappresentata da uno spettro di risposta elastico diverso da quello delle componenti orizzontali, come specificato in 3.2.3.

3.2.3 Spettro di risposta elastico

Lo spettro di risposta elastico è costituito da una forma spettrale (spettro normalizzato), considerata indipendente dal livello di sismicità, moltiplicata per il valore della accelerazione massima ($a_g S$) del terreno che caratterizza il sito.

Lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left(1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1)\right) \\
 T_B \leq T < T_C & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \\
 T_C \leq T < T_D & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left(\frac{T_C}{T}\right) \\
 T_D \leq T & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2}\right)
 \end{aligned} \tag{3.2}$$

nelle quali:

S fattore che tiene conto del profilo stratigrafico del suolo di fondazione (vedi punto 3.1);

η fattore che tiene conto di un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ , espresso in punti percentuali, diverso da 5 ($\eta = 1$ per $\xi = 5$):

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55 \tag{3.3}$$

T periodo di vibrazione dell'oscillatore semplice;

T_B, T_C, T_D periodi che separano i diversi rami dello spettro, dipendenti dal profilo stratigrafico del suolo di fondazione.

I valori di T_B, T_C, T_D e S da assumere, salvo più accurate determinazioni, per le componenti orizzontali del moto e per le categorie di suolo di fondazione definite al punto 3.1, sono riportati nella Tabella 3.1.

TABELLA 3.1

VALORI DEI PARAMETRI NELLE ESPRESSIONI (3.2) DELLO SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO DELLE COMPONENTI ORIZZONTALI

Categoria suolo	S	T_B	T_C	T_D
A	1,0	0,15	0,40	2,0
B, C, E	1,25	0,15	0,50	2,0
D	1,35	0,20	0,80	2,0

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

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & S_{ve}(T) = 0,9a_g \cdot S \cdot \left(1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 3,0 - 1)\right) \\
 T_B \leq T < T_C & S_{ve}(T) = 0,9a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 3,0 \\
 T_C \leq T < T_D & S_{ve}(T) = 0,9a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 3,0 \left(\frac{T_C}{T}\right) \\
 T_D \leq T & S_{ve}(T) = 0,9a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 3,0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2}\right)
 \end{aligned} \tag{3.4}$$

con i valori dei parametri che definiscono la forma spettrale riportati in tabella 3.2.

VALORI DEI PARAMETRI DELLO SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO
DELLA COMPONENTE VERTICALE

<i>Categoria suolo</i>	S	T_B	T_C	T_D
A, B, C, D, E	1,0	0,05	0,15	1,0

Lo spettro di risposta elastico dello spostamento potrà ottenersi per trasformazione diretta dello spettro di risposta elastico delle accelerazioni, usando la seguente espressione:

$$S_{De}(T) = S_e(T) \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 \quad (3.5)$$

Gli spettri sopra definiti potranno essere applicati per periodi di vibrazione che non eccedono 4,0 s. Per periodi superiori lo spettro dovrà essere definito da appositi studi.

Nei casi in cui non si possa valutare adeguatamente l'appartenenza del profilo stratigrafico del suolo di fondazione ad una delle categorie di cui al punto 3.1, ed escludendo comunque i profili di tipo S1 e S2, si adotterà in generale la categoria D o, in caso di incertezza di attribuzione tra due categorie, la condizione più cautelativa.

3.2.4 Spostamento e velocità del terreno

I valori dello spostamento e della velocità orizzontali massimi del suolo (d_g) e (v_g) sono dati dalle seguenti espressioni:

$$d_g = 0,025 \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \cdot a_g \quad (3.6)$$

$$v_g = 0,16 S \cdot T_C \cdot a_g$$

3.2.5 Spettri di progetto per lo stato limite ultimo

Ai fini del progetto, le capacità dissipative delle strutture possono essere messe in conto attraverso un fattore riduttivo delle forze elastiche, denominato fattore di struttura q . L'azione sismica di progetto $S_d(T)$ è in tal caso data dallo spettro di risposta elastico di cui al punto 3.2.3, con le ordinate ridotte utilizzando il fattore q . I valori numerici del fattore q vengono definiti in funzione dei materiali e delle tipologie strutturali, come indicato successivamente nelle presenti norme. Lo spettro di progetto per le componenti orizzontali è definito dalle seguenti espressioni:

$$\begin{aligned} 0 \leq T < T_B & \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - 1 \right) \right] \\ T_B \leq T < T_C & \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \\ T_C \leq T < T_D & \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\ T_D \leq T & \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right) \end{aligned} \quad (3.7)$$

in cui T_A , T_B , T_C , T_D sono definiti in tab. 3.1. Si assumerà comunque $S_d(T) \geq 0,2a_g$.

A meno di adeguate analisi giustificative, lo spettro di progetto della componente verticale dell'azione sismica è dato dalle seguenti espressioni, assumendo $q = 1,5$ per qualunque tipologia strutturale e di materiale:

$$\begin{aligned} 0 \leq T < T_B & \quad S_{vd}(T) = 0,9 \cdot a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{3,0}{q} - 1 \right) \right] \\ T_B \leq T < T_C & \quad S_{vd}(T) = 0,9 \cdot a_g \cdot S \cdot \frac{3,0}{q} \end{aligned} \quad (3.8)$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_{vd}(T) = 0,9 \cdot a_g \cdot S \cdot \frac{3,0}{q} \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_{vd}(T) = 0,9 \cdot a_g \cdot S \cdot \frac{3,0}{q} \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

in cui T_B , T_C , T_D sono definiti in tab. 3.2. Tutti i simboli mantengono significato e valore numerico definiti nel caso dello spettro di risposta elastico.

3.2.6 Spettro di progetto per lo stato limite di danno

Lo spettro di progetto da adottare per la limitazione dei danni di cui al punto 2.2 può essere ottenuto riducendo lo spettro elastico di cui al punto 3.2.3 secondo un fattore pari a 2,5.

3.2.7 Impiego di accelerogrammi

Entrambi gli stati limite di collasso e di danno potranno essere verificati mediante l'uso di accelerogrammi artificiali o simulati o naturali. Quando è necessario utilizzare un modello spaziale, l'azione sismica deve essere rappresentata da gruppi di tre accelerogrammi diversi agenti contemporaneamente nelle tre direzioni principali della struttura.

Gli accelerogrammi dovranno avere uno spettro di risposta coerente con lo spettro di risposta elastico di cui al punto 3.2.3. La durata degli accelerogrammi dovrà essere stabilita sulla base della magnitudo e degli altri parametri fisici che determinano la scelta del valore di a_g e S . In assenza di studi specifici la durata della parte pseudo - stazionaria degli accelerogrammi sarà almeno pari a 10 s.

Il numero di accelerogrammi o, per analisi spaziali, di gruppi di accelerogrammi deve essere almeno pari a 3. 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 ξ del 5%.

L'ordinata spettrale media non dovrà presentare uno scarto in difetto superiore al 10%, rispetto alla corrispondente dello spettro elastico, in alcun punto dell'intervallo di periodi $0,15 \text{ s} \div 2,0 \text{ s}$ e $0,15 \text{ s} \div 2 T$, in cui T è il periodo fondamentale di vibrazione della struttura in campo elastico.

L'uso di accelerogrammi registrati o generati mediante simulazione fisica della sorgente e della propagazione, in numero comunque non inferiore a 3, è ammessa, a condizione che siano adeguatamente giustificate le ipotesi relative alle caratteristiche sismogenetiche della sorgente e alle condizioni del suolo del sito e che siano soddisfatte le condizioni di coerenza con lo spettro di riferimento sopra riportate.

3.3 COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA CON LE ALTRE AZIONI

La verifica allo stato limite ultimo (SLU) o di danno (SLD) deve essere effettuata per la seguente combinazione degli effetti della azione sismica con le altre azioni.

$$\gamma_i E + G_K + P_K + \sum_i (\psi_{ji} Q_{Ki}) \quad (3.9)$$

dove:

$\gamma_i \cdot E$ azione sismica per lo stato limite in esame;

G_K carichi permanenti al loro valore caratteristico;

P_K valore caratteristico dell'azione di precompressione, a cadute di tensione avvenute;

$\psi_{ji} = \psi_{2i}$ (SLU) coefficiente di combinazione che fornisce il valore quasi-permanente della azione variabile Q_i ;

ψ_{0i} (SLD) coefficiente di combinazione che fornisce il valore raro dell'azione variabile Q_i ;

Q_{Ki} valore caratteristico della azione variabile Q_i .

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

$$G_K + \sum_i (\psi_{Ei} Q_{Ki}) \quad (3.10)$$

dove:

ψ_{Ei} coefficiente di combinazione dell'azione variabile Q_i , che tiene conto della probabilità che tutti i carichi $\psi_{0i} Q_{Ki}$ (SLD) o $\psi_{2i} Q_{Ki}$ (SLU) siano presenti sulla intera struttura in occasione del sisma, e si ottiene moltiplicando ψ_{0i} o ψ_{2i} per ϕ .

I valori dei coefficienti ψ_{0i} , ψ_{2i} e ϕ sono riportati nelle successive tabelle.

TABELLA 3.4

COEFFICIENTI ψ_{0i} , ψ_{2i} PER VARIE DESTINAZIONI D'USO

<i>Destinazione d'uso</i>	ψ_{0i}	ψ_{2i}
Abitazioni, Uffici	0,70	0,30
Uffici aperti al pubblico, Scuole, Negozi, Autorimesse	0,70	0,60
Tetti e coperture con neve	0,70	0,20
Magazzini, Archivi, Scale	1,00	0,80
Vento	0,00	0,00

TABELLA 3.5

COEFFICIENTI ϕ PER EDIFICI

<i>Carichi ai piani</i>		ϕ
Carichi indipendenti	Copertura	1,0
	Altri piani	0,5
Archivi Carichi correlati ad alcuni piani		1,0
	Copertura	1,0
	Piani con carichi correlati	0,8
	Altri piani	0,5

4. CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE

4.1 SISTEMI COSTRUTTIVI

Gli edifici presi in considerazione nelle presenti norme comprendono i sistemi costruttivi elencati nella tabella seguente, insieme ai principali sotto-sistemi strutturali ed ai capitoli in cui vengono trattati.

TABELLA 4.1

SISTEMI COSTRUTTIVI

<i>Capitolo</i>	<i>Sistema costruttivo</i>	<i>Sotto - sistema strutturale</i>
5	Edifici con struttura in cemento armato	a telaio; a pareti; misto a telai e pareti; a nucleo; a ossatura pendolare in acciaio, con pareti o nuclei che costituiscono il sistema resistente principale per le azioni orizzontali; prefabbricato.
6	Edifici con struttura in acciaio	a telaio; a telaio con controventi concentrici; a telaio con controventi eccentrici; a mensola; intelaiato controventato.
7	Edifici con struttura mista in acciaio e calcestruzzo	a telaio; a telaio con controventi concentrici; a telaio con controventi eccentrici; a mensola; intelaiato controventato.
8	Edifici con struttura in muratura	a pareti in muratura ordinaria; a pareti in muratura armata.
9	Edifici con struttura in legno	
10	Edifici isolati	
11	Edifici esistenti	

4.2 DISTANZE ED ALTEZZE

L'altezza massima (H) degli edifici di nuova costruzione è specificata nella tabella seguente, in funzione del sistema costruttivo e della zona sismica.

TABELLA 4.2

ALTEZZE MASSIME CONSENTITE

Zona sismica	4	3	2	1
Sistema costruttivo	Altezza massima consentita (in m)			
Edifici con struttura in calcestruzzo	nessuna limitazione	nessuna limitazione		
Edifici con struttura in acciaio		nessuna limitazione		
Edifici con struttura mista in acciaio e calcestruzzo		nessuna limitazione		
Edifici con struttura in muratura ordinaria	nessuna limitazione	16	11	7,5
Edifici con struttura in muratura armata		25	19	13
Edifici con struttura in legno		10	7	7

L'altezza di nuovi edifici in zona 1 e 2, prospicienti su strade, non può comunque superare i seguenti limiti:

- per strade $L < 11$ m $H = L$
- per strade con $L > 11$ m $H = 11 + 3(L - 11)$

La larghezza L si intende calcolata tra il contorno dell'edificio ed il ciglio opposto della strada compresa la carreggiata.

Agli effetti delle limitazioni di cui al presente punto deve intendersi:

- per altezza dell'edificio la massima differenza di livello tra il piano di copertura più elevato ed il terreno, ovvero il piano stradale o del marciapiede, nelle immediate vicinanze dell'edificio. Sono esclusi dal computo dell'altezza eventuali volumi tecnici come torrioni delle scale e degli ascensori. Nel caso di copertura a tetto detta altezza va misurata dalla quota d'imposta della falda e, per falde con imposte a quote diverse, dalla quota d'imposta della più alta;
- per contorno dell'edificio la proiezione in pianta del fronte dell'edificio stesso, escluse le sporgenze di cornici e balconi aperti;
- 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;
- per ciglio la linea limite della sede stradale o dello spazio di cui al punto precedente;
- per sede stradale la superficie formata dalla carreggiata, dalle banchine e dai marciapiedi.

Negli edifici ad angolo su strade di larghezza diversa è consentito, sul fronte della strada più stretta e per uno sviluppo, a partire dall'angolo, pari alla larghezza della strada su cui prospetta, un'altezza uguale a quella consentita dalla strada più larga.

Nel caso in cui l'edificio abbia un piano cantinato o seminterrato, la differenza di livello tra il piano più elevato di copertura e quello di estradosso delle fondazioni non può eccedere di più di 4 m i limiti precedentemente indicati.

Nel caso di edifici costruiti su terreni in pendio, le altezze indicate possono essere incrementate di 1.5 m, a condizione che la media delle altezze di tutti i fronti rientri nei limiti indicati.

Per le costruzioni in legno è ammessa la costruzione di uno zoccolo in calcestruzzo o in muratura, di altezza non superiore a 4 m, nel qual caso i limiti indicati si riferiscono alla sola parte in legno. I limiti indicati non si riferiscono a strutture interamente realizzate in legno lamellare (con fondazioni in calcestruzzo e collegamenti in acciaio), per le quali non è prevista alcuna limitazione in altezza.

Due edifici possono essere costruiti a contatto solo nel caso in cui sia realizzata una completa solidarietà strutturale.

La distanza tra due edifici contigui non può essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi a collasso calcolati per ciascuno degli edifici, secondo le modalità indicate per ciascun tipo strutturale; in ogni caso la distanza tra due punti degli edifici posti alla medesima altezza non potrà essere inferiore ad 1/100 della quota dei punti considerati misurata dallo spiccatto delle strutture in elevazione.

4.3 CARATTERISTICHE GENERALI DEGLI EDIFICI

4.3.1 Regolarità

Gli edifici devono avere quanto più possibile caratteristiche di semplicità, simmetria, iperstaticità e regolarità, quest'ultima definita in base ai criteri di seguito indicati. In funzione della regolarità di un edificio saranno richieste scelte diverse in relazione al metodo di analisi e ad altri parametri di progetto. Si definisce *regolare* un edificio che rispetti sia i criteri di regolarità in pianta sia i criteri di regolarità in altezza.

Un edificio 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 l'edificio risulta inscritto è inferiore a 4;
- c) eventuali rientri o sporgenze non superano il 25% della dimensione totale dell'edificio nella direzione del rientro o della sporgenza;
- d) i solai possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali.

Un edificio è *regolare in altezza* se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- e) tutti i sistemi resistenti verticali dell'edificio (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza dell'edificio;
- f) massa e rigidità rimangono costanti o si riducono gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla cima dell'edificio (le variazioni da un piano all'altro non superano il 20%);
- g) il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza richiesta dal calcolo non è significativamente diverso per piani diversi (il rapporto fra la resistenza effettiva e quella richiesta calcolata ad un generico piano non deve differire più del 20% dall'analogo rapporto determinato per un altro piano);
- h) eventuali restringimenti della sezione dell'edificio avvengono in modo graduale, rispettando i seguenti limiti: ad ogni piano il rientro non supera il 30% della dimensione corrispondente al primo piano, né il 10% della dimensione corrispondente al piano immediatamente sottostante.

4.3.2 Elementi strutturali secondari

Alcuni elementi strutturali dell'edificio possono venire definiti «secondari». Sia la rigidità che la resistenza di tali elementi viene ignorata nell'analisi della risposta. 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.

Regole di dettaglio idonee a soddisfare il requisito di cui sopra sono contenute nei capitoli relativi alle diverse tipologie strutturali.

La scelta degli elementi da considerare secondari può essere cambiata a seguito di analisi preliminari, ma in nessun caso tale scelta può determinare il passaggio da struttura «irregolare» a struttura «regolare».

4.4 MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

Il modello della struttura su cui verrà effettuata l'analisi dovrà rappresentare in modo adeguato la distribuzione di massa e rigidità effettiva considerando, laddove appropriato (come da indicazioni specifiche per ogni tipo strutturale), il contributo degli elementi non strutturali.

In generale il modello della struttura sarà costituito da elementi resistenti piani a telaio o a parete connessi da diaframmi orizzontali.

Se i diaframmi orizzontali, tenendo conto delle aperture in essi presenti, sono sufficientemente rigidi, i gradi di libertà dell'edificio possono essere ridotti a tre per piano, concentrando masse e momenti di inerzia al centro di gravità di ciascun piano.

Gli edifici regolari in pianta ai sensi del punto 4.3 possono essere analizzati considerando due modelli piani separati, uno per ciascuna direzione principale.

In aggiunta all'eccentricità effettiva, dovrà essere considerata un'eccentricità accidentale, spostando il centro di massa di ogni piano, in ogni direzione considerata, di una distanza pari al 5% della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica.

Nel caso di edifici con struttura in cemento armato, composta acciaio - calcestruzzo e in muratura, la rigidità degli elementi può essere valutata considerando gli effetti della fessurazione, considerando la rigidità secante a snervamento. In caso non siano effettuate analisi specifiche, la rigidità flessionale e a taglio di elementi in cemento armato può essere assunta pari alla metà della rigidità dei corrispondenti elementi non fessurati.

4.5 ANALISI

4.5.1 Aspetti generali

Si distinguono i quattro metodi di analisi elencati nel seguito, che possono essere utilizzati secondo le limitazioni indicate per ciascuno di essi nei paragrafi successivi.

- a) statica lineare
- b) dinamica modale
- c) statica non lineare
- d) dinamica non lineare

4.5.2 Analisi statica lineare

L'analisi statica lineare può essere effettuata per costruzioni regolari in altezza ai sensi del punto 4.3, a condizione che il primo periodo di vibrazione, nella direzione in esame, della struttura (T_1) non superi $2,5 T_C$. Per edifici che non superino i 40 m di altezza, in assenza di calcoli più dettagliati, T_1 può essere stimato utilizzando la formula seguente.

$$T_1 = C_1 H^{3/4} \quad (4.1)$$

Dove H è l'altezza dell'edificio, in metri, dal piano di fondazione e C_1 vale 0,085 per edifici con struttura a telaio in acciaio, 0,075 per edifici con struttura a telaio in calcestruzzo e 0,050 per edifici con qualsiasi altro tipo di struttura.

L'analisi statica consiste nell'applicazione di un sistema di forze distribuite lungo l'altezza dell'edificio assumendo una distribuzione lineare degli spostamenti. La forza da applicare a ciascun piano è data dalla formula seguente:

$$F_i = F_h (z_i W_i) / \sum (z_j W_j) \quad (4.2)$$

dove: $F_h = S_d(T_1)W\lambda/g$

F_i è la forza da applicare al piano i

W_i e W_j sono i pesi delle masse ai piani i e j rispettivamente

z_i e z_j sono le altezze dei piani i e j rispetto alle fondazioni

$S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto definito al punto 3.2.5

W è il peso complessivo della costruzione, calcolato secondo quanto indicato per ogni tipo strutturale

λ è un coefficiente pari a 0,85 se l'edificio ha almeno tre piani e se $T_1 < 2 T_C$, pari a 1,0 in tutti gli altri casi

g è l'accelerazione di gravità.

Gli effetti torsionali accidentali di cui al punto 4.4, per edifici aventi massa e rigidezza simmetricamente distribuite in pianta, possono essere considerati amplificando le forze da applicare a ciascun elemento verticale con il fattore (δ) risultante dalla seguente espressione:

$$\delta = 1 + 0.6 x / L_e \quad (4.3)$$

dove: x è la distanza dell'elemento resistente verticale dal baricentro geometrico dell'edificio, misurata perpendicolarmente alla direzione dell'azione sismica considerata

L_e è la distanza tra i due elementi resistenti più lontani, misurata allo stesso modo.

4.5.3 Analisi dinamica modale

L'analisi modale, associata allo spettro di risposta di progetto, è da considerarsi il metodo normale per la definizione delle sollecitazioni di progetto e va applicata ad un modello tridimensionale dell'edificio. Due modelli piani separati, ai sensi del punto 4.4, possono essere utilizzati a condizione che siano rispettati i criteri di regolarità in pianta di cui al punto 4.3.

Dovranno essere considerati tutti i modi con massa partecipante superiore al 5%, oppure un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

La combinazione dei modi al fine di calcolare sollecitazioni e spostamenti complessivi potrà essere effettuata calcolando la radice quadrata della somma dei quadrati dei risultati ottenuti per ciascun modo, secondo l'espressione (4.4), a condizione che il periodo di vibrazione di ciascun modo differisca di almeno il 10% da tutti gli altri. In caso contrario dovrà essere utilizzata una combinazione quadratica completa, quale quella indicata nell'espressione (4.5).

$$E = (\sum E_i^2)^{1/2} \quad (4.4)$$

$$E = (\sum_i \sum_j \rho_{ij} E_i E_j)^{1/2} \quad (4.5)$$

dove:

E è il valore totale della componente di risposta sismica che si sta considerando

E_i è il valore della medesima componente dovuta al modo i

E_j è il valore della medesima componente dovuta al modo j

$\rho_{ij} = (8\xi^2 (1 + \beta_{ij}) \beta_{ij}^{3/2}) / ((1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4\xi^2 \beta_{ij} (1 + \beta_{ij})^2)$ è il coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j

ξ è il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente

β_{ij} è il rapporto tra le frequenze di ciascuna coppia i - j di modi ($\beta_{ij} = \omega_i/\omega_j$).

Gli effetti torsionali accidentali possono essere considerati in modo analogo a quanto indicato per il caso di analisi lineare statica.

4.5.4 Analisi statica non lineare

4.5.4.1 Generalità

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 fra le forze stesse, vengano tutte scalate in modo da far crescere monotonamente lo spostamento orizzontale di un punto di controllo sulla struttura (es. un punto in sommità dell'edificio), fino al raggiungimento delle condizioni ultime.

Le prescrizioni contenute nelle presenti norme si applicano agli edifici che soddisfino le condizioni di regolarità in pianta e in altezza di cui al punto 4.3. Il metodo può essere esteso ad edifici non regolari purché si tenga conto dell'evoluzione della rigidezza e corrispondentemente delle forme di vibrazione conseguenti allo sviluppo delle deformazioni inelastiche (metodi evolutivi). Le

modalità di tale estensione, che dipendono dalla configurazione geometrica e meccanica specifica dell'edificio in esame, devono essere adeguatamente documentate.

Questo tipo di analisi può essere applicato per gli scopi e nei casi seguenti:

- valutare i rapporti di sovrarresistenza α_u/α_f di cui ai punti 5.3.2, 6.3.3 e 7.3.3;
- verificare l'effettiva distribuzione della domanda inelastica negli edifici progettati con il fattore di riduzione 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.

Il metodo si articola nei passi seguenti:

- determinazione di un legame forza-spostamento generalizzato tra la risultante delle forze applicate («taglio alla base» F_b) e lo spostamento d_c di un «punto di controllo», usualmente scelto come il baricentro dell'ultimo piano;
- determinazione delle caratteristiche di un sistema ad un grado di libertà a comportamento bi-lineare equivalente;
- determinazione della risposta massima in spostamento di tale sistema con utilizzo dello spettro di risposta elastico;
- conversione dello spostamento del sistema equivalente determinato come sopra nella configurazione deformata effettiva dell'edificio e verifica della compatibilità degli spostamenti (elementi/meccanismi duttili) e delle resistenze (elementi/meccanismi fragili).

4.5.4.2 Legame forza-spostamento generalizzato

Devono essere applicati all'edificio almeno due distinte distribuzioni di forze orizzontali, applicate ai baricentri delle masse a ciascun piano:

- una distribuzione di forze proporzionali alle masse;
- una distribuzione di forze proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrazione.

Tutti i passi successivi devono essere eseguiti per entrambe le distribuzioni di forze eseguendo le verifiche di duttilità e di resistenza di ciascun elemento/meccanismo per la distribuzione più sfavorevole.

L'analisi deve essere spinta fino al raggiungimento di uno spostamento del punto di controllo pari al 150% dello spostamento di risposta ottenuto come indicato nel seguito. Il diagramma risultante ha nelle ascisse lo spostamento del nodo di controllo e nelle ordinate il taglio alla base. Nel caso di analisi evolutiva si applica la sola distribuzione di forze modali, eventualmente prendendo in considerazione l'effetto di più modi di vibrazione.

4.5.4.3 Sistema bi-lineare equivalente

Si indichi con Φ il vettore rappresentativo del primo modo di vibrazione della struttura, normalizzato al valore unitario della componente relativa al punto di controllo.

Il «coefficiente di partecipazione» Γ è definito dalla relazione

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \Phi_i}{\sum m_i \Phi_i^2} \quad (4.6)$$

La forza F^* e lo spostamento d^* del sistema equivalente a un grado di libertà sono legati, in campo elastico, alle corrispondenti grandezze dell'edificio dalle relazioni:

$$F^* = F_b / \Gamma \quad (4.7)$$

$$d^* = d_c / \Gamma$$

Le coordinate del punto di snervamento del sistema bi-lineare equivalente si ottengono quindi:

— $F_y^* = F_{bu} / \Gamma$ dove F_{bu} è la resistenza massima dell'edificio;

— $d_y^* = F_y^* / k^*$ dove k^* è la rigidità secante del sistema equivalente ottenuta dall'eguaglianza delle aree come indicato nella figura 4.1.

Il periodo elastico del sistema bi-lineare è dato dall'espressione:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}} \quad (4.8)$$

dove $m^* = \sum m_i \Phi_i$.

4.5.4.4 Risposta massima in spostamento del sistema equivalente

Nel caso che $T^* \geq T_C$ la risposta in spostamento del sistema anelastico è assunta uguale a quella di un sistema elastico di pari periodo (vedi punto 3.5):

$$d_{\max}^* = d_{e,\max}^* = S_{De}(T^*) \quad (4.9)$$

Nel caso che $T^* < T_C$ la risposta in spostamento del sistema anelastico è maggiore di quella di un sistema elastico di pari periodo e si ottiene da quest'ultima mediante l'espressione:

$$d_{\max}^* = \frac{d_{e,\max}^*}{q^*} \left[1 + (q^* - 1) \frac{T_C}{T^*} \right] \geq d_{e,\max}^* \quad (4.10)$$

$$\text{dove } q^* = \frac{S_e(T^*) m^*}{F_y^*}$$

rappresenta il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente.

Se risulta $q^* = 1$ allora si ha $d_{\max}^* = d_{e,\max}^*$

4.5.4.5 Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio

Lo spostamento effettivo di risposta dell'edificio risulta pari a Γd_{\max}^* .

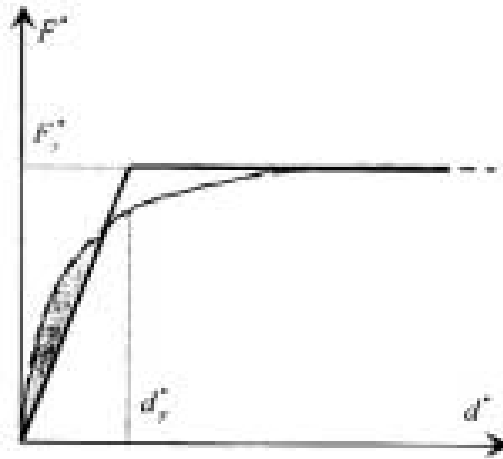


Figura 4.1 - Diagramma bilineare equivalente

4.5.5 Analisi dinamica non lineare

La risposta sismica della struttura può essere calcolata mediante integrazione delle equazioni del moto, utilizzando un modello tridimensionale dell'edificio e gli accelerogrammi definiti al punto 3.2.7.

Il modello costitutivo utilizzato per la rappresentazione del comportamento non lineare della struttura dovrà essere giustificato, anche in relazione alla corretta rappresentazione dell'energia dissipata nei cicli di isteresi.

Nel caso in cui si utilizzino almeno 7 diversi gruppi di accelerogrammi le azioni potranno essere rappresentate dai valori medi ottenuti dalle analisi, nel caso di un numero inferiore di gruppi di accelerogrammi si farà riferimento ai valori più sfavorevoli.

Il fattore d'importanza di cui ai punti 2.5 e 4.7 dovrà essere applicato alle ordinate degli accelerogrammi.

4.6 COMBINAZIONE DELLE COMPONENTI DELL'AZIONE SISMICA

Le componenti orizzontali e verticali dell'azione sismica saranno in generale considerate come agenti simultaneamente.

I valori massimi della risposta ottenuti da ciascuna delle due azioni orizzontali applicate separatamente potranno essere combinati calcolando la radice quadrata della somma dei quadrati, per la singola componente della grandezza da verificare, oppure sommando ai massimi ottenuti per l'azione applicata in una direzione il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nell'altra direzione.

L'azione sismica verticale dovrà essere obbligatoriamente considerata nei casi seguenti: presenza di elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, di elementi principali precompressi, di elementi a mensola, di strutture di tipo spingente, di pilastri in falso, edifici con piani sospesi. L'analisi sotto azione sismica verticale potrà essere limitata a modelli parziali comprendenti

gli elementi indicati. Quando per gli elementi di cui sopra l'azione orizzontale produce effetti superiori al 30% di quelli dovuti alle azioni verticali in qualche sezione, si considereranno gli effetti massimi risultanti dall'applicazione di ciascuna delle azioni nelle tre direzioni sommati al 30% dei massimi prodotti dall'azione in ciascuna delle altre due direzioni.

4.7 FATTORI DI IMPORTANZA

Ai sensi di quanto prescritto al punto 2.5, gli edifici sono suddivisi in tre categorie, cui corrispondono le definizioni ed i fattori di importanza indicati nella tabella seguente:

TABELLA 4.3

FATTORI DI IMPORTANZA

<i>Categoria</i>	<i>Edifici</i>	<i>Fattore di importanza</i>
I	Edifici la cui funzionalità durante il terremoto ha importanza fondamentale per la protezione civile (ad esempio ospedali, municipi, caserme dei vigili del fuoco)	1.4
II	Edifici importanti in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso (ad esempio scuole, teatri)	1.2
III	Edifici ordinari, non compresi nelle categorie precedenti	1.0

4.8 VALUTAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI

Gli spostamenti indotti dall'azione sismica relativa allo stato limite ultimo potranno essere valutati moltiplicando gli spostamenti ottenuti utilizzando lo spettro di progetto corrispondente (punto 3.2.5) per il fattore di struttura (q) e per il fattore di importanza (γ_I , punti 2.5 e 4.7) utilizzati. Gli spostamenti indotti dall'azione sismica relativa allo stato limite di danno potranno essere valutati moltiplicando gli spostamenti ottenuti utilizzando lo spettro di progetto corrispondente (punto 3.2.6) per il fattore di importanza utilizzato. In caso di analisi non lineare, statica o per integrazione delle equazioni del moto, gli spostamenti saranno ottenuti direttamente dall'analisi.

4.9 CONSIDERAZIONE DI ELEMENTI NON STRUTTURALI

Tutti gli elementi costruttivi senza funzione strutturale, il cui danneggiamento può provocare danni a persone, dovranno in generale essere verificati all'azione sismica, insieme alle loro connessioni alla struttura.

L'effetto dell'azione sismica potrà essere valutato considerando una forza (F_a) applicata al baricentro dell'elemento non strutturale, calcolata secondo la relazione seguente:

$$F_a = W_a S_a \gamma_I / q_a \quad (4.11)$$

dove: W_a è il peso dell'elemento

γ_I è il fattore di importanza della costruzione (punti 2.5 e 4.7)

q_a è il fattore di struttura dell'elemento, da considerare pari ad 1 per elementi aggettanti a mensola (quali ad esempio camini e parapetti collegati alla struttura solamente alla base) e pari a 2 negli altri casi (ad esempio per pannelli di tamponamento e controsoffitti)

S_a è il coefficiente di amplificazione di cui alla relazione seguente

$$S_a = 3 S a_g (1 + Z/H) / (g (1 + (1 - T_a / T_1)^2)) \quad (4.12)$$

dove: $S a_g$ è l'accelerazione di progetto al terreno

Z è l'altezza del baricentro dell'elemento rispetto alla fondazione

H è l'altezza della struttura

g è l'accelerazione di gravità

T_a è il primo periodo di vibrazione dell'elemento non strutturale nella direzione considerata, valutato anche in modo approssimato

T_1 è il primo periodo di vibrazione della struttura nella direzione considerata

Gli effetti dei tamponamenti sulla risposta sismica vanno considerati nei modi e nei limiti descritti per ciascun tipo costruttivo.

4.10 IMPIANTI

Le prescrizioni riportate nel seguito riguardano gli elementi strutturali che sostengono e collegano tra loro e alla struttura principale i diversi elementi funzionali costituenti l'impianto. 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 richiederà uno specifico studio.

L'effetto dell'azione sismica potrà essere valutata considerando una forza (F_a) applicata al baricentro di ciascuno degli elementi funzionali componenti l'impianto, calcolata utilizzando le equazioni 4.11 e 4.12.

La progettazione degli elementi strutturali che sostengono e collegano i diversi elementi funzionali costituenti l'impianto tra loro e alla struttura principale dovrà seguire le stesse regole adottate per gli elementi strutturali degli edifici. Gli eventuali componenti fragili dovranno essere progettati per avere resistenza allo snervamento doppia di quella degli eventuali elementi duttili ad essi contigui, ma non superiore a quella risultante da un'analisi eseguita con coefficiente di struttura pari ad 1.

Gli impianti non dovranno essere vincolati all'edificio contando sul solo effetto dell'attrito. Dovranno essere soggetti a verifica sia i dispositivi di vincolo che gli elementi strutturali o non strutturali cui gli impianti sono fissati.

Gli impianti potranno essere collegati all'edificio con dispositivi di vincolo rigidi o flessibili; gli impianti a dispositivi di vincolo flessibili sono quelli che hanno periodo di vibrazione $T \geq 0,1$ s. Se si adottano dispositivi di vincolo flessibili i collegamenti di servizio dell'impianto dovranno essere flessibili e non dovranno far parte del meccanismo di vincolo.

Impianti a gas dimensionati per un consumo superiore ai 50 m³/h dovranno essere dotati di valvole per l'interruzione automatica della distribuzione in caso di terremoto. I tubi per la fornitura del gas, al passaggio dal terreno all'edificio, dovranno essere progettati per sopportare senza rotture i massimi spostamenti relativi edificio-terreno dovuti all'azione sismica di progetto.

I corpi illuminanti dovranno essere dotati di dispositivi di sostegno tali da impedirne il distacco in caso di terremoto; in particolare, se montati su controsoffitti sospesi, dovranno essere efficacemente ancorati ai sostegni longitudinali o trasversali del controsoffitto e non direttamente ad esso.

4.11 VERIFICHE DI SICUREZZA

4.11.1 Stato limite ultimo

4.11.1.1 Generalità

Le verifiche allo stato limite ultimo dovranno essere effettuate per l'azione sismica di progetto definita al punto 3.2.5, secondo quanto indicato nel seguito.

4.11.1.2 Resistenza

Per tutti gli elementi strutturali e non strutturali, inclusi nodi e connessioni tra elementi, dovrà essere verificato che il valore di progetto di ciascuna sollecitazione (E_d), calcolato in generale comprendendo gli effetti del secondo ordine e le regole di gerarchia delle resistenze indicate per le diverse tecniche costruttive, sia inferiore al corrispondente valore della resistenza di progetto (R_d), calcolato secondo le regole specifiche indicate per ciascun tipo strutturale.

Gli effetti del secondo ordine potranno essere trascurati nel caso in cui la condizione seguente sia verificata ad ogni piano:

$$\theta = P d_r / V h < 0.1 \quad (4.13)$$

dove: P è il carico verticale totale di tutti i piani superiori al piano in esame

d_r è lo spostamento interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti al solaio superiore ed inferiore, calcolati secondo il punto 4.8

V è la forza orizzontale totale al piano in esame

h è l'altezza del piano

Quando θ è compreso tra 0.1 e 0.2 gli effetti del secondo ordine possono essere presi in conto incrementando le forze sismiche orizzontali di un fattore pari a $1/(1-\theta)$.

θ non può comunque superare il valore 0.3.

4.11.1.3 Duttività e capacità di spostamento

Dovrà 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 potrà 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 dovrà verificare che la struttura possieda una capacità di spostamento superiore alla domanda.

4.11.1.4 Fondazioni

Le strutture di fondazione devono essere verificate applicando quanto prescritto nelle «Norme tecniche per il progetto sismico di opere di fondazione e di sostegno dei terreni».

4.11.1.5 Giunti sismici

Il martellamento tra strutture contigue deve essere evitato, creando giunti di dimensione non inferiore alla somma degli spostamenti allo stato limite ultimo delle strutture medesime, calcolati secondo il punto 4.8. Lo spostamento massimo di un eventuale edificio contiguo esistente non isolato alla base, in assenza di calcoli specifici, potrà essere stimato in 1/100 dell'altezza dell'edificio.

4.11.1.6 Diaframmi orizzontali

I diaframmi orizzontali devono essere in grado di trasmettere le forze tra i diversi sistemi resistenti a sviluppo verticale. A tal fine si considereranno agenti sui diaframmi le forze ottenute dall'analisi, aumentate del 30%.

4.11.2 *Stato limite di danno*

Per l'azione sismica di progetto di cui al punto 3.2.6 dovrà essere verificato che gli spostamenti strutturali non producano danni tali da rendere temporaneamente inagibile l'edificio. Questa condizione si potrà ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi (d_r) siano inferiori ai limiti indicati nel seguito.

a) per edifici con tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa

$$d_r < 0.005 h \quad (4.14)$$

b) per edifici con tamponamenti collegati elasticamente alla struttura

$$d_r < 0.0075 h \quad (4.15)$$

d) per edifici con struttura portante in muratura ordinaria

$$d_r < 0.003 h \quad (4.16)$$

e) per edifici con struttura portante in muratura armata

$$d_r < 0.005 h \quad (4.17)$$

dove: d_r è lo spostamento interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti al solaio superiore ed inferiore, calcolati secondo il punto 4.8

h è l'altezza del piano

In caso di coesistenza di diversi tipi di tamponamenti o struttura portante nel medesimo piano dell'edificio dovrà essere assunto il limite di spostamento più restrittivo.

5. EDIFICI CON STRUTTURA IN CEMENTO ARMATO

5.1 PRINCIPI GENERALI

L'impostazione delle presenti norme, con le regole di progetto che da essa discendono, prevede che gli edifici 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.

Ai fini di un buon comportamento dissipativo d'insieme, le deformazioni inelastiche devono essere distribuite nel maggior numero possibile di elementi duttili, in particolare nelle travi, evitando al contempo che esse si manifestino negli elementi meno duttili (ad es. i pilastri) e nei meccanismi resistenti fragili (ad es. resistenza a taglio, resistenza dei nodi trave-pilastro). Il procedimento adottato nelle presenti norme per conseguire questo risultato si indica con il nome di «criterio della gerarchia delle resistenze» (GR).

Le presenti norme sono calibrate per due livelli di Capacità Dissipativa, o Classi di Duttività (CD): alta (CD"A") e bassa (CD"B"). Il livello CD"A" prevede che sotto l'azione sismica di progetto la struttura si trasformi in un meccanismo dissipativo ad elevata capacità, mentre al livello CD"B" si richiede essenzialmente che tutti gli elementi a funzionamento flessionale: travi, pilastri e pareti, posseggano una soglia minima di duttilità.

In funzione del livello di duttilità che si intende conseguire variano sia le modalità di applicazione del criterio della gerarchia delle resistenze (nel livello "B" esso è di fatto presente solo in modo implicito) sia l'entità dell'azione sismica di progetto, regolata dal valore del fattore di struttura q .

Gli edifici con struttura prefabbricata in cemento armato sono trattati separatamente, al cap. 5.7.

Per gli edifici in zona 4 è consentito il ricorso a calcoli semplificati, secondo quanto descritto al capitolo 5.8.

5.2 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

5.2.1 Conglomerato

Non è ammesso l'uso di conglomerati di classe inferiore a C20/25, ossia con resistenza caratteristica rispettivamente cilindrica (f_{ck}) o cubica (R_{ck}) inferiore a 20 o 25 MPa.

5.2.2 Acciaio

Per le strutture di CD"A" da realizzare nelle zone 1, 2 e 3, l'acciaio deve possedere i seguenti requisiti:

- Allungamento uniforme al carico max (valore frattile 10% inferiore):
 $\epsilon_{su,k} > 8\%$
- Rapporto tra resistenza e tensione di snervamento (valore medio del rapporto):
 $1,15 < f_t/f_y < 1,35$
- Rapporto medio tra valore effettivo e valore nominale della resistenza a snervamento:
 $f_{y,eff}/f_{y,nom} < 1,25$

5.3 TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI STRUTTURA

5.3.1 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 (> 65% delle azioni orizzontali) a telai spaziali;

— *strutture a pareti*, nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata a pareti, singole o accoppiate. Una parete accoppiata consiste di due o più pareti semplici collegate tra loro ai piani dell'edificio da travi duttili («travi di collegamento») disposte in modo regolare lungo l'altezza. Ai fini della determinazione del coefficiente 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;

— *strutture miste telaio-pareti*, nelle quali in generale ai telai è affidata prevalentemente la resistenza alle azioni verticali, mentre quelle orizzontali sono assorbite prevalentemente da pareti, singole o accoppiate;

— *strutture a nucleo*, 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

$$l_s^2 (L^2 + B^2)/12 \quad (L \text{ e } B \text{ dimensioni in pianta dell'edificio})$$

5.3.2 Fattori di struttura

Il fattore di struttura da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica è dato dalla seguente espressione:

$$q = q_0 K_D K_R \quad (5.1)$$

nella quale: q_0 è legato alla tipologia strutturale

K_D è un fattore che dipende dalla classe di duttilità

K_R è un fattore che dipende dalle caratteristiche di regolarità dell'edificio

I valori di q_0 sono contenuti nella tabella seguente.

TABELLA 5.1

VALORI DI q_0

<i>Tipologia</i>	q_0
Strutture a telaio	4,5 α_u/α_1
Strutture a pareti	4,0 α_u/α_1
Strutture miste telaio-pareti	4,0 α_u/α_1
Strutture a nucleo	3,0

Il fattore K_D vale:

CD"A"	$K_D = 1,0$
CD"B"	$K_D = 0,7$

Il fattore K_R vale:	Edifici regolari in altezza (punto 4.3)	$K_R = 1,0$
	Edifici non regolari in altezza (punto 4.3)	$K_R = 0,8$

α_1 è il moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la sua resistenza flessionale

α_u è il moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile.

Il valore di α_u/α_1 può essere calcolato per mezzo di un'analisi statica non lineare (punto 4.5.4) e non può in ogni caso essere assunto superiore a 1,5.

Qualora non si proceda ad una analisi non lineare per la valutazione di α_u/α_1 i seguenti valori possono essere adottati:

edifici a telaio di un piano	$\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$
edifici a telaio a più piani, con una sola campata	$\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$
edifici a telaio con più piani e più campate	$\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$
edifici a pareti non accoppiate	$\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$
edifici a pareti accoppiate o miste telaio-pareti	$\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$

Quando risultasse $q < 1,5$, può essere adottato $q = 1,5$.

Per tipologie strutturali diverse da quelle definite in 5.3.1, ove si intenda adottare un valore $q > 1,5$, il valore adottato dovrà essere adeguatamente giustificato dal progettista.

Strutture aventi i telai resistenti all'azione sismica composti con travi a spessore, anche in una sola delle direzioni principali, devono essere progettate per la Classe di Duttività CD"B".

5.4 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

5.4.1 Travi

5.4.1.1 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 la combinazione di carico di cui al punto 3.3.

Per le strutture in CD"B" gli sforzi di taglio, da utilizzare per il relativo dimensionamento o verifica, si ottengono sommando il contributo dovuto ai carichi gravitazionali agenti sulla trave allo sforzo di taglio prodotto dai momenti flettenti di calcolo delle sezioni di estremità.

Per le strutture in CD"A", al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, gli sforzi di taglio di calcolo si ottengono sommando il contributo dovuto ai carichi gravitazionali agenti sulla trave allo sforzo di taglio prodotto dai momenti resistenti delle sezioni di estremità, amplificati del fattore: $\gamma_{Rd} = 1,20$.

I momenti resistenti di estremità sono da calcolare sulla base delle armature flessionali effettivamente disposte, con gli stessi coefficienti parziali di sicurezza γ_m applicabili per le situazioni non sismiche.

Si considereranno due valori dello sforzo di taglio, massimo e minimo, assumendo rispettivamente la presenza e l'assenza dei carichi variabili e momenti di estremità con i due possibili segni, da assumere in ogni caso concordi.

5.4.1.2 Verifiche di resistenza

a) Flessione

In ogni sezione, il momento resistente, calcolato con gli stessi coefficienti parziali di sicurezza γ_m applicabili per le situazioni non sismiche, deve risultare superiore o uguale al momento flettente di calcolo, determinato come indicato in 5.4.1.1.

b) Taglio

Per le strutture in CD"B", le verifiche a taglio ed il calcolo delle armature si eseguono come per le situazioni non sismiche. Per le strutture in CD"A", vale quanto segue:

- il contributo del calcestruzzo alla resistenza a taglio viene considerato nullo e si considera esclusivamente il contributo dell'acciaio;
- se il più grande dei valori assoluti di V_{max} e V_{min} supera il valore:

$$V_{Rl} = 10\tau_{Rd}b_w \cdot d \quad (5.2)$$

dove $\tau_{Rd} = R_{ck}^{2/3}/28$, in MPa, b_w è la larghezza dell'anima della trave, d è l'altezza utile della sezione, allora la resistenza deve venire affidata esclusivamente ad apposita armatura diagonale nei due sensi, con inclinazione di 45° rispetto l'asse della trave;

- in ogni caso il più grande dei valori assoluti non può superare il valore: $V_{Rl} = 15\tau_{Rd}b_w d$.

5.4.2 Pilastrì

5.4.2.1 Sollecitazioni di calcolo

Per le strutture in CD"B", le sollecitazioni di calcolo da utilizzare per il dimensionamento o verifica dei pilastrì sia a pressoflessione che a taglio, sono date dalla più sfavorevole situazione ottenuta dall'analisi globale della struttura per le combinazioni di carico di cui al punto 3.3.

Per le strutture in CD"A", i momenti flettenti di calcolo nei pilastrì si ottengono moltiplicando i momenti derivanti dall'analisi per il fattore di amplificazione α .

Il fattore di amplificazione, il cui scopo è quello di proteggere i pilastri dalla plasticizzazione, è dato dall'espressione:

$$\alpha = \gamma_{Rd} \cdot \frac{|\sum M_{Rt}|}{|\sum M_p|} \quad (5.3)$$

nella quale $\gamma_{Rd} = 1,20$, $\sum M_{Rt}$ è la somma dei momenti resistenti delle travi convergenti in un nodo, aventi verso concorde, e $\sum M_p$ è la somma dei momenti nei pilastri al di sopra ed al di sotto del medesimo nodo, ottenuti dall'analisi.

Nel caso in cui i momenti nei pilastri siano di verso discorde, il solo valore maggiore va posto al denominatore della formula 5.3, mentre il minore va sommato ai momenti resistenti delle travi.

Il fattore di amplificazione α deve essere calcolato per entrambi i versi della azione sismica, applicando il fattore di amplificazione calcolato per ciascun verso ai momenti calcolati nei pilastri con l'azione agente nella medesima direzione.

Per la sezione di base dei pilastri del piano terreno si applica il maggiore tra il momento risultante dall'analisi ed il momento utilizzato per la sezione di sommità del pilastro.

Non si applicano fattori di amplificazione alle sezioni di sommità dei pilastri dell'ultimo piano.

Al valore del momento di calcolo ottenuto applicando la procedura suddetta deve essere associato il più sfavorevole valore dello sforzo normale ottenuto dall'analisi, per ciascun verso dell'azione sismica.

Per le strutture in CD"A" al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, gli sforzi di taglio nei pilastri 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_{Rp}^s) ed inferiore (M_{Rp}^i) secondo l'espressione:

$$V = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{Rp}^s + M_{Rp}^i}{l_p} \quad (5.5)$$

nella quale $\gamma_{Rd} = 1,20$, l_p è la lunghezza del pilastro.

5.4.2.2 Verifiche di resistenza

La resistenza delle sezioni dei pilastri a pressoflessione ed a taglio, da confrontare con le rispettive azioni esterne determinate come indicato in 5.4.2.1, si valuta secondo le espressioni applicabili alle situazioni non sismiche.

5.4.3 Nodi trave-pilastro

5.4.3.1 Definizioni

Si definisce nodo la zona del pilastro che si incrocia con le travi ad esso concorrenti.

Si distinguono due tipi di nodo:

— *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 la sezione della trave si sovrappone per almeno i 3/4 della 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.

5.4.3.2 Verifiche di resistenza

La verifica di resistenza del nodo si assume automaticamente soddisfatta nel caso che esso sia interamente confinato.

Per nodi non confinati, appartenenti a strutture di DC"A" e "B" deve essere verificata la seguente condizione:

$$\frac{n_{st} \cdot A_{st}}{i \cdot \bar{b}} \geq 0,15 \frac{R_{ck}}{f_y} \quad (5.6)$$

nella quale n_{st} è il numero di braccia delle staffe orizzontali presenti lungo l'altezza del nodo, A_{st} è l'area di ciascuna barra, i è l'interasse delle staffe, e \bar{b} è la larghezza utile del nodo.

5.4.4 Diaframmi orizzontali

5.4.4.1 Verifiche di resistenza

Per tutte le strutture deve essere verificato che i solai siano in grado di trasmettere nel loro piano ai diversi elementi da essi collegati le forze derivanti dall'analisi d'insieme dell'edificio, maggiorate secondo quanto indicato al punto 4.11.1.6.

5.4.5 Pareti

5.4.5.1 Sollecitazioni di calcolo

Per le strutture in DC"B" la distribuzione dei momenti flettenti e degli sforzi di taglio lungo l'altezza delle pareti è quella derivante dall'analisi dell'edificio per le combinazioni di carico di cui al punto 3.3.

Per le pareti semplici delle strutture in DC"A" vale quanto segue.

— Il diagramma dei momenti di calcolo si ottiene linearizzando dapprima il diagramma dei momenti ottenuti dall'analisi (congiungendo i punti estremi), e poi traslando verticalmente il diagramma linearizzato per una distanza pari ad h_{cr} (altezza della zona inelastica di base).

L'altezza h_{cr} è data dal più grande dei seguenti valori di: l'altezza della sezione di base della parete (l), un sesto dell'altezza dell'edificio (H), l'altezza del piano terra.

— Il diagramma degli sforzi di taglio di calcolo si ottiene moltiplicando quello ottenuto dall'analisi per il fattore α dato da:

$$\alpha = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{Rd}}{M_{Sd}} \quad (5.7)$$

nella quale $\gamma_{Rd} = 1,20$, M_{Rd} ed M_{Sd} sono rispettivamente il momento resistente della sezione di base della parete, calcolato considerando le armature effettivamente disposte, ed il corrispondente momento ottenuto dall'analisi.

Il fattore di amplificazione α deve essere calcolato per entrambi i versi della azione sismica, applicando il fattore di amplificazione calcolato per ciascun verso ai momenti calcolati con l'azione agente nella medesima direzione.

Nel caso di pareti tozze ($H/l < 2$) si applica solo l'amplificazione degli sforzi di taglio secondo l'espressione (5.7), mentre i momenti di calcolo possono coincidere con quelli forniti dall'analisi.

5.4.5.2 Verifiche di resistenza

a) Flessione

In ogni sezione il momento resistente, associato al più sfavorevole valore dello sforzo normale e calcolato come per le situazioni non sismiche, deve risultare superiore od eguale al momento esterno di calcolo, determinato come indicato in 5.5.4.1.

b) Taglio

— Verifica dell'anima a compressione

Deve essere verificata la condizione

$$V < V_{Rd2} \quad (5.8)$$

nella quale:

$$V_{Rd2} = 0,4 (0,7 - f_{ck}/200) \cdot f_{cd} b_0 z \quad (5.9)$$

con f_{ck} espresso in MPa e non superiore a 40 MPa

b_0 = spessore dell'anima della parete

z = braccio delle forze interne, valutabile come: 0,8 l

— Verifica del meccanismo resistente a trazione

Deve essere verificata la condizione:

$$V < V_{Rd3} < V_{cd} + V_{wd} \quad (5.10)$$

nella quale V_{cd} e V_{wd} rappresentano rispettivamente il contributo del conglomerato e dell'armatura, e sono da valutare con le espressioni valide per le situazioni non sismiche nelle sezioni al di fuori dell'altezza h_{cr} mentre nelle zone critiche valgono le espressioni:

— sforzo normale di trazione: $V_{cd} = 0$

— sforzo normale di compressione: $V_{cd} = \tau_{Rd}(1,2 + 0,4\rho) b_0 z \quad (5.11)$

dove ρ è il rapporto geometrico dell'armatura longitudinale espresso in %.

— Verifica a scorrimento lungo piani orizzontali

Deve essere verificata la condizione

$$V < V_{Rd,s} < V_{dd} + V_{fd} \quad (5.12)$$

nella quale V_{dd} e V_{fd} rappresentano rispettivamente il contributo dell'effetto «spinotto» delle armature verticali, e V_{fd} il contributo della resistenza per attrito e sono dati dalle espressioni:

$$V_{dd} = 0,25 f_{yd} \Sigma A_{si}$$

$$V_{fd} = 0,25 f_{cd} \cdot \xi l b_0$$

essendo ΣA_{si} la somma delle aree delle barre verticali intersecanti il piano, e ξl l'altezza della parte compressa della sezione.

5.4.6 Travi di collegamento

Travi aventi altezza pari allo spessore del solaio non sono da considerare efficaci ai fini del collegamento.

La verifica delle travi di collegamento è da eseguire con i procedimenti contenuti in 5.4.1.2 se è soddisfatta almeno una delle due condizioni seguenti:

- il rapporto luce netta e altezza è uguale o superiore a 3;
- lo sforzo di taglio di calcolo risulta:

$$V_d \leq 4 b d \tau_{rd} \quad (5.13)$$

Se le condizioni precedenti non sono soddisfatte lo sforzo di taglio deve venire assorbito da armature ad X, con sezione pari ad A_s per ciascuna diagonale, che attraversano diagonalmente la trave e si ancorano nelle pareti adiacenti, in modo da soddisfare la relazione:

$$V_d \leq 2 A_s f_{yd} \cdot \sin \alpha$$

essendo α l'angolo tra le diagonali e l'asse orizzontale.

In ogni caso deve risultare: $V_d < 15 b d \tau_{rd}$

5.5 PARTICOLARI COSTRUTTIVI

5.5.1 Generalità

Al fine di conseguire le desiderate caratteristiche di duttilità locale e globale, differenziate secondo la Classe di Duttilità adottata, è necessario che vengano rispettate le condizioni seguenti, che riguardano sia la geometria che i dettagli di armatura degli elementi.

5.5.2 Travi

5.5.2.1 Limiti geometrici

La larghezza della trave, b , non deve essere minore di 20 cm e, per le travi basse comunemente denominate «a spessore» non maggiore della larghezza del pilastro, aumentata da ogni lato di metà dell'altezza della sezione trasversale del pilastro stesso.

Il rapporto b/h non deve essere minore di 0,25.

5.5.2.2 Armature longitudinali

In ogni sezione della trave, il rapporto d'armatura al bordo superiore e quello al bordo inferiore devono essere compresi tra i seguenti limiti:

$$\frac{1,4}{f_{yk}} < \rho < \frac{7}{f_{yk}} \quad (5.14)$$

dove: ρ è il rapporto geometrico di armatura = $A_s / (b \cdot h)$ oppure $A_i / (b \cdot h)$

A_s e A_i rappresentano l'area dell'armatura longitudinale, rispettivamente superiore e inferiore; f_{yk} è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio (in N/mm²).

L'armatura superiore per il momento negativo alle estremità delle travi deve essere contenuta per almeno il 75% entro la larghezza dell'anima e comunque 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 due barre di diametro non inferiore a 12 mm devono essere presenti superiormente e inferiormente per tutta la lunghezza della trave.

A ciascuna estremità collegata con pilastri, per un tratto pari a due volte l'altezza utile della sezione trasversale, la percentuale di armatura compressa non deve essere minore della metà di quella tesa nella stessa sezione.

Almeno un quarto dell'armatura superiore necessaria alle estremità della trave deve essere mantenuta per tutto il bordo superiore della trave.

5.5.2.3 Armature trasversali

Nelle zone di attacco con i pilastri, per un tratto pari a due volte l'altezza utile della sezione trasversale per il CD"A" e pari a una volta tale altezza per il CD"B", 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 maggiore della più piccola delle grandezze seguenti:

- un quarto dell'altezza utile della sezione trasversale (DC"A" e "B");
- 15 cm (DC"A" e "B");
- sei volte il diametro minimo delle barre longitudinali considerate ai fini delle verifiche (solo per DC"A").

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.

5.5.3 *Pilastri*

5.5.3.1 Limiti geometrici

La dimensione minima della sezione trasversale non deve essere inferiore a 30 cm.

Il rapporto tra i lati minimo e massimo della sezione trasversale non deve essere inferiore a 0,3. In caso contrario l'elemento sarà assimilato alle pareti portanti trattate in 5.5.5.

5.5.3.2 Armature longitudinali

Nella sezione corrente del pilastro la percentuale di armatura longitudinale deve essere compresa tra i seguenti limiti:

$$1\% \leq \frac{A}{A_c} \leq 4\% \quad (5.15)$$

con A area totale dell'armatura longitudinale e A_c area della sezione lorda del pilastro.

Per tutta la lunghezza del pilastro l'interasse tra le barre non deve essere superiore a 25 cm.

5.5.3.3 Armature trasversali

Per entrambi i livelli CD"A" e CD"B", alle due estremità del pilastro si devono disporre staffe di contenimento e legature per una lunghezza, misurata a partire dalla sezione di estremità, pari alla maggiore delle seguenti quantità:

- il lato maggiore della sezione trasversale;
- un sesto dell'altezza netta del pilastro;
- 45 cm.

In ciascuna delle due zone di estremità del pilastro 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, dovrà essere trattenuta da staffe interne o da legature; le barre non fissate devono trovarsi a meno di 15 cm da una barra fissata.

Il diametro delle staffe di contenimento e legature non deve essere inferiore a 8 mm.

Esse saranno disposte ad un passo pari alla più piccola delle quantità seguenti:

- un quarto del lato minore della sezione trasversale (DC"A" e "B");
- 15 cm (DC"A" e "B");
- 6 volte il diametro delle barre longitudinali che collegano (solo per DC"A").

5.5.4 *Nodi trave-pilastro*

5.5.4.1 Limiti geometrici

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.

5.5.4.2 Armature

Le armature longitudinali delle travi, sia superiori che inferiori, devono attraversare, di regola, il nodo senza giunzioni. Quando ciò non risulti possibile, sono da rispettare le seguenti prescrizioni:

- le barre vanno ancorate oltre la faccia opposta a quella di intersezione, oppure rivolte verticalmente in corrispondenza di tale faccia, a contenimento del nodo;
- la lunghezza di ancoraggio 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.

Indipendentemente da quanto richiesto dalla verifica in 5.4.2.2, 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.

5.5.5 Pareti

5.5.5.1 Definizione e limiti geometrici

Si definiscono pareti gli elementi portanti verticali quando il rapporto tra la minima e la massima dimensione della sezione trasversale è inferiore a 0,3.

Lo spessore delle pareti deve essere generalmente non inferiore a 150 mm, oppure a 200 mm nel caso in cui siano da prevedersi armature ad X nelle travi di collegamento, ai sensi del punto 5.4.6.

Lo sforzo assiale normalizzato (v_d) prodotto dai carichi di gravità non deve eccedere 0,4.

5.5.5.2 Armature

Le armature, sia orizzontali che verticali, devono essere disposte su entrambe le facce della parete.

Le armature presenti sulle due facce devono essere collegate con legature in ragione di almeno nove ogni metro quadrato.

Il passo tra le barre deve essere non maggiore di 30 cm.

Il diametro delle barre deve essere non maggiore di un decimo dello spessore della parete.

Il rapporto geometrico ρ dell'armatura totale verticale deve essere compreso tra i seguenti limiti:

$$0,25\% \leq \rho \leq 4\% \quad (5.17)$$

qualora il rapporto tra altezza e lunghezza della parete non sia maggiore di 4, altrimenti

$$1\% \leq \rho \leq 4\% \quad (5.18)$$

Uguali condizioni vanno rispettate per l'armatura orizzontale.

Un'armatura trasversale orizzontale più fitta va disposta alla base della parete per un'altezza pari alla lunghezza in pianta (l) della parete stessa, in vicinanza dei due bordi per una lunghezza pari a 0,20 l su ciascun lato.

In tali zone l'armatura trasversale deve essere costituita da tondini di diametro non inferiore a 8 mm, disposti in modo da fermare tutte le barre verticali con un passo non superiore a 10 volte il diametro della barra o a 25 cm.

5.5.6 Travi di collegamento

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 sarà disposta su ciascuna faccia della trave una rete di diametro 10 mm a maglia quadrata di lato 10 cm, ed armatura corrente di 2 barre da 16 mm ai bordi superiore ed inferiore.

Gli ancoraggi delle armature nelle pareti saranno del 50% più lunghi di quanto previsto per il dimensionamento nelle zone (*N.d.r.*) non sismiche.

5.6 REQUISITI ADDIZIONALI PER EDIFICI CON TAMPONAMENTI IN MURATURA

5.6.1 Criteri generali

Le prescrizioni di cui al presente punto si riferiscono ad edifici con struttura in cemento armato e tamponamenti in muratura non collaboranti, costruiti dopo la maturazione della struttura, tradizionalmente considerati elementi non strutturali (e come tali soggetti alle verifiche di cui al punto 4.9).

È in generale necessario considerare:

— le conseguenze di possibili irregolarità in pianta o in altezza provocate dalla disposizione dei tamponamenti;

— gli effetti locali dovuti all'interazione tra telai e tamponamenti.

Sono esclusi dalle prescrizioni di cui ai punti 5.6.2 e 5.6.3 i tamponamenti interni di spessore non superiore a 100 mm.

5.6.2 Irregolarità provocate dai tamponamenti

Qualora la distribuzione dei tamponamenti sia fortemente irregolare in pianta, gli effetti sulla distribuzione delle forze equivalenti al sisma dovranno essere valutati e tenuti in conto. Questo requisito si intende soddisfatto incrementando l'eccentricità accidentale di cui al punto 4.4 di un fattore 2.

Qualora la distribuzione dei tamponamenti sia fortemente irregolare in altezza, la possibilità di forti concentrazioni di danno ai piani con significativa riduzione dei tamponamenti dovrà essere considerata. Questo requisito si intende soddisfatto incrementando le azioni di calcolo per gli elementi verticali (pilastri e pareti) dei piani con riduzione dei tamponamenti di un fattore 1.4.

5.6.3 Effetti locali

Nel caso in cui i tamponamenti non si estendano per l'intera altezza dei pilastri adiacenti, gli sforzi di taglio da considerare per la parte del pilastro priva di tamponamento dovranno essere calcolati utilizzando la relazione 5.5, dove l'altezza l_p sarà assunta pari alla parte di pilastro priva di tamponamento. L'armatura risultante dovrà 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, dovranno essere utilizzate armature bi-diagonali.

Nel caso precedente e nel caso in cui il tamponamento sia presente su un solo lato di un pilastro, l'armatura trasversale da disporre alle estremità del pilastro ai sensi del punto 5.5.3.3 dovrà essere estesa all'intera altezza del pilastro.

5.6.4 Limitazioni dei danni ai tamponamenti

In zone sismiche 1, 2 e 3 oltre alle verifiche di cui al punto 4.9, dovranno essere adottate misure atte ad evitare collassi fragili e prematuri dei pannelli di tamponamento esterno e la possibile espulsione di elementi di muratura in direzione perpendicolare al piano del pannello. Questa regola si intende soddisfatta con l'inserimento di leggere reti in acciaio sui due lati della muratura, collegate tra loro a distanza non superiori 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.

5.7 EDIFICI CON STRUTTURA PREFABBRICATA

5.7.1 Oggetto della norma

Ai fini delle disposizioni che seguono, si definiscono strutture prefabbricate quelle composte con elementi in cemento armato o precompresso, eseguiti a pié d'opera o in appositi stabilimenti con procedimenti industrializzati, ed assemblate in opera mediante unioni strutturali di vario tipo, a secco ovvero a umido.

La prefabbricazione di parti di una struttura progettata per rispondere alle prescrizioni contenute ai punti 5.1 - 5.7 non richiede altre prescrizioni aggiuntive se non 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.

La presente norma ha per oggetto strutture composte da elementi lineari, ossia travi e pilastri. Per edifici prefabbricati a pannelli portanti la loro idoneità a soddisfare i requisiti di cui al capitolo 2 sotto l'azione sismica di progetto di cui al punto 3 deve essere adeguatamente dimostrata con riferimento alle caratteristiche specifiche del sistema adottato.

Le prescrizioni di cui al presente punto 5.7 sono aggiuntive rispetto a quelle contenute nei capitoli precedenti, per quanto applicabili e non esplicitamente modificate.

5.7.2 Tipologie strutturali e fattori di struttura

Si distinguono due categorie di sistemi strutturali:

- strutture multipiano intelaiate, definite tali quando tutti gli elementi strutturali: travi, pilastri e solai, sono collegati tra loro da vincoli di continuità;
- strutture monopiano, con elementi di copertura sostenuti da pilastri isostatici.

La distinzione ha rilevanza per quanto riguarda le verifiche dei collegamenti ed il valore da assumere per il fattore di struttura q .

Il fattore di struttura da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica è calcolato secondo quanto indicato al punto 5.3.2, con i valori di q_0 contenuti nella tabella seguente:

TABELLA 5.2

VALORI DI q_0 PER STRUTTURE PREFABBRICATE

<i>Tipologia</i>	<i>q_0</i>
Strutture a telaio	5
Strutture a pilastri isostatici	3,5

5.7.3 Collegamenti

I collegamenti tra gli elementi prefabbricati influenzano in modo sostanziale il comportamento statico dell'organismo strutturale, e quindi anche la sua risposta sotto azioni sismiche.

Per quanto riguarda i collegamenti di continuità, sono possibili le tre situazioni seguenti, a ciascuna delle quali corrisponde un diverso criterio di dimensionamento:

- a) collegamenti situati al di fuori delle zone di previsto comportamento inelastico, che non modificano quindi le capacità dissipative della struttura rispetto al caso monolitico;

- b) collegamenti situati nelle zone critiche alle estremità delle travi e dei pilastri, ma sovra-dimensionati in modo tale da spostare la plasticizzazione in zone attigue all'interno degli elementi;
- c) collegamenti situati nelle zone critiche alle estremità di travi e pilastri, e dotati delle necessarie caratteristiche in termini di duttilità e di quantità di energia dissipabile.

5.7.4 Dimensionamento dei collegamenti

5.7.4.1 Strutture intelaiate

Caso a)

Il collegamento deve essere posizionato ad una distanza dalla estremità dell'elemento, trave o pilastro, pari alla lunghezza del tratto ove è prevista armatura trasversale di contenimento, ai sensi dei punti 5.5.2.3 e 5.5.3.3, aumentata di una volta l'altezza utile della sezione.

La resistenza del collegamento, da valutare con gli stessi coefficienti parziali di sicurezza applicabili alle situazioni non sismiche, deve essere non inferiore alla sollecitazione locale di calcolo, moltiplicata per il fattore $\gamma_{Rd} = 1,15$, per entrambe le classi CD"A" e CD"B".

Caso b)

La resistenza del collegamento deve essere pari a quella che la sezione della trave o del pilastro dovrebbe possedere nell'ipotesi di costruzione monolitica, moltiplicata per un fattore γ_{Rd} pari a 1,5, per entrambe le classi CD"A" e CD"B".

Le parti degli elementi adiacenti alle unioni devono essere dimensionate con gli stessi procedimenti previsti in 5.4 per le strutture monolitiche, in funzione della classe di duttilità adottata, e dotate dei relativi dettagli di armatura (punto 5.5) che ne assicurino la prevista duttilità.

Per strutture di CD"A" non è ammessa la giunzione dei pilastri all'interno dei nodi o nelle sezioni adiacenti.

Caso c)

Fanno parte di questa tipologia le unioni che prevedono l'inserimento di barre di armatura e successivi getti di completamento in opera, effettuati dopo il posizionamento definitivo degli elementi prefabbricati.

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 ai punti 5.4 e 5.5, la struttura è assimilabile ad una di tipo monolitico.

Fanno altresì parte di questa tipologia giunzioni realizzate da elementi metallici, o comunque con dispositivi diversi dalla sezione corrente degli elementi. L'idoneità di tali giunzioni a realizzare il meccanismo inelastico previsto per le strutture a telaio, ed a soddisfare le richieste globali e locali di duttilità ciclica nella misura corrispondente al livello di duttilità "A" e "B" deve essere comprovata da prove sperimentali in vera scala su sotto-insiemi strutturali significativi.

5.7.4.2 Strutture a pilastri isostatici

Il collegamento tra pilastro ed elemento orizzontale può essere di tipo fisso (rigido o elastico), oppure scorrevole.

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 la classe CD"A", e $\gamma_{Rd} = 1,20$ per la classe CD"B".

b) la forza di taglio derivante dall'analisi con una azione sismica non ridotta del fattore di struttura ($q = 1$).

I collegamenti di tipo scorrevole devono essere dimensionati per consentire uno scorrimento pari a:

$$\Delta = (d_c^2 + d_r^2)^{1/2} \quad (5.19)$$

nella quale:

d_c è lo spostamento relativo tra le due parti della struttura collegate dall'apparecchio scorrevole, dovuto all'azione sismica e calcolato come indicato al punto 4.8, 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 dato dall'espressione:

$$d_r = X v_g / c_a \leq \sqrt{2} d_g \quad (5.20)$$

nella quale:

X è la distanza tra le fondazioni delle due parti

v_g è la velocità massima del terreno, valutata come indicato al punto 3.2.4

c_a è la velocità di propagazione apparente delle onde sismiche nel terreno, che in assenza di dati più attendibili può essere assunta pari a 3000 m/s per terreni di tipo A, 2000 m/s per terreni di tipo B e C e 1500 m/s per terreni di tipo D ed E

d_g è lo spostamento massimo del terreno, calcolato come indicato al punto 3.2.4.

5.8 EDIFICI IN ZONA 4

Gli edifici con struttura in cemento armato da edificarsi in zona 4 possono essere calcolati applicando le regole valide per la progettazione «non sismica», alle seguenti condizioni.

— Deve essere considerata la combinazione di azioni di cui all'espressione (3.9), applicando in due direzioni ortogonali il sistema di forze orizzontali definito dalle espressioni (4.2) e (4.3), in cui si assumerà $S_d(T_1) = 0,05$. Le relative verifiche di sicurezza vanno effettuate in modo indipendente nelle due direzioni, allo stato limite ultimo.

— I diaframmi orizzontali devono rispettare quanto prescritto al punto 5.4.4.

— Le travi devono rispettare in entrambe le direzioni le prescrizioni di cui ai punti 5.5.2.1, 5.5.2.2 e 5.5.2.3, limitatamente a quanto previsto per la classe di duttilità B.

— I pilastri devono rispettare le prescrizioni di cui ai punti 5.5.3.2 e 5.5.3.3, limitatamente a quanto previsto per la classe di duttilità B.

— Nei nodi trave-pilastro non confinati, ai sensi del punto 5.4.3.1, devono essere disposte staffe di contenimento in quantità almeno pari alla maggiore prevista nelle zone del pilastro inferiore e superiore adiacenti al nodo.

— Alla base delle pareti, per un'altezza pari alla lunghezza in pianta (l) della parete stessa, in vicinanza dei due bordi per una lunghezza pari a $0,20 l$ su ciascun lato, va disposta un'armatura trasversale costituita da tondini di diametro non inferiore a 8 mm, disposti in modo da fermare tutte le barre verticali con un passo non superiore a 10 volte il diametro della barra o a 25 cm.

— Le strutture prefabbricate devono rispettare quanto previsto al punto 5.7.4, limitatamente alla classe di duttilità B.

6. EDIFICI IN ACCIAIO

6.1 GENERALITÀ

6.1.1 Premessa

Per la progettazione delle strutture in acciaio si applicano le prescrizioni fornite dalle normative vigenti. Le regole addizionali fornite nel seguito si riferiscono alle strutture in acciaio in zona sismica.

6.1.2 Principi di progettazione

Gli edifici sismo-resistenti in acciaio devono essere progettati in accordo con uno dei seguenti comportamenti strutturali:

- a) comportamento strutturale dissipativo
- b) comportamento strutturale non-dissipativo

Nel caso a) deve essere presa in considerazione la capacità di parti della struttura (zone dissipative) di resistere alle azioni sismiche oltre il campo elastico. Nella determinazione dello spettro di progetto, il fattore di struttura q è assunto maggiore dell'unità. Il valore del fattore di struttura dipende dalla tipologia strutturale e dai criteri di progettazione adottati.

Nel caso b) gli effetti delle azioni sismiche sono calcolati, indipendentemente dalla tipologia strutturale, mediante l'analisi elastica globale senza tener conto del comportamento del materiale in campo non-lineare. Nella determinazione dello spettro di progetto, il fattore di struttura q deve essere assunto unitario.

Nel caso di comportamento strutturale non dissipativo, la resistenza delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata in accordo con le regole presentate nella vigente normativa, non essendo necessario soddisfare i requisiti di duttilità forniti al punto 6.5.

6.2 MATERIALI

L'acciaio costituente le membrature, le saldature ed i bulloni deve essere conforme ai requisiti prescritti nelle norme sulle costruzioni in acciaio, ove non diversamente specificato.

Qualora l'acciaio impiegato sia di qualità diversa da quella prevista in progetto si dovrà procedere ad una ricalcolazione della struttura per dimostrarne l'adeguatezza.

Per le zone dissipative si applicano le seguenti regole addizionali:

— per gli acciai da carpenteria, comunque conformi alla normativa vigente, il rapporto fra la tensione di rottura f_u e la tensione di snervamento f_y deve essere maggiore di 1.20 e l'allungamento a rottura misurato su provino standard deve essere non inferiore al 20%;

— le saldature devono essere di prima classe;

— i collegamenti bullonati devono essere realizzati con bulloni ad alta resistenza di classe 8.8 o 10.9 comunque serrati in maniera tale da raggiungere un precarico pari a quello prescritto per le giunzioni ad attrito. L'impiego di bulloni di classe 12.9 è consentito solo nel caso di unioni a taglio.

6.3 TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORE DI STRUTTURA

6.3.1 Tipologie strutturali

Le strutture sismo-resistenti in acciaio possono essere distinte nelle seguenti tipologie strutturali in accordo con il loro comportamento sotto azioni orizzontali:

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) **controventi reticolari 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 a compressione delle aste strettamente necessarie ad equilibrare i carichi esterni. I controventi reticolari concentrici possono essere distinti nelle seguenti tre categorie:

— **controventi con diagonale tesa attiva,** in cui le forze orizzontali vengono assorbite dalle sole diagonali tese, trascurando le diagonali compresse.

— **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.

— **controventi a K,** in cui il punto d'intersezione delle diagonali giace su di una colonna. Questa categoria non deve essere considerata dissipativa in quanto il meccanismo di collasso coinvolge la colonna. Pertanto, si deve assumere $q = 1$.

c) **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 dissipativi quando la plasticizzazione dei traversi dovuta alla flessione e/o al taglio precede il raggiungimento della resistenza ultima delle membrature tese o compresse.

d) **strutture a mensola o a pendolo invertito:** costituite da membrature pressoinflesse in cui le zone dissipative sono collocate alla base.

e) **strutture intelaiate controventate:** nelle quali le azioni orizzontali sono assorbite sia da telai che da controventi agenti nel medesimo piano.

6.3.2 Criteri di dimensionamento

La duttilità e le capacità dissipative di un organismo strutturale sotto azioni sismiche di tipo distruttivo dipendono non solo dalla tipologia strutturale, ma anche dai criteri di dimensionamento adottati e dal dettaglio costruttivo delle zone dissipative. Con riferimento alle strutture intelaiate ed alle strutture con controventi sia concentrici che eccentrici, in relazione ai criteri di dimensionamento adottati, si distinguono due classi di duttilità:

— strutture a bassa duttilità;

— strutture ad alta duttilità.

A tali strutture corrispondono, rispettivamente, i seguenti criteri di dimensionamento:

— criteri puramente elastici, quando le membrature costituenti l'organismo strutturale vengono dimensionate sulla base dei valori delle azioni interne ricavati dall'analisi elastica globale.

— criteri semplificati per il controllo del meccanismo di collasso, quando il dimensionamento degli elementi non dissipativi viene effettuato nel rispetto del criterio di gerarchia delle resistenze.

6.3.3 Fattore di struttura

Il fattore di struttura q introdotto per tener conto della capacità di dissipazione dell'energia sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dai criteri di dimensionamento, dalla duttilità locale delle membrature e dal grado di regolarità della configurazione strutturale. Pertanto, esso viene espresso per ciascuna tipologia strutturale nella forma seguente:

$$q = \Psi_R q_0 \quad (6.1)$$

dove:

— q_0 è il valore di riferimento del fattore di struttura dipendente dalla tipologia strutturale e dai criteri di dimensionamento adottati (classe di duttilità);

— Ψ_R è un coefficiente di riduzione che tiene conto delle risorse di duttilità locale delle membrature impiegate. I valori di Ψ_R per le diverse categorie di appartenenza delle membrature sono dati in 6.5.3.1.

Per ciascuna tipologia strutturale il valore di riferimento q_0 del fattore di struttura è dato in tabella 6.1 per le due classi di duttilità, bassa e alta.

VALORI DI q_0 PER LE DIVERSE TIPOLOGIE STRUTTURALI E LE DIVERSE CLASSI DI DUTTILITÀ

TIPOLOGIA STRUTTURALE	CLASSE DI DUTTILITÀ	
	BASSA	ALTA
Strutture intelaiate	4	$5\alpha_u/\alpha_1$
Controventi reticolari concentrici	2	4
Controventi eccentrici	4	$5\alpha_u/\alpha_1$
Strutture a mensola o a pendolo invertito	2	—

Tali valori di q_0 sono da intendersi validi a patto che vengano rispettate le regole di progettazione fornite al punto 6.5. In particolare, essi richiedono collegamenti a completo ripristino di resistenza progettati con un margine di sovrarresistenza tale da consentire il completo sviluppo delle risorse di duttilità locale delle membrature collegate. Tale requisito richiede che siano soddisfatte le regole di progettazione di cui al punto 6.5.3.2.

Nella tabella 6.1:

α_1 è il moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la sua resistenza flessionale

α_u è il moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile o avere instabilità globale.

Il valore di α_u/α_1 può essere calcolato per mezzo di un'analisi statica non lineare (punto 4.5.4) e non può in ogni caso essere assunto superiore a 1,5.

Qualora non si proceda ad una analisi non lineare per la valutazione di α_u/α_1 , i seguenti valori possono essere adottati:

edifici a telaio di un piano	$\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$
edifici a telaio a più piani, con una sola campata	$\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$
edifici a telaio con più piani e più campate	$\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$
edifici con controventi eccentrici	$\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$

Nel caso di strutture costituite da membrature appartenenti a diverse categorie di duttilità (punto 6.5.3.1), il valore di Ψ_R deve essere assunto pari a quello della categoria inferiore.

6.4 ANALISI STRUTTURALE

Nella modellazione dell'organismo strutturale, gli impalcati si possono considerare rigidi nel proprio piano ai fini della analisi strutturale senza ulteriori verifiche, se

- essi sono realizzati in cemento armato in accordo con il capitolo 5 di questa norma;
- le eventuali aperture non influenzano significativamente la rigidità globale nel loro piano.

6.5 REGOLE DI PROGETTO E DI DETTAGLIO PER STRUTTURE DISSIPATIVE

6.5.1 Generalità

Le regole di progetto fornite in 6.5.2 si applicano alle parti delle strutture sismo-resistenti progettate in accordo con il concetto di comportamento strutturale dissipativo. Tali regole si ritengono soddisfatte se anche le successive regole di dettaglio fornite in 6.5.3 sono rispettate.

6.5.2 Regole di progetto

Le strutture con zone dissipative devono essere progettate in maniera tale che queste zone si sviluppino in quelle parti della struttura in cui la plasticizzazione o l'instabilità locale o altri fenomeni di degrado dovuti al comportamento isteretico non influenzano la stabilità globale della struttura.

Le parti strutturali delle zone dissipative devono avere adeguata resistenza e duttilità.

La resistenza deve essere verificata in accordo con la normativa vigente.

Le parti non dissipative delle strutture dissipative ed i collegamenti delle parti dissipative al resto della struttura devono possedere una sufficiente sovrarresistenza per consentire lo sviluppo della plasticizzazione ciclica delle parti dissipative.

6.5.3 Regole di dettaglio per tutte le tipologie strutturali

6.5.3.1 Parti compresse delle membrature

Sufficiente duttilità locale delle membrature o di parti di membrature soggette a compressione deve essere assicurata limitando i rapporti larghezza-spessore b/t delle parti che compongono la sezione.

In funzione della loro capacità di deformazione plastica, le membrature si distinguono in tre categorie di duttilità:

— **duttili**, quando l'instabilità locale delle parti compresse della sezione si sviluppa in campo plastico ed è sufficientemente ritardata in maniera tale che la membratura sia in grado di sviluppare grandi deformazioni plastiche in regime incrudente senza significative riduzioni della capacità portante;

— **plastiche**, quando l'instabilità locale si sviluppa in campo plastico, ma i rapporti larghezza-spessore non sono tali da consentire deformazioni plastiche significative;

— **snelle**, quando l'instabilità locale avviene in campo elastico, senza consentire l'inizio di plasticizzazioni.

Nel caso di profili a doppio T, inflessi o pressoinflessi, e con riferimento agli usuali acciai da carpenteria, ai fini della suddetta classificazione si può impiegare il seguente parametro s che esprime il rapporto fra la tensione che determina la instabilità locale e la tensione di snervamento:

$$s = \frac{1}{0.695 + 1.632\lambda_f^2 + 0.062\lambda_w^2 - 0.602 \frac{b_f}{L^*}} \leq \frac{f_u}{f_y} \quad (6.2)$$

dove f_u è la tensione ultima, f_y è la tensione di snervamento, b_f è la larghezza delle flange, L^* è la distanza tra il punto di nullo del diagramma del momento e la cerniera plastica (zona dissipativa), λ_f e λ_w sono parametri di snellezza delle flange e dell'anima, dati da:

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2 \cdot t_f} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad (6.3)$$

$$\lambda_w = \frac{d_{w,e}}{t_w} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad (6.4)$$

essendo t_f lo spessore delle flange, t_w lo spessore dell'anima $d_{w,e}$ la parte compressa dell'anima data da:

$$d_{w,e} = \frac{d_w}{2} \left(1 + \frac{A}{A_w} \rho \right) \leq d_w \quad (6.5)$$

dove: d_w è l'altezza dell'anima,

A è l'area della sezione,

A_w è l'area dell'anima

$\rho = N_{sd}/Af_y$ è il rapporto fra lo sforzo normale di progetto e lo sforzo normale plastico.

I valori limite del parametro s che identificano le diverse categorie di comportamento delle membrature sono:

— duttili $s \geq 1.20$

— plastiche $1 \leq s < 1.20$

— snelle $s \leq 1.00$

I valori q_0 del fattore di struttura forniti al punto 6.3.3 sono da intendersi come valori di riferimento validi nel caso di membrature di prima classe. Pertanto, ai suddetti valori si applicano i seguenti coefficienti di riduzione in accordo con la categoria delle membrature in cui sono collocate le zone dissipative:

— duttili $\Psi_R = 1.00$

— plastiche $\Psi_R = 0.75$

— snelle $\Psi_R = 0.50$

L'impiego di membrature snelle è consentito solo in zone di bassa sismicità.

6.5.3.2 Parti tese delle membrature

Nel caso di membrature tese o di parti di membrature, 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. Ciò richiede il rispetto della relazione seguente:

$$\frac{A_{net}}{A} \geq 1.25 \cdot \frac{f_y}{f_u} \quad (6.6)$$

essendo A_{net} l'area netta in corrispondenza dei fori ed A l'area lorda.

6.5.3.3 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 di prima classe 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:

$$R_d \geq 1.20 \cdot s \cdot R_y \quad (6.7)$$

dove: R_d è la resistenza di progetto del collegamento

R_y è la resistenza plastica della membratura collegata.

Nel caso di membrature duttili e plastiche, il coefficiente s (6.2) tiene conto della sovrarresistenza che la membratura può sviluppare a seguito dell'incrudimento ($1 \leq s \leq f_u/f_y$, essendo f_u e f_y rispettivamente la tensione ultima e la tensione di snervamento della membratura collegata).

Il requisito di sovrarresistenza dei collegamenti non deve essere applicato nel caso di collegamenti speciali progettati allo scopo di contribuire significativamente alla dissipazione dell'energia sismica. L'efficacia di tali collegamenti in termini di resistenza, rigidità e capacità di dissipare energia deve essere dimostrata mediante opportune prove sperimentali.

Nel caso di collegamenti bullonati soggetti a taglio, il collasso per rifollamento deve precedere il collasso a taglio dei bulloni. I bulloni devono essere adeguatamente serrati secondo quanto prescritto per giunti ad attrito.

6.5.3.4 Fondazioni

Il valore di progetto delle azioni deve essere dedotto nell'ipotesi di formazione di cerniere plastiche al piede delle colonne, tenendo conto della resistenza effettiva che tali cerniere sono in grado di sviluppare a causa dell'incrudimento.

6.5.3.5 Diaframmi e controventi orizzontali

È necessario verificare che i diaframmi ed i controventi orizzontali siano in grado di trasmettere nel loro piano ai diversi elementi sismo-resistenti verticali da essi collegati le forze derivanti dalla analisi di insieme dell'edificio moltiplicate per un fattore di amplificazione pari a 1.5.

Per le parti in cemento armato dei diaframmi orizzontali le seguenti regole vanno rispettate:

- i diaframmi devono essere armati in due direzioni ortogonali e le armature devono essere opportunamente ancorate;
- quando il diaframma presenta nervature parallele, armature aggiuntive devono essere disposte nella soletta nella direzione ad esse ortogonale (almeno $2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$);
- possono essere impiegate piastre prefabbricate, purché ciascuna sia armata in due direzioni ortogonali e siano collegate alle travi di appoggio e fra loro nei quattro vertici in modo da creare un sistema a traliccio nel piano orizzontale.

6.5.4 Regole di dettaglio per le strutture intelaiate

6.5.4.1 Classi di duttilità

In relazione ai criteri di progettazione adottati, le zone dissipative nei telai possono essere collocate alle estremità delle travi, alle estremità delle colonne, nei pannelli nodali e nei collegamenti.

Al fine di conseguire un comportamento duttile, i telai devono essere progettati in maniera tale che le cerniere plastiche si formino nelle travi piuttosto che nelle colonne. Questo requisito non è richiesto con riferimento alle sezioni di base del telaio, alle sezioni di sommità delle colonne dell'ultimo piano degli edifici multipiano e nel caso di edifici monopiano.

Tale obiettivo può essere conseguito in maniera più o meno estesa in funzione dei criteri di progettazione adottati. Pertanto, a tale riguardo i telai si distinguono in:

- telai a bassa duttilità;
- telai ad alta duttilità.

6.5.4.2 Requisiti comuni alle due classi di duttilità

Collegamenti trave-colonna

I collegamenti trave-colonna devono essere progettati in maniera tale da possedere una adeguata sovrarresistenza per consentire la formazione delle cerniere plastiche alle estremità delle travi.

Tale requisito si ritiene soddisfatto se la seguente condizione risulta verificata:

$$M_{j,Rd} \geq 1.20 \cdot s \cdot M_{b,Rd} \quad (6.8)$$

essendo $M_{j,Rd}$ la resistenza flessionale di progetto dei collegamenti trave-colonna e $M_{b,Rd}$ la resistenza flessionale di progetto delle travi collegate. Ai fini della valutazione della aliquota di sovrarresistenza s che la trave è in grado di sviluppare per effetto dell'incrudimento, prima che si manifesti l'instabilità locale della flangia compressa, si può utilizzare la (6.2) nell'ipotesi che al collasso il punto di nullo del diagramma del momento sia in mezzera, assumendo cioè:

$$L^* = \frac{L}{2} \quad (6.9)$$

essendo L la lunghezza della trave e, per $\rho = 0$

$$\lambda_w = \frac{d_w}{2t_w} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad (6.10)$$

Instabilità flessotorsionale delle travi

Le travi devono possedere sufficiente resistenza nei confronti della instabilità laterale o flessotorsionale nella ipotesi di formazione di una cerniera plastica ad una delle estremità.

Verifiche di resistenza delle travi

Con riferimento alle cerniere plastiche nelle travi, è necessario verificare che la resistenza flessionale plastica e la capacità rotazionale non siano ridotti dalle contemporanee azioni di sforzo normale e taglio. A tale scopo, nelle sezioni in cui è attesa la formazione delle cerniere plastiche devono essere verificate le seguenti relazioni:

$$M_{Sd} < M_{pl,Rd} \quad (6.11)$$

$$N_{Sd} < 0.15 \cdot N_{pl,Rd} \quad (6.12)$$

$$V_{g,Sd} + V_{M,Sd} \leq 0.5 \cdot V_{pl,Rd} \quad (6.13)$$

dove: M_{Sd} e N_{Sd} sono i valori di progetto del momento flettente e dello sforzo assiale risultanti dall'analisi strutturale;

$M_{pl,Rd}$, $N_{pl,Rd}$ e $V_{pl,Rd}$ sono i valori delle resistenze plastiche di progetto, flessionale, assiale e tagliante;

$V_{g,Sd}$ è la sollecitazione di taglio di progetto dovuta alle azioni non-sismiche;

$V_{M,Sd}$ è la forza di taglio dovuta all'applicazione dei momenti resistenti $M_{pl,Rd}$ alle estremità della trave, con segno tale da produrre un diagramma dei momenti intrecciato (a doppia curvatura).

Collegamenti colonna-fondazione

Alla base del telaio, il collegamento delle colonne alla fondazione deve essere progettato in maniera tale da possedere una adeguata sovrarresistenza allo scopo di consentire la plasticizzazione delle sezioni di base delle colonne. Tale requisito si può ritenere soddisfatto quando il momento flettente di progetto del collegamento della colonna alla fondazione viene assunto pari a:

$$M_{Sd} = 1.20(s - \rho) \cdot M_{pl,Rd} \quad (\text{con } s > \rho) \quad (6.14)$$

dove: $M_{pl,Rd}$ è il momento plastico di progetto della sezione delle colonne;

ρ è il valore adimensionale dello sforzo normale di progetto $\left(\rho = \frac{N_{sd}}{Af_y}\right)$

s è ancora dato dalla (6.2), calcolando il parametro di snellezza dell'anima (λ_w) attraverso le (6.4) e (6.5).

Verifica a taglio delle colonne

L'azione di taglio nelle colonne risultante dall'analisi strutturale deve rispettare la seguente limitazione:

$$V_{Sd} \leq 0.5 \cdot V_{pl,Rd} \quad (6.15)$$

Pannelli nodali

I pannelli nodali dei collegamenti trave-colonna devono essere progettati in maniera tale da escludere la loro plasticizzazione a taglio. Tale requisito si ritiene soddisfatto quando la seguente relazione risulta verificata:

$$V_{wp,Rd} \geq \frac{\sum M_{pl,Rd}}{h_b - t_f} \left(1 - \frac{h_b - t_f}{H - h_b}\right) \quad (6.16)$$

dove $\sum M_{pl,Rd}$ è la sommatoria dei momenti plastici delle travi, h_b è l'altezza della sezione della trave, H è l'altezza di interpiano e $V_{wp,Rd}$ è la resistenza di progetto del pannello nodale.

Ai fini del calcolo della resistenza di progetto a taglio del pannello nodale, l'area resistente a taglio può essere assunta pari a:

— $A_{vc} = A_c - 2b_{fc}t_{fc} + t_{fc}(t_{wc} + 2r_c)$ nel caso di colonne in profilo laminato, essendo A_c l'area della colonna, b_{fc} e t_{fc} la larghezza e lo spessore delle flange della colonna, t_{wc} lo spessore dell'anima e r_c il raggio di raccordo all'anima;

— l'area dell'anima, nel caso di colonne in profilo in composizione saldata.

6.5.4.3 Telai a bassa duttilità

I telai a bassa duttilità sono progettati mediante criteri puramente elastici, senza alcun controllo del meccanismo di collasso.

Pertanto, le sezioni delle colonne dovranno essere verificate assumendo come valori di progetto delle azioni di sforzo normale N_{Sd} , momento flettente M_{Sd} e taglio V_{Sd} quelli derivanti dalla analisi elastica globale.

6.5.4.4 Telai ad alta duttilità

I telai ad alta duttilità sono progettati mediante criteri semplificati per il controllo del meccanismo di collasso. In particolare, rientra in tale ambito il criterio di gerarchia trave-colonna.

Questo criterio viene qui formulato in maniera tale che, in corrispondenza di ogni nodo, i momenti plastici di progetto delle colonne che convergono nel nodo siano maggiori delle sollecitazioni flessionali che si possono verificare nelle stesse nell'ipotesi che le travi abbiano raggiunto la loro resistenza flessionale ultima.

Nell'applicazione del criterio suddetto è necessario considerare l'influenza dello sforzo normale.

Pertanto, il criterio di gerarchia trave-colonna si ritiene soddisfatto quando per le colonne convergenti in ogni nodo risulta:

$$M_{c,Rd,red} \geq 1.20(M_{c,Sd,G} + \alpha \cdot M_{c,Sd,E}) \quad (6.17)$$

dove $M_{c,Rd,red}$ è la resistenza flessionale di progetto ridotta per la presenza dello sforzo normale, $M_{c,Sd,G}$ è la sollecitazione di progetto dovuta ai soli carichi verticali, $M_{c,Sd,E}$ è la sollecitazione flessionale di progetto dovuta alle sole azioni sismiche ed α è il massimo valore dei rapporti:

$$\alpha_i = \frac{s \cdot M_{b,Rd,i} - M_{c,Sd,G,i}}{M_{c,Sd,E,i}} \quad (6.18)$$

calcolati con riferimento alle travi convergenti nel nodo in esame (i indica l' i -esima trave). Il valore dello sforzo normale da considerare nel calcolo di $M_{c,Rd,red}$ risulta pari a:

$$N_{c,Sd} = N_{c,Sd,G} + \alpha \cdot N_{c,Sd,E} \quad (6.19)$$

dove $N_{c,Sd,G}$ è lo sforzo normale dovuto ai soli carichi verticali e $N_{c,Sd,E}$ è lo sforzo normale dovuto alle sole azioni sismiche ed α è fornito dalla (6.18).

Il rispetto della (6.17) non è necessario al piano superiore degli edifici multipiano e nel caso degli edifici monopiano.

6.5.5 Regole di dettaglio per i controventi concentrici

6.5.5.1 Classi di duttilità

Nel caso dei controventi concentrici il comportamento sismico inelastico ed, in particolare, la capacità di sviluppare un comportamento di tipo dissipativo sono in parte influenzati dai criteri di dimensionamento adottati, ma dipendono anche dalla tipologia di controvento. Pertanto, in relazione a tali fattori si distinguono due classi di duttilità

- controventi concentrici a bassa duttilità
- controventi concentrici ad alta duttilità.

6.5.5.2 Requisiti comuni alle due classi di duttilità

I controventi concentrici devono essere progettati in maniera tale che la plasticizzazione delle diagonali tese abbia luogo prima della plasticizzazione o della instabilità delle travi o delle colonne e prima del collasso dei collegamenti.

Le diagonali di controvento devono essere dimensionate in maniera tale che ad ogni piano la struttura esibisca, in ogni direzione controventata, variazioni di rigidezza laterale, sotto inversione della direzione delle azioni sismiche, inferiori al 2.5%.

La snellezza adimensionale delle diagonali $\bar{\lambda}$, data dal rapporto fra la snellezza λ e la snellezza al limite elastico λ_y deve essere inferiore ad 1.5 allo scopo di prevenire l'instabilità in campo elastico.

La progettazione dei collegamenti delle diagonali alle altre parti strutturali deve garantire il rispetto del seguente requisito di sovrarresistenza:

$$R_{j,d} \geq \frac{f_u}{f_y} N_{pl,Rd} \quad (6.20)$$

dove: $R_{j,d}$ è la resistenza di progetto del collegamento

$N_{pl,Rd}$ la resistenza plastica di progetto della diagonale collegata.

Le membrature di controvento devono appartenere alla prima o alla seconda categoria. 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.

Le piastre di nodo delle membrature di controvento devono essere progettate in maniera tale da sopportare la resistenza di progetto a compressione delle stesse, senza instabilità locale della piastra di fazzoletto.

Nei controventi a V, le travi intersecate dalle membrature di controvento devono essere in grado di sostenere i carichi verticali assumendo che il controvento non sia presente. Le flange, superiore ed inferiore, della trave in corrispondenza del punto di intersezione con il controvento devono essere progettate per sostenere una forza laterale pari all'1.5% della resistenza nominale delle flange ($b_f t_f f_y$).

6.5.5.3 Controventi concentrici a bassa duttilità

Indipendentemente dalla tipologia del controvento, le travi e le colonne dei controventi concentrici a bassa duttilità possono essere progettati sulla base delle sollecitazioni derivanti dalla analisi elastica globale. I collegamenti delle diagonali alle altre parti strutturali devono soddisfare i requisiti del punto 6.5.5.2.

In generale, appartengono comunque a questa classe tutti gli schemi di controvento in cui il punto di intersezione delle membrature di controvento giace su di una trave, come avviene in particolare nello schema a V dritta o inversa.

6.5.5.4 Controventi concentrici ad alta duttilità

I controventi concentrici a croce di S. Andrea possono considerarsi ad alta duttilità quando la resistenza di progetto di travi e colonne a sollecitazioni di tipo assiale soddisfa il seguente requisito:

$$N_{Rd} (M_{Sd}) \geq 1.20(N_{Sd,g} + \alpha \cdot N_{Sd,E}) \quad (6.21)$$

dove: $N_{Rd}(M_{Sd})$ è la resistenza di progetto all'instabilità, della trave o della colonna, in presenza della sollecitazione flessionale di progetto M_{Sd} ;

$N_{Sd,g}$ è la sollecitazione assiale di progetto, della trave o della colonna, dovuta ai carichi di tipo non sismico nella combinazione di carico corrispondente alla situazione sismica di progetto;

$N_{Sd,E}$ è la sollecitazione assiale di progetto, della trave o della colonna, dovuta alle forze sismiche di progetto; α è il più grande tra i coefficienti di sovraresistenza

$$\alpha_i = \frac{\frac{f_u}{f_y} N_{pl,Rd,i}}{N_{Sd,i}} \quad (6.22)$$

calcolati per tutte le diagonali del sistema di controvento, essendo $N_{pl,Rd,i}$ la resistenza plastica di progetto della i -esima diagonale, $N_{Sd,i}$ la sollecitazione assiale di progetto della stessa diagonale nella situazione sismica di progetto.

6.5.6 Regole di dettaglio per i controventi eccentrici

6.5.6.1 Definizione di «link»

I controventi eccentrici si fondano sull'idea di irrigidire i telai per mezzo di diagonali eccentriche che dividono la trave in due o più parti. La parte più corta in cui la trave risulta suddivisa viene chiamata «link» ed ha il compito di dissipare l'energia sismica attraverso deformazioni plastiche cicliche taglianti e/o flessionali.

I «link» 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 del «link», si adotta la classificazione seguente:

$$\text{— «link corti»: } e \leq 1.6 \frac{M_{l,Rd}}{V_{l,Rd}} \quad (6.23)$$

$$\text{— «link intermedi»: } 1.6 \frac{M_{l,Rd}}{V_{l,Rd}} \leq e \leq 3 \frac{M_{l,Rd}}{V_{l,Rd}} \quad (6.24)$$

$$\text{— «link lunghi»: } e \geq 3 \frac{M_{l,Rd}}{V_{l,Rd}} \quad (6.25)$$

dove $M_{l,Rd}$ e $V_{l,Rd}$ sono, rispettivamente, la resistenza flessionale e la resistenza a taglio di progetto del «link», quest'ultima calcolata assumendo come area resistente a taglio quella dell'anima.

6.5.6.2 Resistenza ultima dei «link»

La resistenza ultima dei «link» (M_u, V_u), a causa di diversi effetti, quali l'incrudimento, la partecipazione dell'eventuale soletta dell'impalcato e l'aleatorietà della tensione di snervamento, può essere ben maggiore di $M_{l,Rd}$ e $V_{l,Rd}$. Sulla base dei risultati sperimentali disponibili, la sovraresistenza dovuta all'incrudimento può essere calcolata mediante le seguenti relazioni:

$$\text{— per } e \leq 1.6 \frac{M_{l,Rd}}{V_{l,Rd}}$$

$$M_u = 0.75 \cdot e \cdot V_{l,Rd} \quad (6.26)$$

$$V_u = 1.5 \cdot V_{l,Rd} \quad (6.27)$$

$$\text{— per } e \geq 3 \frac{M_{l,Rd}}{V_{l,Rd}}$$

$$M_u = 1.5 \cdot M_{l,Rd} \quad (6.28)$$

$$V_u = 2 \frac{M_{l,Rd}}{e} \quad (6.29)$$

Tali relazioni riguardano i «link corti» ed i «link lunghi», rispettivamente; nel caso dei «link intermedi» la resistenza ultima può essere determinata per interpolazione.

6.5.6.3 Classi di duttilità

Al fine di conseguire un comportamento duttile, i controventi eccentrici devono essere progettati in maniera tale che la plasticizzazione impegni i «link» piuttosto che le colonne. Tale obiettivo di progettazione può essere conseguito in misura più o meno estesa in funzione dei criteri di progettazione adottati. Pertanto, a tale riguardo i controventi eccentrici si distinguono in:

- controventi eccentrici a bassa duttilità
- controventi eccentrici ad alta duttilità.

6.5.6.4 Requisiti comuni alle due classi di duttilità

I collegamenti trave-colonna devono essere progettati in accordo con quanto previsto al punto 6.5.4.2.1 di questa norma.

I collegamenti colonna-fondazione devono essere progettati in accordo con quanto previsto al punto 6.5.4.2.4 di questa norma.

Il collegamento del «link» all'anima della colonna deve essere evitato.

6.5.6.5 Controventi eccentrici a bassa duttilità

I controventi eccentrici a bassa duttilità sono progettati mediante criteri puramente elastici, senza alcun controllo del meccanismo di collasso. Pertanto, le membrature dovranno essere verificate assumendo come valori di progetto delle azioni di sforzo normale N_{Sd} , momento flettente M_{Sd} e taglio V_{Sd} quelli derivanti dall'analisi elastica globale.

6.5.6.6 Controventi eccentrici ad alta duttilità

La resistenza assiale delle colonne, delle diagonali e delle travi al di fuori dei «link» deve soddisfare la seguente relazione:

$$N_{Rd} (M_{Sd}) \geq 1.20 (N_{Sd,g} + \alpha \cdot N_{Sd,E}) \quad (6.30)$$

dove, in questo caso, α deve essere assunto pari al massimo tra i rapporti:

$$\alpha_i = \frac{V_{u,i} - V_{Sd,G,i}}{V_{Sd,E,i}} \quad (6.31)$$

ed

$$\alpha_i = \frac{M_{u,i} - VM_{Sd,G,i}}{M_{Sd,E,i}} \quad (6.32)$$

calcolati per tutti i «link».

In assenza di una soletta di impalcato che impedisca lo sbandamento laterale della trave ai lati del «link», è necessario disporre opportuni ritegni laterali. In tal caso, la lunghezza libera di inflessione per la verifica di stabilità della trave ai lati del link può essere assunta pari 0.7 volte la distanza tra l'estremità del link ed il vincolo laterale.

6.5.6.7 Dettagli costruttivi

La modalità di collasso tipica dei «link corti» è rappresentata dalla instabilità inelastica a taglio dell'anima. Pertanto, allo scopo di migliorare la duttilità locale devono essere impiegati degli irrigidimenti d'anima il cui interasse a deve soddisfare le seguenti limitazioni:

$$a = 29t_w - d/5 \text{ per } \gamma_p = \pm 0.09\text{rad.} \quad (6.33)$$

$$a = 38t_w - d/5 \text{ per } \gamma_p = \pm 0.06\text{rad.} \quad (6.34)$$

$$a = 56t_w - d/5 \text{ per } \gamma_p = \pm 0.03\text{rad.} \quad (6.35)$$

essendo t_w lo spessore dell'anima, d l'altezza della trave e γ_p la massima deformazione plastica a taglio del «link».

Il comportamento dei «link lunghi» è dominato dalla plasticizzazione per flessione e, pertanto, gli irrigidimenti d'anima non sono necessari. Le modalità di collasso tipiche di tali «link» sono rappresentate dalla instabilità locale della flangia compressa e dalla instabilità flessio-torsionale. Gli irrigidimenti devono distare $1.5 b_f$ dalla estremità del «link».

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 «link corti» e travi di modesta altezza ($d \leq 60$ cm), 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 dei «link lunghi» e dei «link intermedi», gli irrigidimenti hanno lo scopo di ritardare l'instabilità locale e, pertanto, devono impegnare l'intera altezza dell'anima.

Le saldature che collegano gli elementi 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, mentre quelle che lo collegano alle flange per sopportare una sollecitazione pari a $A_{st} f_y/4$.

Il collegamento link-colonna deve essere interamente saldato.

6.5.7 *Strutture a mensola o a pendolo invertito*

Nelle strutture a mensola sismo-resistenti dissipative devono essere verificate le colonne ed il loro collegamento alla fondazione. In particolare, i collegamenti colonna-fondazione devono essere progettati in accordo con quanto previsto al punto 6.5.4 di questa norma.

Il periodo di vibrazione deve essere inferiore a 2.5 secondi e la snellezza nel piano della azione sismica deve essere inferiore a 150.

Lo sforzo assiale di progetto N_{Sd} deve essere inferiore a $N_{cre}/5$, essendo N_{cre} il carico critico euleriano nel piano di flessione. Le membrature devono essere di categoria duttile, come definita in 6.5.3.1.

6.5.8 *Strutture intelaiate controventate*

Qualora siano presenti sia telai che controventi agenti nel medesimo piano, l'azione orizzontale potrà essere ripartita in funzione delle loro rigidezze elastiche.

I telai ed i controventi dovranno essere conformi a quanto previsto nei corrispondenti punti di questa norma.

6.6 EDIFICI IN ZONA 4

Gli edifici con struttura in acciaio da edificarsi in zona 4 possono essere calcolati applicando le regole valide per la progettazione «non sismica», alle seguenti condizioni:

— deve essere considerata la combinazione di azioni di cui all'espressione (3.9), applicando in due direzioni ortogonali il sistema di forze orizzontali definito dalle espressioni (4.2) e (4.3), in cui si assumerà $Sd(T) = 0,05$. Le relative verifiche di sicurezza vanno effettuate in modo indipendente nelle due direzioni, allo stato limite ultimo;

— i diaframmi orizzontali devono rispettare quanto prescritto al punto 6.5.3.5;

— per le membrature sono rispettati i punti 6.5.3.1, 2, 3, 4 per quanto attiene alle strutture a bassa duttilità; nelle strutture intelaiate sono rispettati i punti 6.5.4.3 riguardanti le strutture di classe B;

— nelle strutture controventate, sono rispettati i punti 6.5.5.3 nel caso di controventi concentrici e 6.5.6.4 e 5 nel caso di controventi eccentrici. In entrambi i casi si fa riferimento a quanto riportato per le strutture a bassa duttilità.

7. EDIFICI IN STRUTTURA COMPOSTA ACCIAIO-CALCESTRUZZO

7.1 GENERALITÀ

7.1.1 Premessa

Per le costruzioni composte in acciaio e calcestruzzo si adottano nel seguito i principi e i metodi di progettazione contenuti nelle normative vigenti e nelle istruzioni CNR 10016-98, Strutture composte di acciaio e calcestruzzo, Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni (Bollettino Ufficiale CNR - n. 194 - 2000).

Le regole aggiuntive fornite nel seguito si riferiscono alle strutture composte in calcestruzzo e acciaio in zona sismica ed integrano quelle riportate ai punti 5 e 6.

7.1.2 Principi di progettazione

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 acciaio strutturale

c) comportamento strutturale non-dissipativo.

Nei casi a) e b) deve essere presa in considerazione la capacità di parti della struttura (zone dissipative) di rispondere alle azioni sismiche oltre il campo elastico. Nella determinazione dello spettro di progetto, il fattore di struttura q è assunto maggiore dell'unità. Il valore del fattore di struttura dipende dalla tipologia strutturale e dai criteri di progettazione adottati.

Nel caso b), non si deve prendere in considerazione nelle zone dissipative l'azione composta, pertanto l'assunzione di un siffatto comportamento strutturale è subordinata strettamente 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 alle istruzioni CNR 10016-98 per le combinazioni di carico non sismiche e con riferimento al punto 7.6 delle presenti norme in caso di combinazioni di carico comprendenti gli effetti sismici.

Nel caso c) gli effetti delle azioni sismiche sono calcolati, indipendentemente dalla tipologia strutturale, mediante l'analisi elastica globale senza tener conto del comportamento del materiale in campo non-lineare, ma tenendo conto della riduzione della rigidità flessionale nelle zone in cui l'azione flettente conduce alla fessurazione del calcestruzzo, secondo quanto riportato al punto 7.4 e ai punti 7.7, 7.8, 7.9 recanti i principi su cui si deve basare l'analisi strutturale. Nella determinazione dello spettro di progetto, il fattore di struttura q deve essere assunto unitario. Per la valutazione della resistenza delle membrature e dei collegamenti si possono adottare i metodi contenuti nei Decreti Ministeriali vigenti e nelle istruzioni CNR 10016-98, non dovendo essere soddisfatti i requisiti di duttilità forniti al punto 7.5.

Le regole di progettazione per le strutture con zone dissipative composte - comportamento tipo a) - sono orientate a garantire lo sviluppo di meccanismi di deformazione plastica locale efficaci e una risposta globale della struttura capace di dissipare la maggiore quantità di energia; tale scopo si ritiene conseguito se i criteri generali e specifici di progettazione di seguito riportati sono soddisfatti.

7.2 MATERIALI

7.2.1 Calcestruzzo

Si applica quanto riportato al punto 5.2.1. Non rientrano nel campo di applicazione delle presenti regole di progettazione i calcestruzzi di classe superiore alla C40/50, quindi con resistenza caratteristica cilindrica superiore a 40 MPa e cubica superiore a 50 MPa.

7.2.2 Acciaio per armatura

Le seguenti prescrizioni si applicano sia alle armature che alle reti elettrosaldate collocate nelle zone dissipative:

— Per le strutture ad alta duttilità si devono soddisfare i requisiti prescritti al punto 5.2.2.

— Nel caso di strutture a bassa duttilità e in tutte le regioni di strutture non dissipative in cui sono presenti elevati livelli di sforzo, le caratteristiche meccaniche e deformative dell'armatura devono rispettare le seguenti limitazioni:

— Allungamento uniforme al carico max (valore frattile 10% inferiore): $\epsilon_{su,k} > 5\%$

— Valore caratteristico del rapporto di incrudimento: $(f_t/f_y)_k \geq 1,08$

7.2.3 Acciaio strutturale

Si applicano le prescrizioni di cui al punto 6.2.

7.3 TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORE DI STRUTTURA

7.3.1 *Tipologie strutturali*

Le costruzioni composte acciaio-calcestruzzo in zona sismica possono essere realizzate con riferimento alle tipologie strutturali descritte al punto 6.3 e con le limitazioni di cui al punto 4.11:

c) strutture intelaiate nelle quali le travi o le colonne possono essere composte acciaio-calcestruzzo;

d) strutture con controventi concentrici nelle quali le travi o le colonne possono essere composte acciaio-calcestruzzo; i controventi devono essere realizzati in acciaio strutturale;

e) strutture con controventi eccentrici nelle quali le aste che non contengono i controventi possono essere composte oppure in acciaio strutturale. I link dissipativi devono essere realizzati in acciaio strutturale e la dissipazione di energia conseguita per plasticizzazione a taglio degli stessi;

f) strutture a pendolo inverso.

7.3.2 *Criteri di dimensionamento*

Si applicano le prescrizioni di cui al punto 6.3.2.

7.3.3 *Fattori di struttura*

Si applicano le prescrizioni di cui al punto 6.3.3.

7.4 ANALISI STRUTTURALE

7.4.1 *Generalità*

Le prescrizioni contenute nella presente sezione si applicano sia al metodo di analisi mediante forze statiche equivalenti, che al metodo di analisi basato sulla risposta modale della struttura.

7.4.2 *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 compresso nella larghezza efficace (7.6.3).

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 , per cui vanno portate in conto le sole componenti metalliche della sezione, profilo strutturale e armatura collocata nella larghezza efficace.

L'analisi va effettuata differenziando la rigidezza flessionale in modo da portare in conto il contributo del solo calcestruzzo compresso; le distribuzioni delle rigidezze sono riportate in 7.7.1.

7.5 CRITERI DI PROGETTO E DETTAGLI PER STRUTTURE DISSIPATIVE

7.5.1 *Generalità*

I criteri di progetto riportati in 7.5.2 si applicano a tutte le strutture nelle quali si attribuisce ad elementi o parti di struttura una risposta sismica di tipo dissipativo.

I citati criteri di progetto si considerano soddisfatti se le prescrizioni sui dettagli costruttivi contenuti in 7.5.3, 7.5.4, nonché nelle sezioni relative alle specifiche tipologie strutturali sono osservate.

7.5.2 *Criteri di progetto per le 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.

La resistenza va valutata per le parti in carpenteria metallica - comportamento tipo *b*) - secondo quanto indicato nel D.M. 9 gennaio 1996 e nella sezione 6. In tutti i casi in cui la regione dissipativa è di tipo composto, la resistenza va calcolata facendo riferimento al Decreto Ministeriale vigente ed alle istruzioni CNR 10016-98 e alle regole specifiche riportate nel presente documento.

La duttilità va invece conseguita facendo ricorso ad appositi ed efficaci dettagli costruttivi.

La capacità dissipativa può essere attribuita sia agli elementi che ai collegamenti; in quest'ultimo caso è obbligatorio effettuare la valutazione quantitativa dell'effetto di tali connessioni sulla risposta della struttura.

Nei casi in cui la capacità dissipativa è collocata nelle membrature, le connessioni e tutte le componenti della struttura non dissipative devono essere dotate di adeguata sovraresistenza affinché i meccanismi dissipativi non siano modificati.

7.5.3 Resistenza plastica delle zone dissipative

La progettazione sismica delle strutture composte acciaio-calcestruzzo è incardinata sulla valutazione di due valori della resistenza plastica delle sezioni trasversali.

Il limite inferiore della resistenza offerta dalle zone dissipative, individuato nel seguito dal pedice $pl.Rd$, va impiegato nell'ambito delle verifiche di progetto del tipo $M_{Ed} < M_{pl.Rd}$, essendo M_{Ed} il valore della sollecitazione che si instaura nella combinazione di carico sismica e $M_{pl.Rd}$ il valore della corrispondente resistenza plastica di progetto (limite inferiore).

Il limite superiore della resistenza offerta dalle zone dissipative, individuato dal pedice U,Rd , va impiegato per le verifiche inerenti alla gerarchia delle resistenze necessaria per lo sviluppo dei meccanismi di collasso prescelti.

I limiti superiore e inferiore della resistenza plastica a tale scopo vanno combinati in modo da individuare le condizioni di verifica più gravose, così come indicato al punto 7.7.2.

Tutte le caratteristiche della sollecitazione direttamente connesse alla resistenza delle zone dissipative vanno determinate sulla base del limite superiore della resistenza delle sezioni composte.

7.5.4 I collegamenti composti nelle zone dissipative

Si devono limitare la localizzazione delle deformazioni plastiche, le tensioni residue e prevenire difetti di esecuzione. L'integrità dei componenti in calcestruzzo soggetto a compressione deve essere garantita durante l'evento sismico e i fenomeni di plasticizzazione devono aver luogo esclusivamente nei componenti in acciaio strutturale.

Lo snervamento delle barre di armatura della soletta può essere ammesso solamente quando le travi composte soddisfano le prescrizioni di cui al punto 7.6.2 circa la profondità dell'asse neutro adimensionalizzato a rottura (Tabella 7.2).

Per il progetto dei bulloni e delle saldature si applica quanto riportato al punto 6.5.3.3.

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; a tale scopo è necessario utilizzare modelli di comportamento affidabili e capaci di soddisfare le condizioni locali di equilibrio.

Nel caso di strutture intelaiate con travi e/o colonne rivestite di calcestruzzo, si rende necessaria un'attenta valutazione della risposta strutturale in relazione al contributo del pannello in calcestruzzo, come mostrato in Figura 7.1.

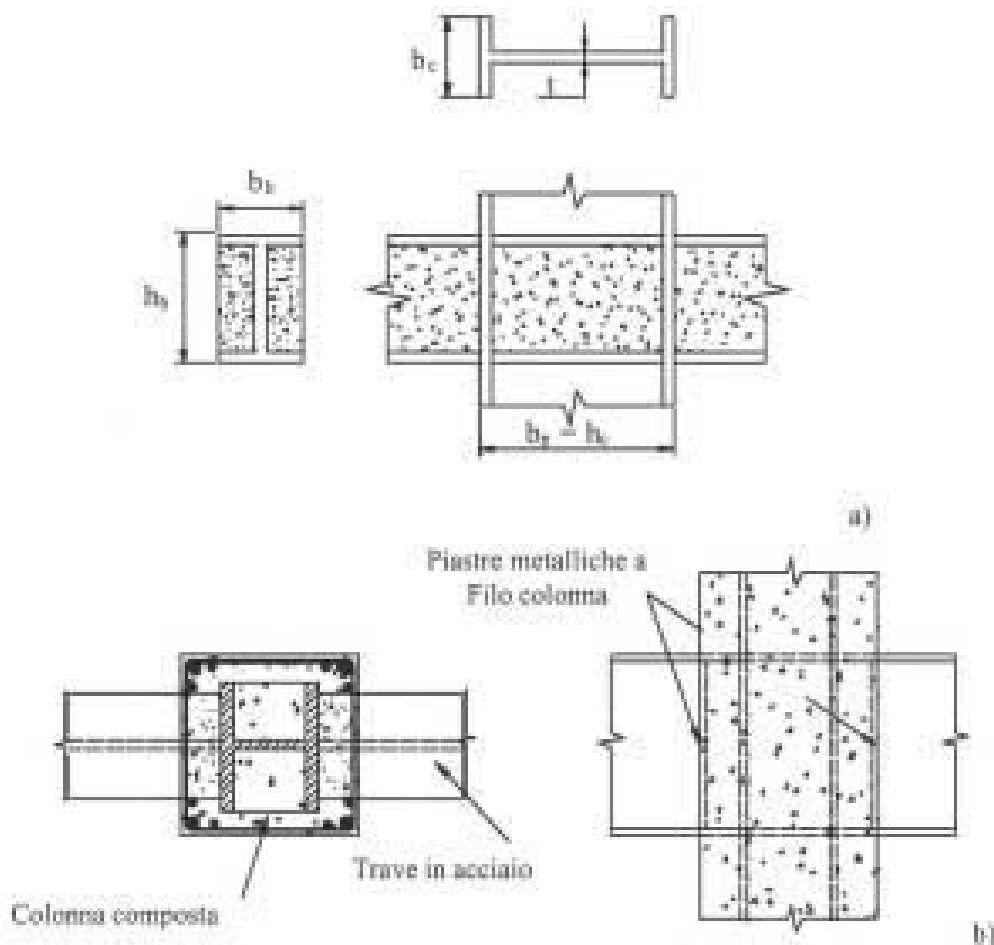


Figura 7.1 - Collegamenti trave-colonna in telai con elementi rivestiti in calcestruzzo

Nel caso di pannelli d'anima in nodi trave colonna completamente rivestiti di calcestruzzo, si può assumere che la resistenza complessiva del pannello composto sia data dalla somma di due contributi offerti dal pannello in acciaio e da quello in calcestruzzo sottoposti a taglio se le seguenti condizioni sono soddisfatte:

- il rapporto di forma del pannello d'anima h_b/b_p è compreso tra 0.6 e 1.4;
- $V_{wp,Sd} < 0,8 V_{wp,Rd}$

dove:

h_b , b_p sono le dimensioni significative della trave e della colonna identificati nella Figura 7.1.a.
 $V_{wp,Sd}$ è lo sforzo di taglio di progetto sul pannello d'anima dovuto alle forze applicate e valutato tenendo conto delle resistenze plastiche delle adiacenti zone di dissipazione localizzate nella connessione o nella trave;

$V_{wp,Rd}$ è la resistenza a taglio del pannello composto, che si può valutare sommando i due contributi dell'acciaio e del calcestruzzo:

$$V_{wp,Rd} = V_{wp,s,Rd} + V_{wp,c,Rd}$$

Il taglio plastico offerto dal pannello d'anima in acciaio si valuta secondo le usuali procedure relative alle costruzioni in acciaio, mentre il contributo del calcestruzzo si può assumere pari a:

$$V_{wp,c,Rd} = v (0.85 f_{ck}/\gamma_c) A_c \sin(\theta)$$

essendo

- $A_c = [0.8 (h_c - 2t_{fc}) \cos(\theta)] \cdot (b_c - t_{wc})$
- t_{fc} e t_{wc} sono gli spessori della flangia e dell'anima della colonna rispettivamente
- $\theta = \arctan(h_c - 2t_{fc})/z$
- z è il braccio della coppia interna del collegamento
- $v = 0.55 [1 + 2(N_{Sd}/N_{pl,Rd})] \leq 1.1$

Quest'ultimo è un coefficiente dipendente dallo sforzo normale longitudinale della colonna (N_{Sd}).

In presenza di pannelli d'anima irrigiditi in nodi trave-colonna parzialmente rivestiti in calcestruzzo, la valutazione della resistenza può essere condotta in maniera analoga a quanto sopra riportato se una delle seguenti condizioni viene verificata:

- l'armatura è presente e la connessione a taglio rispetta quanto riportato al punto 7.6.2;
- non è presente armatura dal momento che $h_b/b_b < 1.2$ e $h_c/b_c < 1.2$; i simboli sono definiti in Figura 7.1.a

in aggiunta ai requisiti qui sotto enunciati.

Il collegamento tra una trave dissipativa (composta o in acciaio) e una colonna composta completamente rivestita di calcestruzzo, cfr. Figura 7.1.b, può essere progettato sia come una connessione tra elementi in acciaio che come una connessione tra una trave e una colonna composta. In quest'ultimo caso, l'armatura verticale della colonna può essere calcolata distribuendo lo sforzo di taglio plastico delle due travi tra la sezione trasversale della colonna in acciaio e l'armatura longitudinale della colonna. È inoltre richiesta la predisposizione di irrigidimenti sulle travi a filo con la superficie laterale della colonna, come indicato nella Figura 7.1, con larghezza totale non inferiore a $(b_b - 2t)$ e di spessore non inferiore a $0.75t$ o 8 mm, essendo b_b la larghezza della flangia della trave e t lo spessore del pannello d'anima. Apposita armatura trasversale deve essere predisposta per innescare il confinamento della regione di calcestruzzo compresa tra le barre d'armatura verticale della colonna; per tale armatura va applicato quanto riportato al punto 7.6.5.

7.6 REGOLE PER LE MEMBRATURE

7.6.1 Generalità

L'organismo strutturale delle strutture composte sotto azione sismica è progettato facendo riferimento a un meccanismo globale plastico che interessa le zone dissipative; tale meccanismo identifica le membrature nelle quali sono collocate le zone dissipative e indirettamente le zone della struttura non dissipative.

Per le membrature totalmente o parzialmente in trazione si applicano i criteri enunciati in 6.5.3.2 per garantire la necessaria duttilità.

Un'adeguata duttilità locale delle membrature destinate a dissipare energia attraverso meccanismi di compressione e/o flessione deve essere garantita attraverso il controllo del rapporto tra la larghezza e lo spessore dei pannelli d'anima e delle flange. Le zone di dissipazione e le parti in acciaio non ricoperte di calcestruzzo delle sezioni composte devono rispettare le prescrizioni di cui al punto 6.5.3.1.

Le zone dissipative collocate in membrature composte devono soddisfare i rapporti dimensionali riportati in Tabella 7.1 in funzione del fattore di struttura e del tipo di sezione trasversale. In presenza di specifici dettagli costruttivi è possibile fare riferimento a valori maggiori, come successivamente indicato ai punti 7.6.4 e 7.6.5.

LIMITI DI SNELLEZZA PER I PROFILATI METALLICI IMPIEGATI NELLE COLONNE COMPOSTE

<i>Classe di duttilità della struttura</i>	<i>Alta</i>	<i>Bassa</i>
Fattore di struttura (q)	$q \geq 4$	$q < 4$
Sezioni IPE o HE parzialmente rivestite (c/t_f limite)	9 ε	14 ε
Sezioni rettangolari riempite di calcestruzzo (h/t limite)	24 ε	38 ε
Sezioni circolari riempite di calcestruzzo (d/t limite)	80 ε^2	85 ε^2

$$\varepsilon = (f_y/235)^{0.5}$$

d/t e h/t: rapporto tra la massima dimensione esterna e lo spessore delle lamiere
c/t_f è definito con riferimento alla Figura 7.6.

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 minima tra le dimensioni b, h, o d delle colonne completamente rivestite di calcestruzzo deve essere non inferiore a 250 mm.

Per gli elementi non dissipativi, la resistenza, a taglio inclusa, deve essere determinata facendo uso di metodologie di documentata affidabilità, come quelle riportate nelle istruzioni CNR 10016-98.

Nelle colonne, qualora si assuma il calcestruzzo o altro riempimento contribuisca alla resistenza assiale e/o flessionale, si applicano le prescrizioni relative alle specifiche tipologie strutturali (completamente rivestite di calcestruzzo, parzialmente rivestite di calcestruzzo, riempite di calcestruzzo). Queste prescrizioni sono emanate per assicurare il completo trasferimento degli sforzi tra componenti in acciaio e componenti in calcestruzzo della sezione trasversale e salvaguardare le zone dissipative da premature rotture in campo anelastico.

Gli sforzi tangenziali all'interfaccia acciaio-calcestruzzo di progetto connessi all'aderenza e all'attrito da impiegare nelle verifiche di scorrimento per combinazione sismica vanno assunti pari al 50% di quelli prescritti in campo statico, CNR 10016-98.

Quando è necessario sfruttare interamente la resistenza plastica di una colonna composta per soddisfare la gerarchia delle resistenze, 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 per il trasferimento mediante interazione meccanica e il ripristino dell'azione composta.

Analogamente, nelle colonne composte soggette essenzialmente a compressione con modesti effetti flessionali si deve provvedere affinché si instauri una ripartizione efficace degli sforzi tra acciaio e calcestruzzo, rivolgendo particolare attenzione ai meccanismi di trasferimento delle azioni in corrispondenza dei collegamenti tra trave e colonna, oppure tra colonna e dispositivi di controvento.

Le colonne non devono essere progettate per dissipare energia con l'esclusione delle zone al piede della struttura in presenza di specifiche soluzioni strutturali. Nondimeno, per compensare le incertezze connesse all'effettiva risposta dell'organismo strutturale alle azioni sismiche, è necessario predisporre armatura trasversale per il confinamento delle regioni critiche.

7.6.2 Travi composte acciaio-calcestruzzo

L'obiettivo della progettazione è quello di preservare l'integrità del calcestruzzo della soletta durante l'evento sismico ed innescare la plasticizzazione delle componenti in acciaio (strutturale ed armatura).

L'opzione progettuale di non sfruttare il carattere composto delle membrature nei meccanismi di dissipazione può essere presa in considerazione solamente nel caso in cui siano rispettate le prescrizioni di cui al punto 7.7.4.

Le travi nelle quali si intende localizzare le zone di dissipazione possono essere progettate sia a completo ripristino, che a parziale ripristino di resistenza; a tale scopo si può far riferimento alle metodologie di progetto contenute nel Decreto Ministeriale vigente e nelle istruzioni CNR 10016-98. Il rapporto di connessione N/N_f nominale, dato dal rapporto tra il numero di connettori installati (N) e quello strettamente necessario a garantire il completo ripristino di resistenza (N_p) non deve scendere al di sotto di 0.80. Il ricorso al parziale ripristino di resistenza è ammesso nelle sole zone di momento positivo (soletta soggetta prevalentemente a compressione); nelle zone di momento negativo (soletta essenzialmente tesa) il grado di connessione deve essere maggiore o al più uguale ad 1. Questa ultima condizione equivale a garantire nelle zone di momento negativo la presenza di un numero di connettori sufficienti ad erogare uno sforzo di trazione nella soletta superiore o al più uguale allo sforzo assiale plastico dell'armatura metallica.

La resistenza di progetto dei connettori a piolo nelle zone dissipative va assunta pari al 75% del valore suggerito nelle norme relative a organismi strutturali non sismo-resistenti.

L'impiego di connettori non duttili è incompatibile con il parziale ripristino di resistenza tanto per le membrature dissipative che per quelle non dissipative.

È possibile impiegare solette composte acciaio-calcestruzzo nella realizzazione degli orizzontamenti; tale scelta influenza la resistenza di progetto dei connettori a taglio; in particolare, la resistenza di progetto dei connettori in soletta piena va ridotta attraverso due coefficienti: il primo, k_r , va desunto dalle istruzioni CNR 10016-98, il secondo K_r , è schematicamente riportato in Figura 7.2 e dipende dalla forma delle nervature.

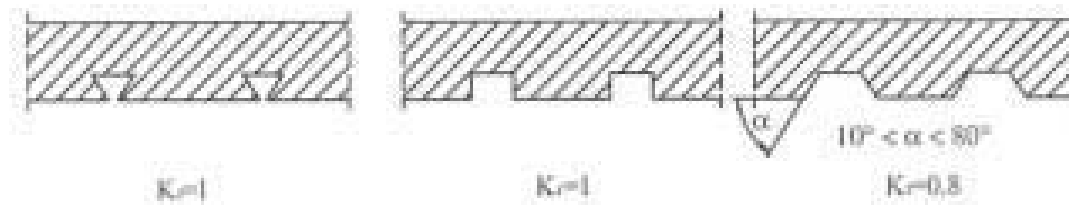


Figura 7.2 - Valori del coefficiente di forma delle lamiere grecate

Lo sviluppo di un'adeguata capacità rotazionale nelle zone di dissipazione va garantito attraverso il controllo della profondità dell'asse neutro a rottura, x , dato dal rapporto $x/d < \epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} + \epsilon_a)$ nella quale d è l'altezza totale della sezione, ϵ_{cu} è la deformazione a rottura del calcestruzzo in condizioni cicliche, ϵ_a è la deformazione totale al lembo maggiormente teso del profilo metallico. In Tabella 7.2 sono riportati in funzione della classe di duttilità della struttura e della tensione di snervamento dell'acciaio strutturale i massimi valori del rapporto x/d ai quali si può far riferimento in fase di progetto.

TABELLA 7.2

VALORI LIMITE DELL'ASSE NEUTRO ADIMENSIONALIZZATO A ROTTURA PER LE TRAVI COMPOSTE

Classe di duttilità	q	f (N/mm ²)	$(x/d)_{limite}$
Alta	$q \geq 4$	355	0,19
Alta	$q \geq 4$	235	0,26
Bassa	$1,5 < q < 4$	355	0,26
Bassa	$1,5 < q < 4$	235	0,35

Nelle zone dissipative delle travi, è richiesta l'installazione di apposita armatura ad elevata duttilità, cfr. Figura 7.3; i dettagli riguardanti il dimensionamento sono qui di seguito riportati.

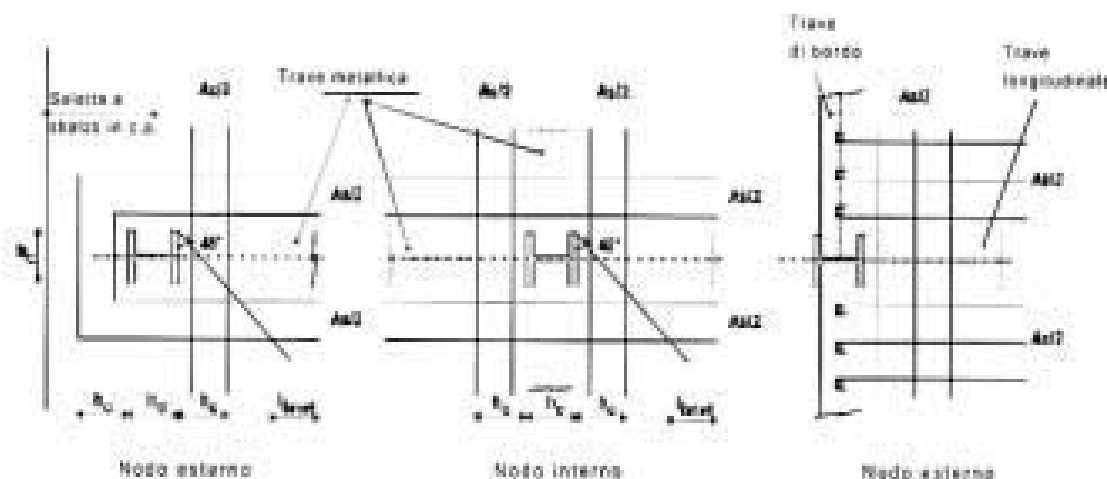


Figura 7.3 - I dettagli di armatura in corrispondenza dei nodi trave-colonna

7.6.3 La larghezza efficace

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 ottiene come somma delle due aliquote b_{e1} e b_{e2} ai due lati dell'asse della trave (Figura 7.4) e della larghezza b_c impegnata direttamente dai connettori:

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} + b_c$$

Ciascuna aliquota b_{e1} , b_{e2} va calcolata sulla base delle indicazioni contenute nelle tabelle 7.3 e 7.4 e non deve superare 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 da utilizzare nelle analisi elastiche della struttura (momento d'inerzia/rigidezza flessionale) Tabella 7.3 - e il calcolo dei momenti plastici - Tabella 7.4 -.

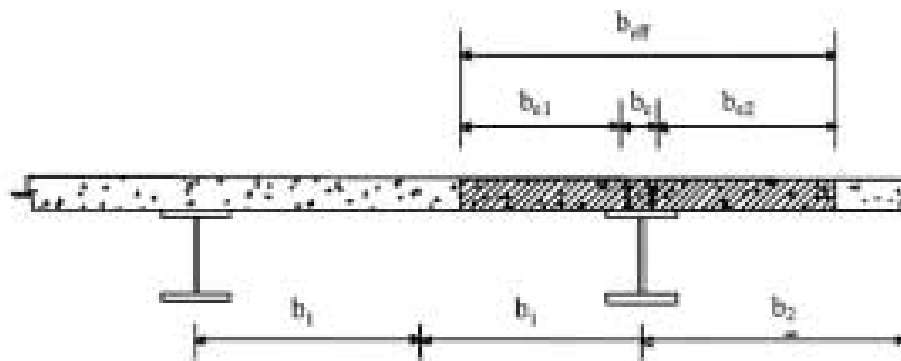


Figura 7.4 - Definizione della larghezza efficace b_{eff} e delle aliquote b_{ei}

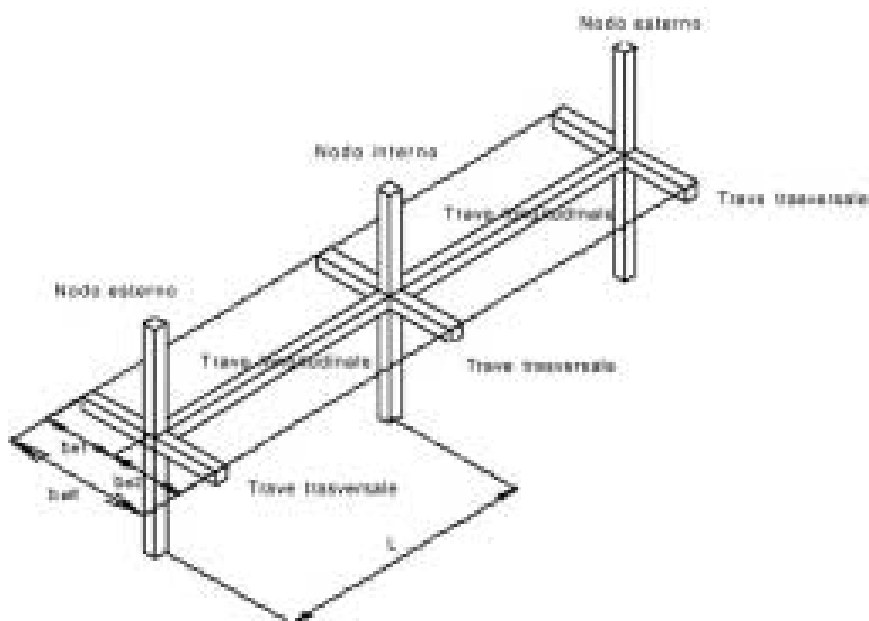


Figura 7.5 - Definizione degli elementi in una struttura intelaiata

TABELLA 7.3

DEFINIZIONE DELLA LARGHEZZA EFFICACE
PER IL CALCOLO DELLA RIGIDEZZA FLESSIONALE

	Membratura trasversale	Larghezza efficace b_e
Nodo/Colonna interni	Presente o non presente	Per M^- : 0.05 L
Nodo/Colonna esterni	Presente	Per M^+ : 0.0375 L
Nodo/Colonna esterni	Non presente / Armatura non ancorata	Per M^- : 0 Per M^+ : 0.025 L

DEFINIZIONE DELLA LARGHEZZA EFFICACE PER IL CALCOLO DEL MOMENTO PLASTICO

	<i>Membratura trasversale</i>	<i>Larghezza efficace</i> b_e
Nodo/Colonna interni	Presente o non presente	Per M^- : 0.10 L Per M^+ : 0.075 L
Nodo/Colonna esterno	Presente e collegata alla colonna con connettori a taglio a completo ripristino e specifici dettagli di ancoraggio per le armature. Sbalzo in c.a. di bordo presente/non presente	
Nodo/Colonna esterno	Sbalzo in c.a. di bordo presente/non presente con barre di armatura ancorate a pettine	Per M^- : 0.1 L Per M^+ : $b_c/2 + 0.7 h_c/2$ o $h_c/2 + 0.7 b_c/2$
Nodo/Colonna esterno	Sistema di connessione aggiuntiva	Per M^- : 0 Per M^+ : $b_{magg}/2 \leq 0.05 L$
Nodo/Colonna esterno	Non presente o armature non ancorate	Per M^- : 0 Per M^+ : $b_c/2$ o $h_c/2$

7.6.4 Colonne composte completamente rivestite di calcestruzzo

Le estremità delle colonne composte che fanno parte di strutture intelaiate e i tratti di colonna adiacenti ai link delle strutture con controventi eccentrici vengono definite 'regioni critiche' dell'elemento. A queste si applicano le prescrizioni relative alle armature trasversali di cui al punto 5.5.3.3. Nelle colonne poste in corrispondenza degli primi due livelli fuori terra, la lunghezza delle regioni critiche va incrementata del 50%.

La resistenza a taglio delle colonne dissipative va determinata di norma sulla sola sezione metallica.

La presenza di armatura trasversale nelle regioni dissipative interviene sui fenomeni di instabilità locale del profilo metallico; di conseguenza si possono modificare i valori limite della snellezza delle flange dei profilati metallici. I valori di snellezza limite riportati in Tabella 7.1 possono essere incrementati se sono installate armature trasversali con passo adeguato, s , ed inferiore alla larghezza, c , della flangia ($s/c < 1$).

In particolare, se il rapporto s/c è inferiore a 0.5 ($s/c < 0.5$) i limiti di snellezza di Tabella 7.1 possono essere incrementati fino al 50%; se il rapporto s/c è compreso tra 0.5 ed 1.0, l'incremento si può valutare per interpolazione lineare.

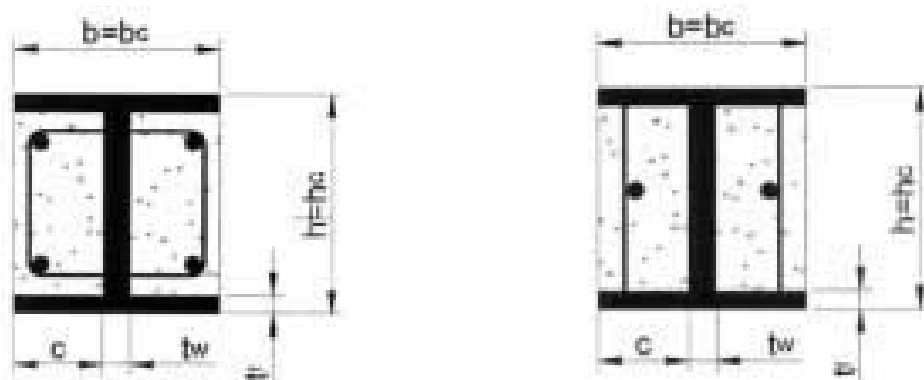
Il diametro d_{bw} , delle barre deve essere non inferiore a 6 mm e maggiore di $[(b t_f/8)(f_{ydf}/f_{ydw})]^{0.5}$ in cui b e t_f sono la larghezza e lo spessore della flangia, f_{ydf} e f_{ydw} sono le tensioni di progetto della flangia e dell'armatura.

7.6.5 Colonne composte parzialmente rivestite di calcestruzzo

Le zone di dissipazione di energia nelle quali tale dissipazione è dovuta a meccanismi di flessione plastica della sezione composta, l'interasse delle armature trasversali, s , deve rispettare le limitazioni riportate in precedenza, al punto 7.6.4, su una lunghezza non inferiore a l_{cr} alle estremità dell'elemento e non inferiore a $2 l_{cr}$ a cavallo della sezione intermedia in corrispondenza della quale si sviluppa il meccanismo di dissipazione.

Anche nel caso delle colonne parzialmente rivestite di calcestruzzo, la valutazione della resistenza a taglio della membratura composta va effettuata con riferimento alla sola componente metallica.

I profilati metallici devono soddisfare i limiti di snellezza delle flange forniti in Tabella 7.1.



a) Staffe saldate all'anima

b) Barre dritte saldate alle flange

Figura 7.6 - Dettagli d'armatura trasversale nelle colonne composte parzialmente rivestite

L'adozione di specifici dettagli d'armatura trasversale, come quelli riportati in Figura 7.6.b, può ritardare l'insorgere dei fenomeni di instabilità locale nelle zone dissipative. I limiti riportati in Tabella 7.1 per le flange possono essere incrementati se tali barre sono caratterizzate da un interasse longitudinale, s_f , minore della lunghezza netta, c , della flangia, $s_f/c < 1.0$. In particolare:

- Per $s_f/c < 0.5$, i limiti di Tabella 7.1 possono essere incrementati fino al 50%.
- Per $0.5 < s_f/c < 1.0$ si può interpolare linearmente tra i coefficienti 1.5 e 1.

Le barre dritte indicate in Figura 7.6.b devono inoltre soddisfare le seguenti condizioni:

- il diametro d_{bw} , delle barre deve essere non inferiore a 6 mm e maggiore di $[(b t_f/8)(f_{ydf}/f_{ydw})]^{0.5}$ in cui b e t_f sono la larghezza e lo spessore della flangia, f_{ydf} e f_{ydw} sono le tensioni di progetto della flangia e dell'armatura;

- devono essere saldate alle flange ad entrambe le estremità e la saldatura deve essere dimensionata per sopportare uno sforzo di trazione nella barra pari a quello di snervamento.

Deve essere inoltre garantito un copriferro netto di almeno 20 mm e non superiore a 40 mm.

Il progetto delle colonne composte parzialmente rivestite può essere effettuato facendo riferimento alla sola sezione in acciaio oppure alla sezione composta acciaio-calcestruzzo.

Le colonne parzialmente rivestite di calcestruzzo calcolate facendo riferimento alla sola componente in acciaio devono soddisfare le prescrizioni di cui alla sezione 6 e ai punti 7.5.2 e 7.5.3 concernenti le verifiche di gerarchia delle resistenze.

7.6.6 Colonne composte riempite di calcestruzzo

I profilati metallici devono rispettare i rapporti tra lo spessore, t , e la dimensione massima della sezione, d per quelle circolari e h per quelle rettangolari, riportati in Tabella 7.1.

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.

Negli elementi non dissipativi, la resistenza a taglio della colonna va determinata secondo procedure di provata affidabilità, ovvero facendo riferimento a quanto suggerito nel vigente Decreto Ministeriale e nelle Istruzioni CNR 10016-98.

7.7 REGOLE SPECIFICHE PER STRUTTURE INTELAIATE

Al fine di conseguire un comportamento duttile, i telai devono essere progettati in maniera tale che le cerniere plastiche si formino nelle travi piuttosto che nelle colonne. Questo requisito non è richiesto con riferimento alle sezioni di base del telaio, alle sezioni di sommità delle colonne dell'ultimo piano degli edifici multipiano e nel caso di edifici monopiano.

Alle travi composte si deve conferire un adeguato livello di duttilità, in modo da poter garantire l'integrità delle componenti in calcestruzzo sotto azioni sismiche.

I collegamenti trave-colonna devono essere progettati in modo da possedere un'adeguata sovrarresistenza ed in tal modo consentire l'insorgere dei fenomeni di plasticizzazione all'estremità delle travi.

La gerarchia delle resistenze si intende garantita se le prescrizioni riportate nel seguito sono rispettate.

7.7.1 Analisi strutturale

L'analisi strutturale è basata sul principio dell'omogeneizzazione che per le sezioni composte è riassunto al punto 7.4.1.

Nelle travi composte, la rigidezza 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 rigidezza 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:

$$I_{eq} = 0.6 I_1 + 0.4 I_2$$

La rigidezza flessionale delle colonne composte può essere assunta pari a:

$$(EI)_c = 0.9(EI_a + r E_{cm} I_c + E I_s)$$

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 in generale dal tipo di sezione trasversale, ma può essere generalmente assunto pari a 0.5.

7.7.2 Regole di dettaglio per travi e colonne

Le travi devono possedere sufficiente resistenza nei confronti della instabilità laterale o flessotorsionale nella ipotesi di formazione di una cerniera plastica ad una delle estremità a momento negativo. Le necessarie verifiche possono essere condotte in base alla procedura riportata nel vigente Decreto Ministeriale e nelle Istruzioni CNR 10016-98.

Nelle travi in cui si assume lo sviluppo di cerniere plastiche, si deve verificare che la resistenza e la duttilità flessionali non vengano ridotte per l'interazione con le forze di compressione e/o taglio agenti sulla sezione. A tale scopo, si deve garantire la verifica delle seguenti disuguaglianze in corrispondenza delle sezioni in cui le cerniere plastiche sono attese:

$$\frac{M_{Sd}}{M_{pl,Rd}} \leq 1,0 \quad (7.1)$$

$$\frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}} \leq 0,15 \quad (7.2)$$

$$\frac{V_{Sd}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5 \quad (7.3)$$

$$V_{Sd} = V_{Sd,G} + V_{Sd,M} \quad (7.4)$$

nelle quali:

— N_{Sd} , M_{Sd} sono lo sforzo normale e il momento flettente di progetto, desunti dall'analisi strutturale;

— $N_{pl,Rd}$, $M_{pl,Rd}$, $V_{pl,Rd}$ sono le resistenze di progetto valutate in base alle Istruzioni CNR 10016-98;

— $V_{Sd,G}$ è il taglio indotto dai carichi di natura non sismica;

— $V_{Sd,M}$ è il taglio connesso all'applicazione dei due momenti plastici $M_{Rd,A}$ e $M_{Rd,B}$ con segni opposti alle estremità A e B della trave.

Le travature composte non possono essere utilizzate come elementi dissipativi.

Ai fini della verifica delle colonne, è necessario prendere in considerazione la combinazione di sforzo normale e momenti flettenti M_x e M_y più sfavorevole.

Il trasferimento degli sforzi dalle travi alle colonne deve rispettare i criteri suggeriti per le strutture progettate per soli carichi verticali.

Tutte le colonne composte devono essere progettate in modo da rispettare le seguenti disuguaglianze:

$$N_{Sd} / N_{pl,Rd} < 0,30 \quad (7.5)$$

$$V_{Sd} / V_{pl,Rd} < 0,5 \quad (7.6)$$

Nel caso di coefficienti di struttura compresi tra 4 e 6, la sezione trasversale della colonna deve essere compatta (CNR 10016-98) e deve possedere i seguenti requisiti:

— Per colonne inflesse con doppia curvatura:

$$\begin{aligned} \text{se } N_{Sd} / N_{pl,Rd} > 0,15 & \quad \frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}} + 0,8 \bar{\lambda} < 1 \\ \text{se } N_{Sd} / N_{pl,Rd} < 0,15 & \quad \bar{\lambda} < 1,6 \end{aligned}$$

— Per colonne inflesse a singola curvatura:

$$\begin{aligned} \text{se } N_{Sd} / N_{pl,Rd} > 0,15 & \quad \frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}} + 1,35 \bar{\lambda} < 1 \\ \text{se } N_{Sd} / N_{pl,Rd} < 0,15 & \quad \bar{\lambda} < 1,1 \end{aligned}$$

7.7.3 Collegamenti trave-colonna

La connessione deve essere progettata in modo che la capacità di rotazione plastica, θ_p , nella cerniera plastica non sia inferiore a 35 mrad per le strutture intelaiate ad elevata duttilità e a 25 mrad per le strutture intelaiate a bassa duttilità. I valori delle capacità di rotazione dei collegamenti vanno di norma verificati sperimentalmente. La capacità di rotazione plastica è data dalla seguente relazione:

$$\theta_p = \delta / 0,5L \quad (7.7)$$

nella quale con riferimento alla Figura 7.7, δ è lo spostamento valutato in corrispondenza della mezzzeria della trave ed L è la lunghezza della trave stessa.

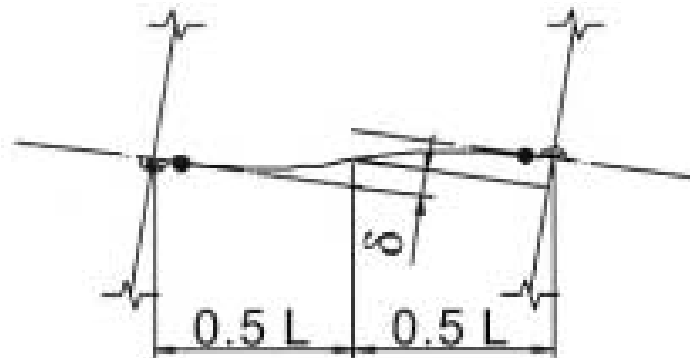


Figura 7.7 - Calcolo della capacità di rotazione plastica

Le connessioni devono rispettare le prescrizioni di cui al punto 7.5.4 e devono essere progettate in modo da rispettare il livello di sovraresistenza (punto 7.5.3) portando in conto la resistenza flessionale plastica $M_{pl,Rd}$ e lo sforzo di taglio ($V_{G,Sd} + V_{M,Sd}$) valutato come in 7.7.2.

7.7.4 Regole specifiche per travi progettate senza considerare l'azione composta

La resistenza plastica di una sezione composta può essere valutata sulla base della sola sezione metallica se la soletta è completamente sconnessa dal telaio metallico nell'intorno della colonna; a tale scopo si può considerare un'area circolare di diametro $2b_{eff}$, essendo b_{eff} la maggiore delle larghezze efficaci delle travi collegate alla colonna considerata. Ciò comporta non solo la mancanza di connettori a taglio nella zona sopra definita, ma anche la presenza di franchi che consentano lo spostamento relativo tra la soletta e ogni parte metallica verticale.

Nelle colonne parzialmente rivestite di calcestruzzo è necessario portare in conto il contributo del calcestruzzo presente tra le due flange della sezione metallica.

7.8 REGOLE SPECIFICHE PER LE 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.

Le colonne e le travi possono essere sia in acciaio che composte acciaio-calcestruzzo, ma i controventi possono essere solo in acciaio strutturale.

Di conseguenza si applicano le prescrizioni di cui al punto 6.5.5.

7.9 REGOLE SPECIFICHE PER LE STRUTTURE CON CONTROVENTI ECCENTRICI

I telai composti con controventi eccentrici devono essere progettati in modo tale che la dissipazione di energia è localizzata nei link e deve aver luogo per plasticizzazione a taglio dello stesso; tutte le altre membrature devono rimanere in campo elastico, così come deve essere evitata la rottura dei collegamenti.

Le colonne e le travi e i controventi possono essere sia in acciaio che composti acciaio-calcestruzzo.

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.

7.9.1 Analisi strutturale

Si applicano le prescrizioni di cui al punto 7.7.1.

7.9.2 I link nei telai composti

Si applicano le definizioni riportate al punto 6.5.6.1. I link possono essere realizzati in acciaio strutturale, laddove è possibile anche composti con soletta, ma non possono essere rivestiti di calcestruzzo. Nei telai composti è possibile impiegare solo link corti o intermedi.

Ai fini della classificazione dei link e della relativa progettazione, il momento plastico del link $M_{p,l}$ va computato con riferimento alla sola componente in acciaio strutturale, trascurando il contributo della soletta.

Nel caso in cui i link vanno collegati con colonne rivestite di calcestruzzo è necessario provvedere all'installazione di piastre metalliche nella sezione terminale del link e a filo della colonna in corrispondenza delle due estremità del link stesso.

Il progetto dei collegamenti trave colonna devono soddisfare le prescrizioni riportate al punto 7.5.4, e più in generale le prescrizioni di cui al punto 6.5.6.4.

7.9.3 Membrature che non contengono link

Le membrature che non contengono link devono soddisfare le prescrizioni di cui ai punti 6.5.6.5 e 6.5.6.6 considerando la resistenza combinata dell'acciaio e del calcestruzzo nel caso di elementi composti, per i quali si applicano inoltre le prescrizioni di cui al punto 7.6 e alle Istruzioni CNR 10016-98. Nel caso in cui il link è adiacente a una colonna composta completamente rivestita di calcestruzzo, è necessario predisporre un'armatura trasversale conforme al punto 7.6.4, sia al di sopra che al di sotto del link. I controventi composti soggetti a trazione vanno calcolati con riferimento alla sola sezione trasversale del componente in carpenteria metallica.

7.10 EDIFICI IN ZONA 4

Gli edifici con struttura composta acciaio-calcestruzzo da edificarsi in zona 4 possono essere calcolati applicando le regole valide per la progettazione «non sismica», alle seguenti condizioni:

— deve essere considerata la combinazione di azioni di cui all'espressione (3.9), applicando in due direzioni ortogonali il sistema di forze orizzontali definito dalle espressioni (4.2) e (4.3), in cui si assumerà $S_d(T) = 0,05$. Le relative verifiche di sicurezza vanno effettuate in modo indipendente nelle due direzioni, allo stato limite ultimo;

- l'analisi strutturale va effettuata secondo quanto indicato in 7.4 e 7.6.3, 7.7.1;
- i diaframmi orizzontali devono rispettare quanto prescritto al punto 6.5.3.5;
- nelle travi composte si applicano le prescrizioni di cui al punto 7.6.2 per quanto attiene al livello di connessione N/N_p , i connettori a piolo e i valori limite dell'asse neutro adimensionalizzato a rottura;
- nel progetto dei collegamenti trave colonna si applicano i principi e i dettagli di armatura di cui al punto 7.5.4 e alla Figura 7.3;
- per quanto attiene alle colonne, si applicano le prescrizioni di cui al punto 7.6 per le strutture a bassa duttilità; vanno altresì rispettate le indicazioni riportate ai punti 7.6.4 e 7.6.5 circa l'armatura trasversale per il confinamento del calcestruzzo.

8. EDIFICI CON STRUTTURA IN MURATURA

8.1 REGOLE GENERALI

8.1.1 Premessa

Gli edifici in muratura devono essere realizzati nel rispetto del D.M. 20 novembre 1987, «Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento» ed eventuali successive modifiche ed integrazioni.

In particolare alle predette norme tecniche 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.

Le presenti norme distinguono due tipi fondamentali di strutture in muratura, ordinaria ed armata, la seconda delle quali non è presa in considerazione dal D.M. citato. A tal fine si precisa che per quanto attiene all'acciaio d'armatura, vale tutto quanto specificato dalle norme tecniche relative agli edifici in cemento armato, come eventualmente modificate dalle presenti norme.

Ai fini delle verifiche di sicurezza, è in ogni caso obbligatorio l'utilizzo del «metodo semiprobabilistico agli stati limite».

Il coefficiente parziale di sicurezza da utilizzare per il progetto sismico di strutture in muratura è pari a $\gamma_m = 2$.

8.1.2 Materiali

I blocchi da utilizzare per costruzioni in muratura portante dovranno rispettare i seguenti requisiti:

- la percentuale volumetrica degli eventuali vuoti non sia superiore al 45% del volume totale del blocco;
- gli eventuali setti siano continui e rettilinei per tutto lo spessore del blocco;
- la resistenza caratteristica a rottura nella direzione portante (f_{bk}) non sia inferiore a 2.5 MPa, calcolata sull'area al lordo delle forature;
- la resistenza caratteristica a rottura nella direzione perpendicolare a quella portante, nel piano di sviluppo della parete (\bar{f}_{bk}), calcolata nello stesso modo, non sia inferiore a 1.5 MPa.

La malta di allettamento dovrà avere resistenza caratteristica non inferiore 5 MPa.

8.1.3 Modalità costruttive e fattori di struttura

In funzione del tipo di tecnica costruttiva utilizzata, l'edificio potrà essere considerato in muratura ordinaria o in muratura armata. Il fattore di struttura q da utilizzare per la definizione dello spettro di progetto di cui al punto 3.2.5, è indicato nel seguito. Nel caso della muratura armata, il valore inferiore potrà essere applicato senza verificare quale sia il meccanismo di collasso dell'edificio, il valore superiore potrà essere utilizzato solo applicando i principi di gerarchia delle resistenze descritti ai punti 8.1.7 e 8.3.2:

- edifici in muratura ordinaria $q = 1.5$
- edifici in muratura armata $q = 2.0 - 3.0$

8.1.4 Criteri di progetto e requisiti geometrici

Le piante degli edifici dovranno essere quanto più possibile compatte e simmetriche rispetto ai due assi ortogonali. 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 i vari muri maestri, 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, al netto dell'intonaco, deve rispettare i requisiti indicati nella tabella 8.1, in cui t indica lo spessore della parete, h_0 l'altezza di libera inflessione della parete (ai sensi del punto 2.2.1.3 del D.M. 20.11.87), h l'altezza massima delle aperture adiacenti alla parete, l la larghezza della parete.

REQUISITI GEOMETRICI DELLE PARETI

	t_{min}	$(h_o/t)_{max}$	$(l/h)_{min}$
Muratura non armata, realizzata con elementi naturali (pietra)	300 mm	10	0,5
Muratura non armata, realizzata con elementi artificiali	240 mm	12	0,4
Muratura armata, realizzata con elementi artificiali	240 mm	15	Qualsiasi
Muratura realizzata con elementi artificiali, in zona 4	150 mm	20	0,3

8.1.5 *Metodi di analisi*8.1.5.1 Generalità

I metodi di analisi di cui al punto 4.5 dovranno essere applicati con le seguenti precisazioni e restrizioni.

8.1.5.2 Analisi statica lineare

È applicabile nei casi previsti al punto 4.5.2.

Le rigidzze degli elementi murari saranno calcolate considerando sia il contributo flessionale sia quello tagliante. L'utilizzo di rigidzze fessurate è da preferirsi; in assenza di valutazioni più accurate le rigidzze fessurate potranno essere assunte pari alla metà di quelle non fessurate.

I solai potranno essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano, a condizione che le aperture presenti non ne riducano significativamente la rigidzza, se realizzati in cemento armato, oppure con soletta in cemento armato di almeno 50 mm di spessore collegata da connettori a taglio opportunamente dimensionati agli elementi strutturali di solaio in acciaio o in legno.

In tal caso, il modello potrà 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/o travi in muratura (qualora efficacemente ammorsate alle pareti), potranno 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 seguiranno i criteri di verifica di cui ai punti 8.1.6, 8.2.2 e 8.3.2. Per elementi di accoppiamento in cemento armato si seguiranno i criteri di cui al punto 5.4.6, considerando efficaci per l'accoppiamento elementi aventi altezza almeno pari allo spessore del solaio. In tal caso l'analisi potrà essere effettuata utilizzando modelli a telaio, in cui le parti di intersezione tra elementi verticali e orizzontali potranno essere considerate infinitamente rigide.

In caso di solai rigidi, la distribuzione del taglio alla base delle diverse pareti risultante dall'analisi lineare potrà essere modificata, a condizione di garantire l'equilibrio globale e di non ridurre di più del 25% né di incrementare di più del 33% l'azione in alcuna parete.

Per le verifiche fuori piano, potranno essere adottate le forze equivalenti indicate al punto 4.9 per gli elementi non strutturali.

8.1.5.3 Analisi dinamica modale

È applicabile in tutti i casi, con le limitazioni di cui al punto 4.5.3. Quanto indicato per modellazione e possibilità di redistribuzione nel caso di analisi statica lineare vale anche in questo caso.

Nel caso in cui si utilizzino due modelli piani separati, le verifiche fuori piano potranno essere effettuate separatamente, adottando le forze equivalenti indicate al punto 4.9 per gli elementi non strutturali.

8.1.5.4 Analisi statica non lineare

La modellazione della struttura potrà essere effettuata secondo quanto indicato nel caso di analisi statica lineare ovvero utilizzando modelli non lineari più sofisticati purché adeguatamente documentati. L'analisi dovrà essere effettuata utilizzando almeno due distinte distribuzioni di forze orizzontali, applicate ai baricentri delle masse a ciascun piano: una distribuzione di forze proporzionali alle masse; una distribuzione di forze proporzionali a quelle da utilizzarsi per l'analisi statica lineare (punto 4.5.2).

I maschi murari potranno essere caratterizzati da un comportamento bilineare elastico perfettamente plastico, con resistenza di snervamento equivalente e spostamenti di snervamento e ultimo definiti per mezzo della risposta flessionale o a taglio di cui ai punti 8.2.2 e 8.3.2.

Per edifici con numero di piani superiore a due, il modello dovrà tenere conto degli effetti connessi alla variazione delle forze verticali e dovrà garantire l'equilibrio rotazionale degli elementi di intersezione tra muri e fasce, che potranno essere considerati infinitamente rigidi.

Il risultato consisterà in un diagramma riportante in ascissa lo spostamento orizzontale dell'edificio a due terzi della sua altezza totale, in ordinata la forza orizzontale totale applicata.

La capacità di spostamento relativa agli stati limite di danno e ultimo (punti 2.1, 2.2, 4.11) verrà valutata sulla curva globale così definita, in corrispondenza dei punti seguenti:

— stato limite di danno: dello spostamento minore tra quello corrispondente al raggiungimento della massima forza e quello per il quale il primo maschio murario raggiunge lo spostamento ultimo;

— stato limite ultimo: dello spostamento corrispondente ad una riduzione delle forze pari al 20% del massimo, per effetto della progressiva eliminazione dei contributi dei maschi murari che raggiungono lo spostamento ultimo.

Per le verifiche fuori piano, potranno essere adottate le forze equivalenti indicate al punto 4.9 per gli elementi non strutturali.

8.1.5.5 Analisi dinamica non lineare

Si applica integralmente il punto 4.5.5 facendo uso di modelli meccanici non lineari di comprovata e documentata efficacia nel riprodurre il comportamento dinamico e ciclico della muratura.

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 dovrà risultare maggiore dell'azione agente per ciascuna delle seguenti modalità di collasso: pressoflessione, taglio e scorrimento nel piano della parete, pressoflessione fuori piano.

In caso di applicazione di principi di gerarchia delle resistenze (muratura armata) l'azione da applicare per la verifica a taglio sarà derivata dalla resistenza a pressoflessione, secondo quanto indicato al punto 8.1.7.

Le modalità di verifica sono descritte ai punti 8.2.2 e 8.3.2.

Le verifiche di sicurezza si intendono automaticamente verificate, senza l'effettuazione di alcun calcolo esplicito, per gli edifici che rientrino nella definizione di edificio semplice (punto 8.1.9).

Nel caso di analisi non lineare, la verifica di sicurezza consisterà nel confronto tra la capacità di spostamento ultimo dell'edificio a due terzi della sua altezza e la domanda di spostamento ottenuta dallo spettro elastico di spostamento in corrispondenza del periodo di vibrazione calcolato utilizzando la rigidezza secante allo spostamento ultimo. La domanda di spostamento sarà pertanto ottenuta dalla seguente relazione (si vedano le espressioni 3.2 e 3.5):

$$\Delta_d = S_{De}(T_s) = S_e(T_s) \left(\frac{T_s}{2\pi} \right)^2 \quad (8.1)$$

dove: Δ_d rappresenta la domanda di spostamento,

$S_{De}(T_s)$ rappresenta lo spostamento spettrale calcolato secondo la relazione 3.5 in corrispondenza della rigidezza secante allo spostamento ultimo,

T_s rappresenta il periodo calcolato in funzione della medesima rigidezza secante.

Nell'applicare le relazioni 3.2 il coefficiente η potrà essere assunto pari a 0.8.

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 applicato quando ciascun pannello murario è verificato a flessione rispetto alle azioni agenti ed è verificato a taglio rispetto alle azioni risultanti dalla resistenza a collasso per flessione, amplificate del fattore $\gamma_{Rd} = 1.5$.

Quando si applichino i principi di gerarchia delle resistenze è consentito l'utilizzo di $q = 3$ (punto 8.1.3).

8.1.8 *Fondazioni*

Le strutture di fondazione devono essere realizzate in cemento armato.

Dovranno essere continue, senza interruzioni in corrispondenza di aperture nelle pareti soprastanti.

8.1.9 *Edifici semplici*

Si definiscono «edifici semplici» quelli che rispettano le caratteristiche descritte nel seguito, oltre a quelle definite al punto 4.3 per gli edifici regolari. Per gli edifici semplici non è obbligatorio effettuare alcuna analisi e verifica di sicurezza.

— Le pareti portanti dell'edificio siano pressoché simmetriche in pianta in due direzioni tra loro ortogonali e siano continue dalle fondazioni alla sommità dell'edificio. In ciascuna delle due direzioni siano previste almeno due pareti di lunghezza, al netto delle aperture, non inferiore al 30% della larghezza dell'edificio nella medesima direzione. La distanza tra queste due pareti sia non inferiore al 75% della larghezza dell'edificio nella direzione ortogonale. Almeno il 75% dei carichi verticali sia portato da pareti che facciano parte del sistema resistente alle azioni orizzontali.

— Nessuna altezza interpiano sia superiore a 3.5 m.

— Il rapporto tra area della sezione resistente delle pareti e superficie del piano terreno non sia inferiore ai valori indicati nella tabella seguente, in funzione del numero di piani dell'edificio e della zona sismica, per ciascuna delle due direzioni ortogonali:

AREA DELLE PARETI RESISTENTI IN CIASCUNA
DIREZIONE ORTOGONALE PER EDIFICI SEMPLICI

Zona sismica		1	2	3	4
Tipo di struttura	Numero di piani				
Muratura ordinaria	1	5%	4%	3%	2%
	2	6%	5%	4%	3%
	3		6%	5%	4%
Muratura armata	1	4%	3%	2%	2%
	2	5%	4%	3%	2%
	3	6%	5%	4%	3%
	4	7%	6%	5%	4%

È implicitamente inteso che il numero di piani dell'edificio non può essere superiore a 3 per edifici in muratura ordinaria ed a 4 per edifici in muratura armata.

8.2. EDIFICI IN MURATURA ORDINARIA

8.2.1 Criteri di progetto

Oltre ai criteri definiti al punto 8.1.4, gli edifici in muratura ordinaria dovranno di regola avere le aperture praticate nei muri verticalmente allineate. Se così non fosse, si prenderanno in considerazione per la verifica del generico piano, esclusivamente le porzioni di muro che presentino continuità verticale dal piano oggetto di verifica fino alle fondazioni.

8.2.2 Verifiche di sicurezza

8.2.2.1 Pressoflessione nel piano

La verifica a pressoflessione di una sezione di un elemento strutturale si effettuerà 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:

$$M_u = (l^2 t \sigma_0 / 2) (1 - \sigma_0 / 0.85 f_d) \quad (8.2)$$

dove: M_u , è il momento corrispondente al collasso per pressoflessione,

l è la larghezza complessiva della parete (inclusiva della zona tesa)

t è lo spessore della zona compressa della parete,

σ_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 lo spostamento ultimo potrà essere assunto pari allo 0.8% dell'altezza del pannello.

8.2.2.2 Taglio

La verifica a taglio di ciascun elemento strutturale si effettuerà per mezzo della relazione seguente:

$$V_t = l' t f_{vk} / \gamma_M \quad (8.3)$$

dove: l' è la larghezza della parte compressa della parete

t è lo spessore della parete

f_{vk} è definito al punto 2.3.2.1 del D.M. 20.11.87, calcolando la tensione normale media (indicata con σ_n nel D.M. citato) sulla parte compressa della sezione ($\sigma_n = P/l't$).

Il valore di f_{vk} non potrà comunque essere maggiore di $1.4 \bar{f}_{bk}$, dove \bar{f}_{bk} indica la resistenza caratteristica a compressione dei blocchi nella direzione di applicazione della forza, né maggiore di 1.5 MPa. In caso di analisi statica non lineare lo spostamento ultimo potrà essere assunto pari allo 0.4% dell'altezza del pannello.

8.2.2.3 Pressoflessione fuori piano

Il valore del momento di collasso per azioni perpendicolari al piano della parete sarà calcolato assumendo un diagramma delle compressioni rettangolare, un valore della sollecitazione pari a $0.85 f_d$ e trascurando la resistenza a trazione della muratura.

8.2.3 Particolari costruttivi

Ad ogni piano deve essere realizzato un cordolo continuo all'intersezione tra solai e pareti.

I cordoli avranno larghezza almeno pari a quella del muro. È consentito un arretramento massimo di 6 cm dal filo esterno. L'altezza minima dei cordoli sarà pari all'altezza del solaio. L'armatura corrente non sarà inferiore a 8 cm², le staffe avranno diametro non inferiore a 6 mm ed interasse non superiore a 25 cm. Travi metalliche o prefabbricate costituenti i solai dovranno essere prolungate nel cordolo per almeno la metà della sua larghezza e comunque per non meno di 12 cm ed adeguatamente ancorate ad esso.

Ciascun muro costituente parte del sistema resistente alle azioni orizzontali deve essere intersecato da altri muri ad esso perpendicolari ad interasse non superiore a 7 m.

In corrispondenza di incroci tra pareti portanti sono prescritte, su entrambi i lati, 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 in cemento armato o in acciaio efficacemente ammorsato alla muratura.

8.3. EDIFICI IN MURATURA ARMATA

8.3.1 Criteri di progetto

Ciascuna parete muraria realizzata in muratura armata costituisce nel suo complesso una struttura forata in corrispondenza delle aperture.

Tutte le pareti murarie devono essere efficacemente connesse da solai tali da costituire diaframmi rigidi, secondo quanto specificato al punto 8.1.5.2.

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.

8.3.2 Verifiche di sicurezza

8.3.2.1 Pressoflessione nel piano

Per la verifica di sezioni pressoinflesse potrà 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 ε_m = 0.0035 per la muratura compressa e ε_s = 0.01 per l'acciaio teso.

In caso di analisi statica non lineare lo spostamento ultimo potrà essere assunto pari allo 1.2% dell'altezza del pannello.

8.3.2.2 Taglio

La resistenza a taglio (V_t) sarà calcolata come somma dei contributi della muratura (V_{t,M}) e dell'armatura (V_{t,S}), secondo le relazioni seguenti:

$$V_t = V_{t,M} + V_{t,S} \quad (8.4)$$

$$V_{t,M} = d t f_{vk} / \gamma_M \quad (8.5)$$

dove: d è la distanza tra il lembo compresso e il baricentro dell'armatura tesa

t è lo spessore della parete

f_{vk} è definito al punto 2.3.2.1 del D.M. 20.11.87, calcolando la tensione normale media (indicata con σ_n nel D.M. citato) sulla sezione lorda di larghezza d (σ_n = P/dt).

$$V_{t,S} = (0.6 d A_{sw} f_{yd}) / s \quad (8.6)$$

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 resistenza di progetto dell'acciaio,

s è la distanza tra i livelli di armatura.

Dovrà essere altresì verificato che il taglio agente non superi il seguente valore:

$$V_{t,c} = 0.3 f_d t d \quad (8.7)$$

dove: t è lo spessore della parete

f_d è la resistenza a compressione di progetto nella direzione dell'azione agente.

In caso di analisi statica non lineare lo spostamento ultimo potrà essere assunto pari allo 0.6% dell'altezza del pannello.

8.3.2.3 Pressoflessione fuori piano

Nel caso di azioni agenti perpendicolarmente al piano della parete, la verifica sarà effettuata

adottando diagramma delle compressioni e valori di deformazione limite per muratura e acciaio in modo analogo al caso di verifica nel piano.

8.3.3 Particolari costruttivi

Quanto indicato al punto 8.2.3 per la muratura ordinaria si applica anche alla muratura armata, con le seguenti eccezioni ed ulteriori prescrizioni.

Ciascun muro costituente parte del sistema resistente alle azioni orizzontali deve essere intersecato da altri muri ad esso perpendicolari ad interasse non superiore a 9 m.

Gli architravi sovrastanti le aperture potranno essere realizzati in muratura armata.

L'armatura orizzontale, collocata nei letti di malta o in apposite scanalature nei blocchi, non potrà avere interasse superiore a 600 mm. Non potranno essere usate barre di diametro inferiore a 5 mm. La percentuale di armatura, calcolata rispetto all'area lorda della muratura, non potrà essere inferiore allo 0.05%, né superiore allo 0.5%.

L'armatura verticale dovrà essere collocata in apposite cavità o recessi. Armature verticali con sezione complessiva non inferiore a 200 mm² dovranno essere collocate a ciascuna estremità di ogni parete portante, ad ogni intersezione tra pareti portanti e comunque ad interasse non superiore a 4 m. La percentuale di armatura, calcolata rispetto all'area lorda della muratura, non potrà essere inferiore allo 0.05%, né superiore allo 1.0%.

Parapetti ed elementi di collegamento tra pareti diverse dovranno essere ben collegati alle pareti adiacenti, garantendo la continuità dell'armatura orizzontale e, ove possibile, di quella verticale.

8.4. EDIFICI IN ZONA 4

Gli edifici con struttura in muratura da edificarsi in zona 4 possono essere calcolati applicando le regole valide per la progettazione «non sismica», alle seguenti condizioni.

— Deve essere considerata la combinazione di azioni di cui all'espressione (3.9), applicando in due direzioni ortogonali il sistema di forze orizzontali definito dalle espressioni (4.2) e (4.3), in cui si assumerà $S_d(T) = 0,10$ per strutture in muratura non armata e $S_d(T) = 0,06$ per strutture in muratura armata. Le relative verifiche di sicurezza possono essere effettuate in modo indipendente nelle due direzioni, allo stato limite ultimo.

— Gli edifici in muratura ordinaria devono rispettare quanto prescritto al punto 8.2.3.

— Gli edifici in muratura armata devono rispettare quanto prescritto al punto 8.3.3.

9. EDIFICI CON STRUTTURA IN LEGNO

Le norme relative agli edifici con struttura in legno verranno prodotte successivamente alla emanazione delle corrispondenti norme relative alle combinazioni di carico non sismiche.

10. EDIFICI ISOLATI

10.1 SCOPO

Il presente capitolo fornisce criteri e regole per il progetto degli edifici con isolamento sismico, 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 dell'edificio, 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;

c) dissipando una consistente aliquota dell'energia meccanica trasmessa 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.

10.2 DEFINIZIONI E SIMBOLI

Centro di rigidezza equivalente: Centro delle rigidzze 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 rigidzza di due rami definiti 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 in un dispositivo d'isolamento, corrispondente allo **SLU**;

F_2 = forza corrispondente allo spostamento d_2 , ottenuta al terzo ciclo sperimentale.

Coefficiente viscoso equivalente: Coefficiente viscoso ξ 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 rigidezza in direzione verticale e bassa rigidezza 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 rigidezza uguale alla rigidezza equivalente del sistema d'isolamento, per uno spostamento di ampiezza uguale allo spostamento di progetto.

Rigidezza equivalente: Rigidezza 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).

SLD: Sigla che indica lo Stato Limite di Danno di progetto.

SLU: Sigla che indica uno Stato Limite Ultimo di progetto.

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 rigidezza 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.

$a^2 = (\alpha_x b_x^2 + \alpha_y b_y^2)$: Dimensione equivalente, usata per valutare la deformazione di taglio per rotazione in un isolatore rettangolare di dimensioni b_x , b_y e rotazioni α_x , α_y ;

$a^2 = 3 \alpha D^2/4$: Dimensione equivalente, utilizzata per valutare la deformazione di taglio per rotazione in un isolatore circolare;

A : Area della superficie del singolo strato di elastomero depurata degli eventuali fori (se non riempiti successivamente);

A' : Area della superficie comune alla singola piastra d'acciaio e allo strato di elastomero depurata degli eventuali fori (se non riempiti successivamente);

A_r : Area ridotta efficace dell'isolatore, valutata come $A_r = \text{Min} [(b_x - d_{Ex}) (b_y - 0,3d_{Ey}), (b_x$

- $0,3d_{Ex}$) ($b_y - d_{Ey}$)] per isolatori rettangolari di lati b_x e b_y , $A_r = (\varphi - \sin\varphi)D^2/4$ con $\varphi = 2 \arccos(d_{Ed}/D)$ per isolatori circolari di diametro D ;

b_x, b_y : Dimensioni in pianta, secondo x ed y, della singola piastra di acciaio di un isolatore elastomerico rettangolare;

$$b_{\min} = \min(b_x, b_y)$$

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 **SLU**;

d_{dc} : Spostamento massimo di progetto del centro di rigidità del sistema d'isolamento, corrispondente allo **SLU**;

d_{Ex}, d_{Ey} : Spostamenti relativi tra le due facce (superiore e inferiore) di un isolatore, o tra le estremità di un dispositivo, prodotti dalla azione sismica agente nelle direzioni x e y;

d_{rftx}, d_{rfty} : Spostamenti relativi tra le due facce (superiore e inferiore) degli isolatori, o tra le estremità di un dispositivo, prodotti dalle azioni di ritiro, fluage e termiche (ridotte al 50%), ove rilevanti;

$$d_E = \text{Max} \{ [(d_{Ex} + d_{rftx})^2 + (0,3d_{Ex} + d_{rfty})^2]^{1/2}, [(0,3d_{Ex} + d_{rftx})^2 + (d_{Ey} + d_{rfty})^2]^{1/2} \} = d_2$$

D : Diametro della singola piastra di acciaio negli isolatori circolari o dimensione in pianta, misurata parallelamente all'azione orizzontale agente, della singola piastra di acciaio;

E_b : Modulo di compressibilità volumetrica della gomma, da assumere pari a 2000 MPa in assenza di determinazione diretta;

$$E_c = \text{Modulo di compressibilità assiale valutato (in MPa) come } E_c = (1/(6G_{\text{din}}S_1^2) + 4/(3E_b))^{-1};$$

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;

G : Modulo di taglio, convenzionalmente definito come il modulo secante tra le deformazioni di taglio corrispondenti agli spostamenti $0,27t_e$ e $0,58t_e$;

G_{din} : Modulo dinamico equivalente a taglio, valutato come $G_{\text{din}} = Ft_e/(Ad)$ in corrispondenza di uno spostamento $d = t_e$;

$K_e = F/d = G_{\text{din}} A/t_e =$ Rigidezza equivalente di un dispositivo d'isolamento in un singolo ciclo di carico;

$$K_{\text{esi}} = \sum_j (K_{ej}) : \text{Rigidezza totale equivalente del sistema di isolamento};$$

$K_1 = F_1/d_1$: Rigidezza elastica (del primo ramo) del ciclo bilineare teorico di un dispositivo di isolamento a comportamento non lineare;

$K_2 = F_2/d_2$: Rigidezza post-elastica (del secondo ramo) del ciclo teorico di un dispositivo di isolamento non lineare;

L : Superficie laterale libera del singolo strato di elastomero di un isolatore elastomerico maggiorata della superficie laterale degli eventuali fori (se non riempiti successivamente);

M : Massa totale della sovrastruttura;

m_j : Massa del piano j-esimo della sovrastruttura;

$S_1 = A/L$: Fattore di forma primario di un isolatore elastomerico;

$S_2 = D/t_e$: Fattore di forma secondario di un isolatore elastomerico, nella direzione in esame;

$S_{2\min} = b_{\min}/t_e$: Fattore di forma secondario minimo di un isolatore elastomerico rettangolare;

t_i : Spessore del singolo strato di elastomero;

t_e : Somma dello spessore dei singoli strati di elastomero valutata maggiorando lo spessore dei due strati esterni, se maggiore di 3 mm, del fattore 1,4;

t_1, t_2 : Spessore dei due strati di elastomero direttamente a contatto con la piastra considerata;

t_s : Spessore della piastra generica;

T : Periodo generico;

T_{bf} : primo periodo proprio della struttura a base fissa;

T_{is} : primo periodo proprio della struttura isolata;

V : Carico verticale di progetto agente sull'isolatore in presenza di sisma;

V_{max} : Valore massimo di progetto di V ;

V_{min} : Valore minimo di progetto di V ;

W_d : Energia dissipata da un dispositivo d'isolamento in un ciclo completo di carico;

α_x, α_y : Rotazioni relative tra le facce superiore e inferiore di un isolatore elastomerico rispettivamente attorno alle direzioni x ed y;

$$\alpha = (\alpha_x^2 + \alpha_y^2)^{1/2}$$

γ : Deformazione di taglio generica;

$\gamma_c = 1,5V/(S_1 G_{\text{din}} A)$: la deformazione di taglio dell'elastomero prodotta dalla compressione assiale;

$\gamma_s = d_E/t_e$: Deformazione di taglio dell'elastomero prodotta dallo spostamento sismico totale, inclusi gli effetti torsionali;

$\gamma\alpha = a^2/2t_e$: Deformazione di taglio dell'elastomero dovuta alla rotazione angolare;

$\gamma_t = \gamma_c + \gamma_s + \gamma\alpha$: Deformazione totale di taglio;

$\xi_c = W_d / (2\pi Fd) = W_d / (2\pi K_e d^2)$: coefficiente di smorzamento viscoso equivalente in un singolo ciclo di carico di un dispositivo d'isolamento;

$\xi_{\text{esi}} = \sum_j (W_{dj} / (2\pi K_{\text{esi}} d^2))$: coefficiente di smorzamento viscoso equivalente del sistema d'isolamento.

10.3 REQUISITI GENERALI E CRITERI PER IL LORO SODDISFACIMENTO

Gli edifici con isolamento sismico debbono soddisfare i requisiti generali di sicurezza e i criteri di verifica riportati nel capitolo 2 di queste norme. In particolare valgono integralmente le prescrizioni riguardanti la sicurezza nei confronti della stabilità (SLU), della limitazione dei danni (SLD), i terreni di fondazione.

Il soddisfacimento è assicurato dal rispetto delle condizioni espresse in 2.3, salvo condizioni particolari specifiche degli edifici con isolamento sismico, per i quali vale, in aggiunta o in sostituzione, quanto contenuto nei successivi paragrafi.

La sovrastruttura e la sottostruttura si devono mantenere sostanzialmente in campo elastico. Per questo la struttura potrà essere progettata con riferimento alle prescrizioni relative alle strutture con bassa duttilità (DC"B").

Un'affidabilità superiore è richiesta al sistema di isolamento per il ruolo critico che esso svolge. Tale affidabilità si ritiene conseguita se il sistema di isolamento è progettato e verificato sperimentalmente secondo quanto stabilito nel punto 10.8 e negli allegati 10.A, 10.B. Per i dispositivi costituenti il sistema di isolamento valgono, inoltre, le condizioni seguenti:

— I dispositivi saranno accompagnati da una relazione che illustri il comportamento meccanico sia di insieme che dei singoli componenti, così da minimizzare la possibilità del verificarsi di comportamenti non previsti.

— La definizione del comportamento meccanico del dispositivo sotto azioni orizzontali (sisma, vento, ecc.), sia ai fini della risposta del sistema strutturale che lo contiene che ai fini del dimensionamento del dispositivo stesso, sarà basata su un modello strutturale sufficientemente realistico (ove necessario non lineare, dipendente dallo sforzo assiale, ecc.) e su prove di laboratorio effettuate in condizioni più aderenti possibile alle condizioni reali in termini di accelerazione, velocità e spostamento. Eventuali modifiche di tale comportamento, sia in fase di costruzione che di messa in opera e nella successiva vita utile del dispositivo, possono essere ammesse solo con adeguate giustificazioni e verifiche, incluso il controllo che non siano state introdotte sfavorevoli sovraresistenze e sovrarigidità rispetto alle richieste di progetto.

— Nell'ambito del progetto si dovrà redigere un piano di qualità riguardante sia la progettazione del dispositivo, che la costruzione, la messa in opera, la manutenzione e le relative verifiche analitiche e sperimentali. I documenti di progetto indicheranno 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, saranno indicati negli elaborati grafici di progetto, insieme alle procedure di controllo da adottare.

Tutte le condutture degli impianti che attraversano i giunti intorno alla struttura isolata dovranno non subire danni e rimanere funzionanti per i valori di spostamento corrispondenti allo SLD. Quelle del gas e di altri impianti pericolosi che attraversano i giunti di separazione dovranno essere progettati per consentire gli spostamenti relativi della sovrastruttura isolata corrispondenti allo SLU, con lo stesso livello di sicurezza adottato per il progetto del sistema di isolamento.

10.4 CARATTERISTICHE E CRITERI DI ACCETTAZIONE DEI DISPOSITIVI

Ai fini delle presenti disposizioni, i dispositivi facenti parte di un sistema di isolamento si distinguono in isolatori e dispositivi ausiliari.

Gli isolatori sono dispositivi che svolgono fundamentalmente 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).

Tra gli isolatori si individuano:

- isolatori in materiale elastomerico ed acciaio,
- isolatori a scorrimento.

I dispositivi ausiliari svolgono fundamentalmente la funzione di dissipazione di energia e/o di ricentraggio del sistema e/o di vincolo laterale sotto carichi orizzontali di servizio (non sismici), rispetto alle azioni orizzontali. Tra di essi si distinguono:

- dispositivi a comportamento non lineare, indipendente dalla velocità di deformazione,
- dispositivi a comportamento viscoso, dipendente dalla velocità di deformazione,
- dispositivi a comportamento lineare o quasi lineare.

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 la 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.

I dispositivi di isolamento possono essere basati su materiali e meccanismi diversi, dai quali dipendono le loro proprietà meccaniche. Le proprietà di un sistema di isolamento, nel suo complesso, e la loro costanza scaturiscono dalla combinazione delle proprietà dei dispositivi e degli isolatori che lo costituiscono.

Tutte le parti strutturali dei dispositivi, non direttamente impegnate nella funzione di isolamento, devono essere capaci di sopportare le massime sollecitazioni di progetto rimanendo in campo elastico, con un adeguato coefficiente di sicurezza.

L'idoneità all'impiego deve essere accertata mediante le prove sui materiali e sui dispositivi descritte nell'allegato 10.B eseguite e certificate da laboratori ufficiali, ai sensi dell'art. 20 della legge 1086/71, dotati delle necessarie attrezzature e della specifica competenza ed operanti in regime di qualità.

10.4.1 Isolatori elastomerici

Gli isolatori elastomerici sono costituiti da strati di materiale elastomerico (gomma naturale o materiali artificiali idonei) alternati a piastre di acciaio, aventi prevalente funzione di confinamento dell'elastomero, e vengono disposti nella struttura in modo da sopportare le azioni e deformazioni orizzontali di progetto trasmesse (sisma, vento, dilatazioni termiche, viscosità, ecc.) mediante azioni parallele alla giacitura degli strati di elastomero ed i carichi permanenti ed accidentali verticali mediante azioni perpendicolari agli strati stessi.

Le piastre di acciaio saranno conformi alla **CNR 10018** o equivalente 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.

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, mentre per gli effetti delle azioni parallele alla giacitura degli strati si considererà la sezione intera dello strato di gomma.

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 (t_e è ottenuto come somma dello spessore dei singoli strati, migliorando lo spessore dei due strati esterni, se maggiore di 3 mm, del fattore 1,4) 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 rigidezza equivalente K_e , il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ_e .

La rigidezza 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 ξ_e , si definisce come rapporto tra l'energia dissipata in un ciclo completo di carico W_d e $2\pi Fd$, ossia $\xi_e = W_d/(2\pi Fd)$.

Le caratteristiche meccaniche (K_e e ξ_e) dei dispositivi reali, valutate in corrispondenza dello spostamento massimo di progetto d_2 , dovranno avere variazioni limitate come segue:

— nell'ambito della singola fornitura le differenze, rispetto al valore di progetto, non possono superare un valore massimo del $\pm 15\%$ ed un valore medio del $\pm 5\%$;

— le variazioni legate all'invecchiamento dell'elastomero, valutate come indicato nel seguito, non dovranno superare il **15%** del valore iniziale;

— le variazioni dovute a fattori ambientali (temperatura), valutate per le condizioni estreme di progetto dei fattori stessi e con riferimento al valore misurato in condizioni medie di tali fattori, non dovranno superare il $\pm 20\%$;

— 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;

— le variazioni dovute alla velocità di deformazione (frequenza), valutate in un intervallo di $\pm 30\%$ del valore di progetto, non dovranno superare il $\pm 10\%$.

Gli isolatori elastomerici devono inoltre essere in grado di sostenere almeno 10 cicli con spostamento massimo impresso pari a $1,2 d_2$. I cicli si intendono favorevolmente sostenuti se saranno soddisfatte le seguenti condizioni:

— i diagrammi forza-spostamento mostreranno sempre un incremento di carico al crescere dello spostamento;

— le caratteristiche meccaniche dei dispositivi (K_e e ξ_e), nei cicli successivi al primo, non varieranno di più del 15% rispetto alle caratteristiche riscontrate durante il terzo ciclo, ossia $|K_{e(i)} - K_{e(3)}|/K_{e(3)} < 0,15$ e $|\xi_{e(i)} - \xi_{e(3)}|/\xi_{e(3)} < 0,15$, avendo contrassegnato con il pedice (i) le caratteristiche valutate all'i-esimo ciclo e con il pedice (3) le caratteristiche valutate al terzo ciclo.

10.4.2 Isolatori a scorrimento

Gli isolatori a scorrimento sono costituiti da appoggi a scorrimento (acciaio-PTFE) caratterizzati da bassi valori delle resistenze per attrito.

Le superfici di scorrimento in acciaio e PTFE devono essere conformi alla norma EN 1337-2.

Gli isolatori a scorrimento dovranno avere un coefficiente d'attrito compreso tra 0 e 3% e l'at-

trito valutato in corrispondenza dello spostamento massimo di progetto d_2 , dovrà avere variazioni limitate come segue:

- nell'ambito della singola fornitura le differenze rispetto al valore di progetto non potranno superare un valore massimo del $\pm 50\%$ ed un valore medio del $\pm 15\%$;
- le variazioni legate all'invecchiamento non dovranno superare il 15% del valore iniziale;
- le variazioni dovute a fattori ambientali (temperatura), valutate per condizioni estreme dei fattori stessi e con riferimento al valore misurato in condizioni medie di tali fattori, dovranno variare di non più del $\pm 20\%$;
- 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 30% del valore di progetto;
- le variazioni dovute alla velocità (frequenza), valutate in un intervallo di $\pm 30\%$ del valore di progetto, non dovranno superare il $\pm 10\%$.

Gli isolatori a scorrimento devono inoltre 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 15% rispetto alle caratteristiche riscontrate durante il terzo ciclo, ossia $|f_{(i)} - f_{(3)}|/f_{(3)} < 0,15$, avendo contrassegnato con il pedice (i) le caratteristiche valutate all'i-esimo ciclo e con il pedice (3) le caratteristiche valutate al terzo ciclo. Inoltre gli isolatori a scorrimento debbono essere in grado di garantire la loro funzione di appoggio fino a spostamenti pari ad $1,5 d_2$.

10.4.3 Dispositivi ausiliari a comportamento non lineare

I dispositivi ausiliari a comportamento non lineare trasmettono, in generale, soltanto azioni orizzontali ed hanno rigidezza trascurabile rispetto alle azioni verticali. Essi possono realizzare comportamenti meccanici diversi, ad elevata o bassa dissipazione di energia, con riduzione o incremento della rigidezza al crescere dello spostamento, con o senza spostamenti residui all'azzerramento della forza. Nel seguito si tratteranno essenzialmente dispositivi caratterizzati da una riduzione della rigidezza, 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 10.1.

I dispositivi a comportamento non lineare sono costituiti da elementi base che ne determinano le caratteristiche meccaniche fondamentali ai fini della loro utilizzazione nell'ambito di un sistema di isolamento sismico. Ove necessario tali elementi potranno essere sottoposti singolarmente a prove sperimentali di qualificazione e accettazione.

I dispositivi di isolamento non lineari sono individuati dalla curva caratteristica che lega la forza trasmessa dal dispositivo al corrispondente spostamento; tali curve caratteristiche sono, in generale, schematizzabili con delle bilineari, definite dalle coordinate (F_1, d_1) , corrispondenti al limite teorico del comportamento elastico lineare del dispositivo, e dalle coordinate (F_2, d_2) corrispondenti al valore di progetto allo SLU dello spostamento.

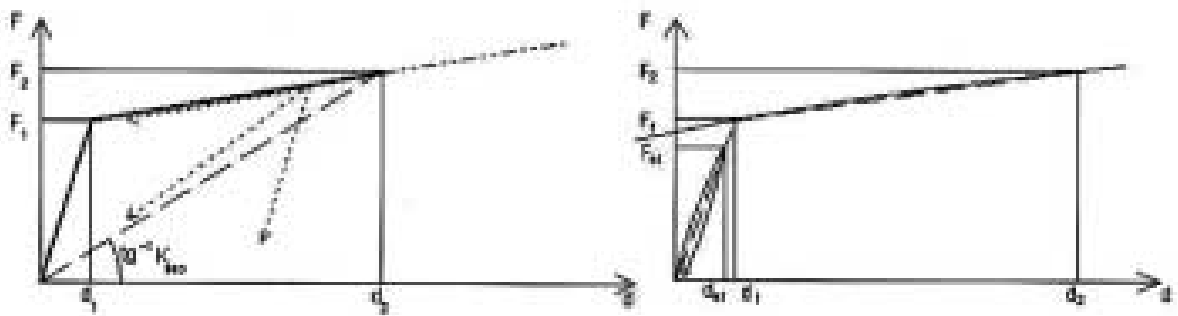


Figura 10.1 - Diagrammi forza-spostamento per dispositivi non lineari

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 in un dispositivo d'isolamento, corrispondente allo SLU;

F_2 = forza corrispondente allo spostamento d_2 , ottenuta al terzo ciclo sperimentale.

Le rigidzze elastica e post-elastica, rispettivamente del primo ramo e del secondo ramo, vengono definite come: $K_1 = F_1/d_1$; $K_2 = (F_2 - F_1)/(d_2 - d_1)$.

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, dovrà 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 curve caratteristiche nel terzo ciclo di carico, valutate in termini di forza, in corrispondenza degli spostamenti d_1 e d_2 , e di rigidezza K_2 , dovranno avere variazioni limitate come segue:

- nell'ambito della singola fornitura le differenze, rispetto al valore di progetto, non possono superare un valore massimo del $\pm 15\%$ ed un valore medio del $\pm 5\%$;
- le variazioni legate all'invecchiamento dei materiali, valutate come indicato nel seguito, non dovranno superare il **15%** del valore iniziale;
- le variazioni dovute a fattori ambientali (temperatura), valutate per le condizioni estreme di progetto dei fattori stessi e con riferimento al valore misurato in condizioni medie di tali fattori, non dovranno superare il $\pm 20\%$;
- le variazioni dovute alla velocità di deformazione (frequenza), valutate in un intervallo di $\pm 30\%$ del valore di progetto, non dovranno superare il $\pm 10\%$.

I dispositivi a comportamento non lineare devono inoltre essere in grado di sostenere almeno 10 cicli con spostamento massimo impresso pari a $1,2 d_2$. I cicli si intendono favorevolmente sostenuti se saranno soddisfatte le seguenti condizioni:

- i diagrammi forza-spostamento mostrano sempre un incremento di carico al crescere dello spostamento;
- le curve caratteristiche, nei cicli successivi al primo, valutate in corrispondenza degli spostamenti d_1 e d_2 , non variano di più del 15%, in termini di forza e di rigidezza K_2 , rispetto alle caratteristiche riscontrate durante il **terzo** ciclo, ossia $|F_{(i)} - F_{(3)}| / F_{(3)} < 0,15$, $|K_{2(i)} - K_{2(3)}| / K_{2(3)} < 0,15$ avendo contrassegnato con il pedice (i) le caratteristiche valutate all'i-esimo ciclo e con il pedice 3 le caratteristiche valutate al terzo ciclo.

10.4.4 Dispositivi ausiliari a comportamento viscoso

I dispositivi ausiliari a comportamento viscoso trasmettono, in generale, soltanto azioni orizzontali ed hanno rigidezza trascurabile rispetto alle azioni verticali. Essi sono caratterizzati da un valore della forza proporzionale a v^α , e pertanto non contribuiscono alla rigidezza del sistema. La relazione forza spostamento di un dispositivo viscoso, per una legge sinusoidale dello spostamento è riportata in figura 10.2. La forma del ciclo è ellittica per $\alpha = 1$. Il valore massimo della forza viene sempre raggiunto in corrispondenza dello spostamento nullo.

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 α . L'identificazione di tali parametri ai fini della modellazione meccanica del sistema d'isolamento dovrà essere fatta con riferimento ai valori di forza massima ed energia dissipata durante il terzo ciclo di carico, dovendo essere non superiore al 10% la differenza tra il valore teorico e il valore sperimentale delle due grandezze dette.

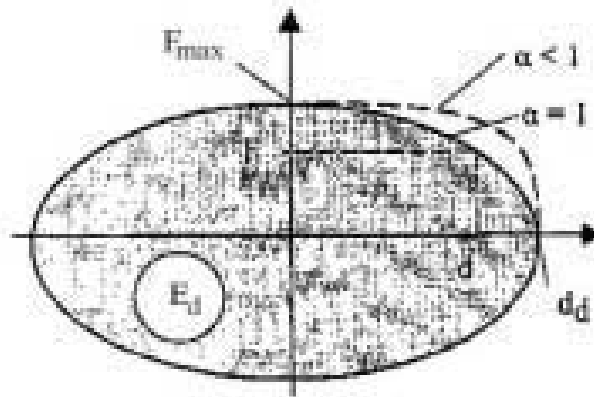


Figura 10.2 - Dispositivi a comportamento viscoso

Le caratteristiche meccaniche (F_{max} e E_d) dei dispositivi reali, valutate per velocità di applicazione delle deformazioni pari a quelle di progetto, dovranno avere variazioni limitate come segue:

- nell'ambito della singola fornitura le differenze, rispetto al valore di progetto, non possono superare un valore massimo del $\pm 15\%$ ed un valore medio del $\pm 5\%$;
- le variazioni legate all'invecchiamento dei materiali, valutate come indicato nel seguito, non dovranno superare il **15%** del valore iniziale;
- le variazioni dovute a fattori ambientali (temperatura), valutate per le condizioni estreme di progetto dei fattori stessi e con riferimento al valore misurato in condizioni medie di tali fattori, non dovranno superare il $\pm 20\%$.

I dispositivi a comportamento viscoso devono essere in grado di sopportare, sotto spostamento massimo impresso pari a $1,2 d_2$, almeno 10 cicli. I cicli si intendono favorevolmente sopportati se saranno soddisfatte le seguenti condizioni:

- le curve caratteristiche, nei cicli successivi al primo, valutate nel terzo ciclo di carico, non variano di più del 15%, in termini di forza massima e di energia dissipata, rispetto alle carat-

teristiche riscontrate durante il **terzo** ciclo, ossia $|\mathbf{F}_{(i)} - \mathbf{F}_{(3)}|/\mathbf{F}_{(3)} < 0,15$, $|\mathbf{E}_{d(i)} - \mathbf{E}_{d(3)}|/\mathbf{E}_{d(3)} < 0,15$ avendo contrassegnato con il pedice (i) le caratteristiche valutate all'i-esimo ciclo e con il pedice 3 le caratteristiche valutate al terzo ciclo.

10.4.5 Dispositivi ausiliari a comportamento lineare o quasi lineare

I dispositivi ausiliari a comportamento lineare o quasi lineare trasmettono, in generale, soltanto azioni orizzontali ed hanno rigidezza trascurabile rispetto alle azioni verticali. Il loro comportamento è definito tramite la rigidezza equivalente \mathbf{K}_e e il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ_e .

Le caratteristiche meccaniche (\mathbf{K}_e e ξ_e) dei dispositivi reali, valutate in corrispondenza dello spostamento massimo di progetto \mathbf{d}_2 , e per una frequenza di applicazione del carico pari a quella di progetto, dovranno avere variazioni limitate come segue:

— nell'ambito della singola fornitura le differenze, rispetto al valore di progetto, non possono superare un valore massimo del $\pm 15\%$ ed un valore medio del $\pm 5\%$;

— le variazioni legate all'invecchiamento dei materiali, valutate come indicato nel seguito, non dovranno superare il **15%** del valore iniziale;

— le variazioni dovute a fattori ambientali (temperatura), valutate per le condizioni estreme di progetto dei fattori stessi e con riferimento al valore misurato in condizioni medie di tali fattori, non dovranno superare il $\pm 20\%$;

— le variazioni dovute alla velocità di deformazione (frequenza), valutate in un intervallo di $\pm 30\%$ del valore di progetto, non dovranno superare il $\pm 10\%$.

I dispositivi a comportamento lineare o quasi lineare devono inoltre essere in grado di sopportare, sotto spostamento massimo impresso pari a $1,2 \mathbf{d}_2$, almeno 10 cicli di carico e scarico. I cicli si riterranno favorevolmente sopportati se saranno soddisfatte le seguenti condizioni:

— i diagrammi forza-spostamento mostreranno sempre un incremento di carico al crescere dello spostamento;

— le caratteristiche meccaniche dei dispositivi (\mathbf{K}_e e ξ_e), nei cicli successivi al primo, non varieranno di più del 15% rispetto alle caratteristiche riscontrate durante il terzo ciclo, ossia $|\mathbf{K}_{e(i)} - \mathbf{K}_{e(3)}|/\mathbf{K}_{e(3)} < 0,15$ e $|\xi_{e(i)} - \xi_{e(3)}|/\xi_{e(3)} < 0,15$, avendo contrassegnato con il pedice (i) le caratteristiche valutate all'i-esimo ciclo e con il pedice (3) le caratteristiche valutate al terzo ciclo.

10.5 INDICAZIONI PROGETTUALI

10.5.1 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. È 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 dell'edificio e/o con il corretto comportamento del sistema d'isolamento.

— Ove necessario, gli isolatori dovranno 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.

— I materiali utilizzati nel progetto e nella costruzione dei dispositivi dovranno essere conformi alle corrispondenti norme in vigore.

— 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. Tali effetti andranno debitamente messi in conto nel modello di calcolo ed il comportamento degli isolatori a trazione dovrà essere verificato sperimentalmente.

10.5.2 Controllo di movimenti indesiderati

— Per minimizzare gli effetti torsionali, la proiezione del centro di massa dell'edificio sul piano degli isolatori ed il centro di rigidezza dei dispositivi di isolamento debbono essere, per quanto possibili, 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 perimetricamente 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.

— Per evitare o limitare azioni di trazione negli isolatori, gli interassi della maglia strutturale dovranno essere scelti in modo tale che il carico verticale \mathbf{V} di progetto agente sul singolo isolatore sotto le azioni sismiche e quelle concomitanti, risulti essere sempre di compressione o, al più, nullo.

10.5.3 Controllo degli spostamenti sismici differenziali del terreno

— Le strutture del piano di posa degli isolatori e del piano su cui appoggia la sovrastruttura devono essere dimensionate in modo da assicurare un comportamento rigido nel piano suddetto, così da limitare gli effetti di spostamenti sismici differenziali.

— 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 direttamente fissati ad entrambi i diaframmi, oppure attraverso elementi verticali il cui spostamento orizzontale in condizioni sismiche sia minore di 1/40 dello spostamento relativo del sistema di isolamento. Tali elementi dovranno essere progettati per rispondere in campo rigorosamente elastico, tenendo anche conto della maggiore affidabilità richiesta ai dispositivi di isolamento.

10.5.4 Controllo degli spostamenti relativi al terreno e alle costruzioni circostanti

— Adeguato spazio dovrà essere previsto tra la sovrastruttura isolata e il terreno o le costruzioni circostanti, per consentire liberamente gli spostamenti sismici in tutte le direzioni.

— Le eventuali connessioni, strutturali e non, fra la struttura isolata e il terreno o le parti di strutture non isolate devono essere progettate in modo tale da assorbire, con ampio margine di sicurezza, gli spostamenti relativi previsti dal calcolo. Particolare attenzione, a tale proposito, deve essere posta negli impianti.

— Occorre anche attuare adeguati accorgimenti affinché l'eventuale malfunzionamento delle connessioni a cavallo dei giunti non possa compromettere l'efficienza dell'isolamento.

10.6 AZIONE SISMICA

Ai fini della progettazione l'azione sismica è fundamentalmente definita, in termini di intensità, ovvero accelerazione massima del terreno, forme spettrali, durata degli accelerogrammi, nel capitolo 3 delle presenti norme, salvo quanto prescritto in modo specifico per la progettazione di edifici con isolamento sismico in questo capitolo.

10.6.1 Spettri di progetto

In generale gli spettri elastici definiti al punto 3.2.3 verranno adottati come spettri di progetto, assumendo $T_D = 2,5s$. Le ordinate spettrali per $T > 4s$ saranno assunte pari all'ordinata corrispondente a $T = 4s$. Gli spettri di progetto allo stato limite di danno si ottengono dividendo le ordinate spettrali per 2.5.

In alternativa all'impiego delle forme standard dello spettro di risposta elastico di cui al punto 3.2.3 associate al valore di a_g fornito nel par. 3.2.1 per le diverse zone sismiche, è consentito l'impiego di spettri di risposta specifici per il sito considerato, caratterizzati dalle probabilità di superamento richieste per ciascuno dei due stati limite, ricavati direttamente sulla base di conoscenze geosismotettoniche e geotecniche, oppure da dati statistici applicabili alla situazione in esame. Le ordinate di tali spettri, in corrispondenza dei periodi propri di interesse per il sistema, non potranno essere assunte inferiori alle ordinate dello spettro elastico standard applicabile, in relazione al profilo di suolo.

10.6.2 Impiego di accelerogrammi

L'impiego di accelerogrammi è regolato dalle prescrizioni del punto 3.2.7 e dalle seguenti.

La parte pseudostazionaria deve essere preceduta e seguita da tratti ad intensità crescente da zero e decrescente a zero, di modo che la durata complessiva dell'accelerogramma sia non inferiore a 25 s.

La coerenza con lo spettro di riferimento va verificata con le seguenti regole, che sostituiscono quelle riportate in 3.2.7. Nel campo $0,8T_{bf} \div 1,2T_{is}$, ove T_{bf} rappresenta la stima inferiore del primo periodo proprio della struttura a base fissa e T_{is} rappresenta la stima superiore del periodo fondamentale equivalente della struttura isolata, la media delle ordinate spettrali, in corrispondenza di ogni periodo, deve risultare non inferiore al 90% delle ordinate spettrali di riferimento. Comunque, nel campo di periodi compreso tra 0,15 sec. e 4,00 sec., la stessa media non deve risultare inferiore all'80% delle ordinate spettrali di riferimento.

10.7 MODELLAZIONE E ANALISI STRUTTURALE

10.7.1 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, saranno le più sfavorevoli che si possono verificare durante la sua vita utile. Esse dovranno tener conto, ove pertinente, dell'influenza 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 di deformazione (frequenza), in un intervallo di variabilità di $\pm 30\%$ del valore di progetto,

— entità dei carichi verticali agenti simultaneamente,

— 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 dovranno, 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. In generale i valori

massimi degli spostamenti del sistema d'isolamento si otterranno attribuendo i valori minimi alle caratteristiche di rigidità, smorzamento, attrito, mentre i valori massimi delle deformazioni e tensioni nella struttura si otterranno attribuendo a tali caratteristiche i valori massimi.

Nella progettazione degli edifici in categoria d'importanza III, si possono adottare i valori medi delle proprietà meccaniche del sistema di isolamento, a condizione che i valori estremi (massimo oppure minimo) non differiscano di più del 20% dal valor medio.

10.7.2 Modellazione

La sovrastruttura e la sottostruttura verranno modellate sempre 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 dovrà essere messa in conto quando il rapporto tra la rigidità verticale del sistema di isolamento K_v e la rigidità equivalente orizzontale K_{esi} è inferiore a 800.

Se viene utilizzato un modello lineare, si dovrà adottare la rigidità secante riferita allo spostamento totale di progetto per lo stato limite in esame, di ciascun dispositivo facente parte del sistema di isolamento. La rigidità totale equivalente del sistema di isolamento, K_{esi} , sarà pari alla somma delle rigidità equivalenti dei singoli dispositivi. L'energia dissipata dal sistema d'isolamento dovrà essere espressa in termini di coefficiente di smorzamento viscoso equivalente del sistema d'isolamento ξ_{esi} , valutato con riferimento all'energia dissipata dal sistema di isolamento in cicli con frequenza nel range delle frequenze naturali dei modi considerati. Per i modi superiori della struttura, al di fuori di tale range, il rapporto di smorzamento del modello completo dovrà essere quello della sovrastruttura nella condizione di base fissa.

Quando la rigidità e/o lo smorzamento equivalenti del sistema di isolamento dipendono significativamente dallo spostamento di progetto, dovrà 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 rigidità equivalente del sistema d'isolamento è almeno pari al 50% della rigidità 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 di isolamento non variano di più del 10% per effetto di variazioni della velocità di deformazione, in un range del $\pm 30\%$ intorno al valore di progetto, e dell'azione verticale sui dispositivi, nel range di variabilità di progetto;
- d) l'incremento della forza nel sistema di isolamento per spostamenti tra $0,5d_{dc}$ e d_{dc} è almeno pari all'1,25% del peso totale della sovrastruttura.

Nel caso in cui si adotti un modello non lineare, il legame costitutivo dei singoli dispositivi del sistema di 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.

10.7.3 Metodi di 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.

10.7.4 Analisi statica lineare

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:

$$T_{is} = 2\pi\sqrt{M / K_{esi}} \quad (10.1)$$

in cui:

M è la massa totale della sovrastruttura;

K_{esi} è la rigidità equivalente orizzontale del sistema d'isolamento, ottenuta trascurando eventuali effetti torsionali a livello di isolamento.

Il metodo dell'analisi statica lineare può essere applicato se la costruzione isolata soddisfa i requisiti seguenti:

- il sistema resistente all'azione sismica possiede una configurazione strutturale regolare in pianta, come è definita al punto 4.3;
- la sovrastruttura ha altezza non maggiore di 20 metri e non più di 5 piani;
- la maggiore dimensione in pianta della sovrastruttura è inferiore a 50 m;
- il sistema d'isolamento può essere modellato come lineare, in accordo con il precedente punto 10.7.2;

— il periodo equivalente T_{is} della costruzione isolata ha un valore compreso fra $4 \cdot T_{bf}$ e 3.0 s, in cui T_{bf} è il periodo della costruzione assunta a base fissa, stimato con un'espressione approssimata;

— 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} ;

— il periodo in direzione verticale T_v , calcolato come $T_v = 2\pi\sqrt{M / K_v}$, è inferiore a $0,1$ s;

— nessuno isolatore risulta in trazione per l'effetto combinato dell'azione sismica e dei carichi verticali;

— in ciascuna delle direzioni principali orizzontali l'eccentricità totale (inclusa 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.

Lo spostamento del centro di rigidezza dovuto all'azione sismica d_c verrà calcolato, in ciascuna direzione orizzontale, mediante la seguente espressione:

$$d_{dc} = \frac{M \cdot S_e \cdot (T_{is}, \xi_{esi})}{K_{esi,min}} \quad (10.2)$$

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.

Le forze orizzontali da applicare a ciascun piano della sovrastruttura debbono essere calcolate, in ciascuna direzione orizzontale, mediante la seguente espressione:

$$f_j = m_j \cdot S_e(T_{is}, \xi_{esi}) \quad (10.3)$$

in cui m_j è la massa del piano 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 δ_{xi} e δ_{yi} , per le azioni in direzione x e y:

$$\delta_{xi} = 1 + \frac{e_{tot,y}}{r_y^2} y_i \quad \delta_{yi} = 1 + \frac{e_{tot,x}}{r_x^2} x_i \quad (10.4)$$

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;

$r_{x,y}$ è il raggio torsionale del sistema di isolamento, dato dalla seguente espressione:

$$r_x^2 = \sum (x_i^2 K_{yi} + y_i^2 K_{xi}) / \sum K_{yi} \quad r_y^2 = \sum (x_i^2 K_{yi} + y_i^2 K_{xi}) / \sum K_{xi} \quad (10.5)$$

K_{xi} e K_{yi} sono le rigidezze equivalenti del dispositivo i-esimo nella direzione x e y rispettivamente.

Gli effetti torsionali sulla sovrastruttura, ai fini della verifica degli elementi strutturali, saranno valutati come specificato in 4.5.2.

10.7.5 Analisi dinamica lineare

L'analisi dinamica lineare è ammessa quando risulta possibile modellare elasticamente il comportamento del sistema di isolamento, nel rispetto delle condizioni di cui al punto 10.7.2. Per il sistema complessivo, formato dalla sottostruttura, dal sistema d'isolamento e dalla sovrastruttura, si assume un comportamento elastico lineare. L'analisi potrà essere svolta mediante analisi modale con spettro di risposta o mediante integrazione al passo delle equazioni del moto, eventualmente previo disaccoppiamento modale.

L'analisi modale con spettro di risposta dovrà essere svolta secondo quanto specificato in 4.5.3, salvo diverse indicazioni fornite nel presente paragrafo. Le due componenti orizzontali dell'azione sismica si considereranno in generale agenti simultaneamente, adottando, ai fini della combinazione degli effetti, le regole riportate in 4.6. La componente verticale dovrà essere messa in conto nei casi previsti in 4.6 e, in ogni caso, quando il rapporto tra la rigidezza verticale del sistema di isolamento K_v e la rigidezza equivalente orizzontale K_{esi} è inferiore a 800. In tali casi si avrà cura che la massa eccitata dai modi in direzione verticale considerati nell'analisi sia significativa.

Per l'applicazione del metodo dello spettro di risposta, lo spettro elastico definito in 3.2.3 va ridotto per tutto il campo di periodi $T \geq 0,8 T_{is}$, assumendo per il coefficiente riduttivo η il valore corrispondente al coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ_{esi} del sistema di isolamento.

Nel caso di analisi lineare con integrazione al passo si può adottare un solo accelerogramma, purché esso rispetti le condizioni di coerenza con lo spettro di partenza specificate, al punto 3.2.7. La messa in conto del corretto valore del coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ si ottie-

ne, quando si opera sulle singole equazioni modali disaccoppiate, assegnando a ciascuna equazione il corrispondente valore modale di ξ , quando si opera sul sistema completo, definendo in maniera appropriata la matrice di smorzamento del sistema.

10.7.6 *Analisi dinamica non lineare*

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, come stabilito in 10.7.2.

Le analisi dovranno essere svolte nel rispetto delle prescrizioni riportate in 4.5.5.

Nel caso in cui sussistano le condizioni per l'esecuzione di analisi statiche lineari specificate al punto 10.7.4, con la sola eccezione del comportamento del sistema d'isolamento, si potrà utilizzare un modello semplificato del sistema strutturale, considerando la struttura come una massa rigida, collegata a terra tramite elementi che riproducano correttamente il comportamento del sistema d'isolamento risultante dal contributo di tutti i suoi dispositivi. Lo spostamento ottenuto dall'analisi verrà assunto come spostamento di progetto del sistema d'isolamento, mentre l'accelerazione massima sulla massa rigida sarà utilizzata per la valutazione delle forze d'inerzia da applicare ai singoli piani nella formula del par. 10.7.4, in sostituzione di $S_e(T_{eff}, \xi_{eff})$. Gli effetti torsionali sul sistema d'isolamento verranno valutati come precisato in 10.7.4, adottando valori delle rigidità equivalenti coerenti con gli spostamenti risultanti dall'analisi.

10.8 VERIFICHE

10.8.1 *Stato limite di danno (SLD)*

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 SLU, di cui al punto 10.8.2.

La verifica allo SLD della sovrastruttura verrà svolta controllando che gli spostamenti inter-piano ottenuti dall'analisi siano inferiori ai limiti indicati nel punto 4.10.2.

I dispositivi del sistema di isolamento non debbono subire danni che possano comprometterne il funzionamento nelle usuali condizioni di servizio e per il terremoto di progetto allo SLU. In caso di sistemi a comportamento fortemente non lineare, gli eventuali spostamenti residui al termine dell'azione sismica debbono essere compatibili con la funzionalità della costruzione. Il primo requisito si ritiene normalmente soddisfatto se sono soddisfatte le verifiche allo SLU. Il secondo requisito si ritiene normalmente soddisfatto quando lo spostamento corrispondente all'azzeramento della forza nel ramo di scarico del ciclo di massima ampiezza forza-spostamento del sistema di isolamento è non maggiore di 10 mm. Si adotteranno valori inferiori al limite detto quando particolari esigenze funzionali dell'edificio lo richiedano.

Qualora il sistema di isolamento sia realizzato mediante isolatori elastomerici, con o senza inserti in materiale dissipativo (ad es. piombo), il livello di protezione richiesto è da ritenersi conseguito se sono soddisfatte le verifiche nei confronti dello SLU, di cui al successivo punto 10.8.2.

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 massimi ottenuti dal calcolo senza alcun danno o limitazioni d'uso.

10.8.2 *Stato limite ultimo (SLU)*

Lo SLU della sottostruttura e della sovrastruttura dovranno essere verificati con i valori di γ_M utilizzati per gli edifici non isolati.

Gli elementi strutturali della sottostruttura dovranno essere verificati rispetto alle sollecitazioni prodotte dalle forze e i momenti trasmessi dal sistema d'isolamento e dalle forze d'inerzia direttamente applicate ad essa, assunte pari al prodotto delle masse della sottostruttura per l'accelerazione del terreno a_g .

Le condizioni di resistenza degli elementi strutturali della sovrastruttura possono essere soddisfatte considerando gli effetti dell'azione sismica divisi dal fattore $q = 1,15 \cdot \alpha_u/\alpha_1$, in cui il rapporto α_u/α_1 è specificato in 5.3.2, combinati con le altre azioni secondo le regole del punto 3.3.

I giunti tra strutture contigue devono essere dimensionati secondo quanto previsto al punto 4.11.1.5. Lo spostamento massimo di una eventuale costruzione contigua esistente potrà essere stimato in 1/100 dell'altezza solo se la costruzione non è isolata.

I tubi per la fornitura del gas o che trasportano altri fluidi pericolosi, al passaggio dal terreno o da altre costruzioni all'edificio in esame, dovranno sopportare senza rotture gli spostamenti relativi cui sono sottoposti.

Negli edifici di categoria d'importanza I, 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.

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 arrivo inferiori a quello di progetto allo SLU, ottenuto amplificando quest'ultimo del 20%. Nel caso di sistemi di isolamento a comportamento modellabile come lineare, è sufficiente aumentare del 20% lo spostamento ottenuto con il terremoto di progetto. Nel caso di sistemi a comportamento non lineare, occorre ripetere le analisi per l'azione sismica maggiorata.

Per tutti gli isolatori deve essere, in generale, soddisfatta la condizione: $V \geq 0$ (assenza di trazione). Nel caso in cui dall'analisi risultasse $V < 0$ in condizioni sismiche, occorrerà 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.

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.

Gli isolatori elastomerici debbono soddisfare le verifiche riportate nell'allegato 10.A.

Le modalità di effettuazione delle prove sperimentali sui dispositivi, atte a verificare la rispondenza dei dispositivi alle ipotesi progettuali e alle condizioni da rispettare agli stati limite sono riportate nell'allegato 10.B.

10.9 ASPETTI COSTRUTTIVI, MANUTENZIONE, SOSTITUIBILITÀ

Il progetto dei dispositivi di qualsiasi tipo comprende la redazione di un piano di qualità, che prevede, fra l'altro, la descrizione delle loro modalità di installazione durante la fase di costruzione dell'opera da isolare, nonché il programma dei controlli periodici e degli interventi di manutenzione durante la vita di progetto della struttura, la cui durata deve essere specificata nei documenti di progetto e che, comunque, non deve risultare minore di 60 anni.

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 (olii 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 preregolazione 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 di c.a. 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 (per es. mensole corte che aggettano dalla base della sovrastruttura e che appoggiano su due martinetti ai lati dell'isolatore).

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.

10.10 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.

Il collaudatore deve avere specifiche competenze, acquisite attraverso precedenti esperienze, come progettista, collaudatore o direttore dei lavori di struttura 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 prescrizioni di minima di seguito riportate:

— devono essere acquisiti dal collaudatore i documenti di origine, forniti dal produttore, 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.

Il collaudatore, nell'ambito dei suoi poteri discrezionali, potrà estendere i propri accertamenti, ove ne ravvisi la necessità. In tale senso il collaudatore potrà 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.

11. EDIFICI ESISTENTI

11.1 GENERALITÀ

Gli edifici esistenti si distinguono da quelli di nuova progettazione per gli aspetti seguenti:

- Il progetto riflette lo stato delle conoscenze al tempo della loro costruzione.
- Il progetto può contenere difetti di impostazione concettuale e di realizzazione non immediatamente visibili.

Tali edifici possono essere stati soggetti a terremoti passati o di altre azioni accidentali i cui effetti non sono manifesti.

Di conseguenza la valutazione della sicurezza ed il progetto degli interventi sono normalmente affetti da un grado di incertezza diverso da quello degli edifici di nuova progettazione. Ciò comporta l'impiego di coefficienti di sicurezza parziali adeguatamente modificati, come pure metodi di analisi e di verifica appropriati alla completezza e all'affidabilità dell'informazione disponibile.

È fatto obbligo eseguire valutazioni di sicurezza sismica e di effettuare interventi di adeguamento, in accordo con le presenti norme, qualora ne sia verificata la necessità, a chiunque intenda:

a) sopraelevare o ampliare l'edificio (s'intende per ampliamento la sopraelevazione di parti dell'edificio di altezza inferiore a quella massima dell'edificio stesso; in tal caso non sussiste obbligo del rispetto delle prescrizioni di cui al punto 4.2);

b) apportare variazioni di destinazione che comportino, nelle strutture interessate dall'intervento, incrementi dei carichi originari (permanenti e accidentali) superiori al 20%;

c) effettuare interventi strutturali volti a trasformare l'edificio mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un organismo edilizio diverso dal precedente;

d) effettuare interventi strutturali rivolti ad eseguire opere e modifiche, rinnovare e sostituire parti strutturali dell'edificio, allorché detti interventi implicino sostanziali alterazioni del comportamento globale dell'edificio stesso.

Una variazione dell'altezza dell'edificio, resa necessaria per l'abitabilità degli ambienti, a norma dei regolamenti edilizi, sempre che resti immutato il numero di piani, non deve essere considerata sopraelevazione o ampliamento; in tal caso non è obbligatorio l'intervento di adeguamento sismico, sempre che non ricorra nessuna delle altre tre condizioni elencate ai punti *b)*, *c)* e *d)* precedenti. In particolare occorrerà documentare che gli interventi conseguenti alla variazione di altezza non abbiano portato ad un incremento dei carichi superiore al 20% e siano comunque in grado di far conseguire all'edificio un maggior grado di sicurezza rispetto alle azioni sismiche.

Le sopraelevazioni nonché gli interventi che comportano un aumento del numero di piani sono ammissibili solamente ove siano compatibili con le larghezze delle strade su cui prospettano; è altresì ammissibile una variazione dell'altezza, senza il rispetto delle norme di cui al punto 4.2, qualora sia necessaria per l'abitabilità degli ambienti, a norma dei regolamenti edilizi, sempre che resti immutato il numero dei piani.

Qualora si intenda effettuare interventi di tipo strutturale su singoli elementi di fabbrica oppure interventi di miglioramento, intendendo con essi l'esecuzione di un complesso di opere sufficienti a far conseguire all'edificio un maggior grado di sicurezza nei confronti delle azioni sismiche, è consentito procedere senza dar luogo alle analisi e verifiche di cui al presente capitolo, a condizione che si dimostri che l'insieme delle opere previste è comunque tale da far conseguire all'edificio un maggior grado di sicurezza nei confronti delle azioni sismiche.

È consentito alle Regioni, tenuto conto della specificità delle tipologie costruttive del proprio territorio, consentire, per gli interventi di adeguamento, un miglioramento controllato della vulnerabilità, riducendo i livelli di protezione sismica e quindi l'entità delle azioni sismiche da considerare per i diversi stati limite.

Per gli edifici di speciale importanza artistica, di cui all'art. 16 della legge 2 febbraio 1974, n. 64, è consentito derogare da quanto prescritto nelle presenti norme, *nei casi in cui ciò comporti l'esecuzione di interventi incompatibili con le esigenze di tutela e di conservazione del bene culturale*. In tal caso peraltro, è richiesto di calcolare i livelli di accelerazione del suolo corrispondenti al raggiungimento di ciascuno stato limite previsto per la tipologia strutturale dell'edificio, nella situazione precedente e nella situazione successiva all'eventuale intervento.

11.2 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Per valutazione della sicurezza si intende un procedimento quantitativo volto a stabilire se un edificio esistente è in grado o meno di resistere alla combinazione sismica di progetto contenuta nelle presenti norme.

Le norme forniscono gli strumenti per la valutazione di singoli edifici ed i risultati non sono estendibili a edifici diversi pur appartenenti alla stessa tipologia.

Gli stessi metodi previsti dalle norme di progetto per le nuove costruzioni valgono per la valutazione degli edifici esistenti, salvo quanto diversamente indicato nel seguito.

Nell'effettuare la valutazione si terrà conto dell'esperienza derivante dall'esame del comportamento di edifici simili che abbiano subito in passato l'effetto di eventi sismici se disponibile.

11.2.1 *Requisiti di sicurezza*

La valutazione della sicurezza degli edifici esistenti con struttura in cemento armato richiede la considerazione di uno stato limite aggiuntivo rispetto a quelli definiti al punto 2.1 e 2.2, in quanto essi di regola non soddisfano né i principi di gerarchia delle resistenze né posseggono adeguata duttilità.

I requisiti di sicurezza definiti nel presente capitolo fanno pertanto riferimento allo stato di danneggiamento della struttura definito in questa norma mediante i seguenti tre Stati Limite (SL):

SL di Collasso (CO): la struttura è fortemente danneggiata, con ridotte caratteristiche di resistenza e rigidezza residue, appena in grado di sostenere i carichi verticali. La maggior parte degli elementi non strutturali sono distrutti. L'edificio presenta un fuori piombo significativo e non sarebbe in grado di subire senza collasso ulteriori, anche modeste, accelerazioni al suolo;

SL di Danno Severo (DS): la struttura presenta danni importanti, con significative riduzioni di resistenza e rigidezza. Gli elementi non strutturali sono danneggiati ma senza espulsione di tramezzi e tamponature. Data la presenza di deformazioni residue la riparazione dell'edificio risulta in genere economicamente non conveniente;

SL di Danno Limitato (DL): i danni alla struttura sono di modesta entità senza significative escursioni in campo plastico. Resistenza e rigidezza degli elementi portanti non sono compromesse e non sono necessarie riparazioni. Gli elementi non strutturali presentano fessurazioni diffuse suscettibili di riparazioni di modesto impegno economico.

Gli SL di DS e di DL corrispondono agli stati limite SLU e SLD definiti per gli edifici di nuova costruzione. Lo SL di CO corrisponde ad un'azione di progetto più elevata, caratterizzata da una più bassa probabilità di superamento.

11.2.2 *Criteri di verifica*

Ai fini delle verifiche di sicurezza gli elementi strutturali vengono distinti in «duttili» e «fragili».

La verifica degli elementi duttili viene eseguita confrontando gli effetti indotti dalle azioni sismiche in termini di deformazioni con i rispettivi limiti di deformabilità.

La verifica degli elementi fragili viene eseguita confrontando gli effetti indotti dalle azioni sismiche in termini di forze con le rispettive resistenze.

Nel seguito con il termine «capacità» si indicherà indifferentemente il limite di deformabilità o la resistenza del generico elemento o meccanismo, a seconda che questo sia duttile o fragile.

SL di CO

Gli effetti relativi sono da determinare utilizzando l'azione sismica prevista per tale SL. Nel caso di elementi duttili gli effetti da considerare sono quelli derivanti dall'analisi strutturale, mentre nel caso di elementi fragili gli effetti derivanti dall'analisi strutturale possono venire modificati come indicato in 11.2.6.

Le capacità sono definite in termini di deformazioni ultime per gli elementi duttili e di resistenze ultime per gli elementi fragili.

SL di DS

Gli effetti relativi sono da determinare utilizzando l'azione sismica prevista per tale SL. Nel caso di elementi duttili gli effetti da considerare sono quelli derivanti dall'analisi strutturale, mentre nel caso di elementi fragili gli effetti derivanti dall'analisi strutturale possono venire modificati come indicato in 11.2.6.

Le capacità sono definite in termini di «deformazioni di danno» per gli elementi duttili e di resistenze frattili inferiori per gli elementi fragili.

SL di DL

Gli effetti relativi sono da determinare utilizzando l'azione sismica prevista per tale SL. Sia per gli elementi duttili che per quelli fragili gli effetti da considerare sono quelli derivanti dall'analisi strutturale.

Le capacità sono riferite alla resistenza a snervamento per gli elementi duttili e ad un limite elastico frattile inferiore per gli elementi fragili.

La capacità degli elementi non strutturali (tamponature) è quella corrispondente ad una loro fessurazione diffusa per effetto degli spostamenti interpiano.

11.2.3 *Dati necessari per la valutazione*

11.2.3.1 Generalità

Le fonti da considerare per la acquisizione dei dati necessari sono:

- Documenti di progetto;
- Eventuale documentazione acquisita in tempi successivi alla costruzione;
- Rilievo strutturale;
- Prove in-situ e in laboratorio.

11.2.3.2 Dati richiesti

In generale saranno acquisiti dati sugli aspetti seguenti:

- Identificazione dell'organismo strutturale e verifica del rispetto dei criteri di regolarità indicati al punto 4.3. Quanto sopra sarà 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 punto 3.1;
- 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, collegamenti tra le pareti in muratura, collegamenti tra orizzontamenti e pareti murarie, etc.);
- Informazioni sulle norme impiegate nel progetto originale incluso il valore adottato per il fattore di riduzione q , se applicabile;
- Descrizione della destinazione d'uso attuale e futura dell'edificio con identificazione della categoria di importanza, secondo il punto 2.5;
- 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 coefficienti parziali di sicurezza da adoperare come indicato per ciascun materiale di costruzione.

11.2.3.3 Livelli di conoscenza

Ai fini della scelta del tipo di analisi e dei valori dei coefficienti parziali di sicurezza vengono definiti 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*, le caratteristiche geometriche degli elementi strutturali, *dettagli strutturali*, quantità e disposizione delle armature (c.a.), collegamenti (acciaio), collegamenti tra elementi strutturali diversi, consistenza degli elementi non strutturali collaboranti, *materiali*, proprietà meccaniche dei materiali.

Il livello di conoscenza acquisito determina il metodo di analisi, i valori caratteristici da adottare per le proprietà dei materiali e i valori dei coefficienti parziali di sicurezza. 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 e nel punto 11.5 per gli edifici in muratura.

La relazione tra livelli di conoscenza, metodi di analisi e coefficienti parziali di sicurezza è illustrata nella tabella seguente. La definizione dei termini «visivo», «completo», «limitato», «estensivo», «esaustivo», «aumentato» e «diminuito» contenuti nella tabella è fornita nel seguito.

TABELLA 11.1

LIVELLI DI CONOSCENZA IN FUNZIONE DELL'INFORMAZIONE DISPONIBILE E CONSEGUENTI METODI DI ANALISI AMMESSI E COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA DEI MATERIALI

Livello di Conoscenza	Geometria (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	γ_m
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure completo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e limitate verifiche in-situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e limitate prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	Aumentati
LC2		Disegni costruttivi incompleti + limitate verifiche in-situ oppure estese verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto + limitate prove in-situ oppure estese prove in-situ	Tutti	Invariati
LC3		Disegni costruttivi completi + limitate verifiche in-situ oppure esaustive verifiche in-situ	Dai certificati di prova originali + limitate prove in situ oppure esaustive prove in-situ	Tutti	Diminuiti

LC1: Conoscenza limitata

Geometria: la geometria della struttura è nota o in base a un rilievo o dai disegni originali. In quest'ultimo caso un rilievo visivo a campione dovrà essere effettuato 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 devono venire 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 adotteranno 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 verrà eseguita mediante metodi di analisi lineare statici o dinamici. I fattori parziali di sicurezza dei materiali saranno aumentati secondo le indicazioni contenute nei capitoli relativi alle diverse tipologie costruttive.

LC2: Conoscenza adeguata

Geometria: la geometria della struttura è nota o in base a un rilievo o dai disegni originali. In quest'ultimo caso un rilievo visivo a campione dovrà essere effettuato 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 è richiesta 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 o in base ai disegni costruttivi o da estese verifiche in-situ. Nel primo caso dovranno anche essere eseguite limitate 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 verrà eseguita mediante metodi di analisi lineare o non lineare, statici o dinamici. I fattori parziali di sicurezza dei materiali sono quelli previsti dalla normativa per gli edifici di nuova costruzione.

LC3: Conoscenza accurata

Geometria: la geometria della struttura è nota o in base a un rilievo o dai disegni originali. In quest'ultimo caso un rilievo visivo a campione dovrà essere effettuato 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'esauritiva verifica in-situ oppure noti dai disegni costruttivi originali. In quest'ultimo caso è comunque richiesta 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 o in base ai disegni costruttivi o da esauritive verifiche in-situ. Nel primo caso dovranno anche essere eseguite limitate 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 verrà eseguita mediante metodi di analisi lineare o non lineare, statici o dinamici. I fattori parziali di sicurezza dei materiali saranno ridotti rispetto a quelli previsti dalla normativa per gli edifici di nuova costruzione secondo le indicazioni contenute nei capitoli relativi alle diverse tipologie costruttive.

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. Deve essere 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. Richiedono che i controlli vengano effettuati su almeno il 15% degli elementi strutturali primari per ciascun tipologia di elemento (travi, pilastri, pareti ...). Sono ammessi metodi di indagine non distruttiva di documentata affidabilità.

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. Richiedono che i controlli vengano effettuati su almeno il 35% degli elementi strutturali primari per ciascun tipologia di elemento (travi, pilastri, pareti ...). Sono ammessi metodi di indagine non distruttiva di documentata affidabilità.

Verifiche in-situ esaustive: servono quando non sono disponibili i disegni costruttivi originali e si desidera un livello di conoscenza accurata (LC3). Richiedono che i controlli vengano effettuati su almeno il 50% degli elementi strutturali primari per ciascun tipologia di elemento (travi, pilastri, pareti ...). Sono ammessi metodi di indagine non distruttiva di documentata affidabilità.

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.

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: non possono essere impiegati in sostituzione di quelli sopra descritti.

Verifiche 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. Le prove richieste sono indicate nella seguente tabella 11.3.

Verifiche in-situ estese: servono per ottenere informazioni in mancanza sia dei disegni costruttivi, che dei certificati originali di prova. Le prove richieste sono indicate nella seguente tabella 11.3.

Verifiche in-situ esaustive: servono per ottenere informazioni in mancanza sia dei disegni costruttivi, che dei certificati originali di prova, e si desidera un livello di conoscenza accurata (LC3). Le prove richieste sono indicate nella seguente tabella 11.3.

TABELLA 11.3a

DEFINIZIONE DEI LIVELLI DI RILIEVO E PROVE PER EDIFICI IN C.A.

	<i>Rilievo (dei dettagli costruttivi)</i>	<i>Prove (sui materiali)</i>
	<i>Per ogni tipo di elemento «primario» (trave, pilastro ...)</i>	
Verifiche limitate	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 15% degli elementi	1 provino di cls. per 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 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 piano dell'edificio, 3 campioni di armatura per piano dell'edificio

DEFINIZIONE DEI LIVELLI DI RILIEVO E PROVE PER EDIFICI IN ACCIAIO

	Rilievo (dei collegamenti)	Prove (sui materiali)
	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

11.2.4 *Coefficienti parziali di sicurezza*

Con riferimento al livello di conoscenza acquisito si applicano i coefficienti parziali di sicurezza indicati nella tabella seguente.

TABELLA 11.4

VALORI DEI COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA

Livello di conoscenza	Conglomerato	Acciaio da c.a. o da carpenteria metallica
LC1	$1.25\gamma_c$	$1.15\gamma_s$
LC2	γ_c	γ_s
LC3	$0.80\gamma_c$	$0.85\gamma_s$

11.2.5 *Valutazione della sicurezza*11.2.5.1 Livelli di protezione antisismica e fattori di importanza

Valgono le indicazioni prescrittive di cui ai punti 2.5 e 4.7.

11.2.5.2 Azione sismica

Per gli SL di DS e DL l'azione sismica da adottare per la valutazione è quella definita nel capitolo 3. Le accelerazioni di ancoraggio dello spettro elastico per lo SL di CO si ottengono moltiplicando per 1,5 i valori indicati per lo SL di DS.

11.2.5.3 Modellazione della struttura

Si applicano i criteri e le indicazioni fornite ai punti 4.3 (regolarità strutturale) e 4.4 (modellazione).

11.2.5.4 Metodi di analisi

Gli effetti dell'azione sismica, da combinare con gli effetti degli altri carichi permanenti e variabili come indicato al punto 3.3, possono essere valutati con uno dei metodi di cui al punto 4.5, con le limitazioni indicate nella Tabella 11.1 e con le seguenti precisazioni.

Analisi statica lineare

Le condizioni di applicabilità di questo metodo sono indicate al punto 4.5.2. Queste ultime vanno integrate 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 dell' i -esimo elemento primario della struttura, e con ρ_{\max} e ρ_{\min} rispettivamente i valori massimo e minimo di ρ considerando tutti gli elementi primari della struttura, il rapporto ρ_{\max}/ρ_{\min} non supera il valore 2;

— Il valore di ρ_{\max} non supera i valori indicati per ogni tipo di elemento nei capitoli relativi alle diverse tipologie strutturali;

— 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 loro ρ_i è maggiore di 1 oppure sulla base dei risultati dell'analisi se il loro ρ_i è minore di 1.

Tale metodo di analisi è da applicare con le modalità indicate al punto 4.5.2 salvo il fatto che lo spettro di risposta da impiegare è quello elastico di cui al punto 3.2.3.

Analisi dinamica modale

Tale metodo di analisi è applicabile alle medesime condizioni di cui al punto precedente, con le modalità indicate al punto 4.5.3 salvo il fatto che lo spettro di risposta da impiegare è quello elastico di cui al punto 3.2.3.

Analisi statica non lineare

Tale metodo di analisi è da applicare con le modalità indicate al punto 4.5.4.

Analisi dinamica non lineare

Tale metodo di analisi è da applicare con le modalità indicate al punto 4.5.5.

11.2.5.5 Combinazione delle componenti dell'azione sismica

Valgono i criteri di cui al punto 4.6.

11.2.6 *Verifiche di sicurezza*

11.2.6.1 Analisi lineare (statica o dinamica)

Le verifiche sono di tipo distinto per elementi/meccanismi di tipo duttile oppure fragile. La classificazione degli elementi/meccanismi in duttili e fragili è contenuta nei capitoli relativi alle diverse tipologie strutturali.

Gli elementi/meccanismi di tipo duttile sono da considerare implicitamente verificati, a ragione del fatto che il massimo rapporto tra effetto dell'azione e corrispondente capacità non supera i valori indicati per ogni tipo di elemento nei capitoli relativi alle diverse tipologie strutturali.

Le sollecitazioni di verifica per gli elementi/meccanismi di tipo fragile possono essere ottenute in due modi:

— se tali elementi sono collegati a elementi duttili che soddisfano la condizione $\rho_i < 1$ le sollecitazioni di verifica sono quelle derivanti dall'analisi;

— se tali elementi sono collegati a elementi duttili per i quali $\rho_i \geq 1$, le sollecitazioni di verifica si ottengono dall'equilibrio con le resistenze degli elementi duttili, moltiplicate per un fattore γ_{Rd} i cui valori sono rispettivamente pari a $\gamma_{Rd} = 1,20$ per le strutture in cemento armato (punto 5.4.1.1) e $\gamma_{Rd} = 1,50$ per le strutture in muratura (punto 8.1.7). I valori da adottare per le strutture prefabbricate in cemento armato sono contenuti per i diversi casi di interesse ai punti 5.7.4.1 e 5.7.4.2. Nel caso di strutture in acciaio, il fattore γ_{Rd} è pari al coefficiente s definito nei punti 6.5.3.1 e 6.5.3.3.

Le resistenze di verifica sono le stesse valide per le situazioni non sismiche, salvo i valori dei coefficienti γ_m modificati come indicato nei capitoli relativi alle diverse tipologie strutturali.

11.2.6.2 Analisi non lineare (statica o dinamica)

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.

Gli elementi/meccanismi duttili devono avere una capacità deformativa non inferiore a quella ottenuta dall'analisi. Espressioni per la valutazione di tale capacità sono contenute nei capitoli relativi alle diverse tipologie strutturali.

Per gli elementi/meccanismi fragili le resistenze di verifica sono le stesse valide per le situazioni non sismiche, salvo i valori dei coefficienti γ_m modificati come indicato nei capitoli relativi alle diverse tipologie strutturali.

11.2.7 *Edifici in zona 4*

Gli edifici esistenti in zona 4 possono essere verificati applicando le regole valide per la progettazione «non sismica», considerando in due direzioni ortogonali il sistema di forze orizzontali definito dalle espressioni (4.2) e (4.3), secondo la combinazione di azioni di cui all'espressione (3.9). L'ordinata spettrale $S_d(T_1)$ dovrà essere assunta pari ai seguenti valori:

— per edifici con struttura in cemento armato, in acciaio e composta acciaio-calcestruzzo $S_d(T_1) = 0,05$

— per edifici in muratura non armata $S_d(T_1) = 0,10$

— per edifici in muratura armata $S_d(T_1) = 0,6$.

Le relative verifiche di sicurezza vanno effettuate in modo indipendente nelle due direzioni, allo stato limite ultimo, applicando i coefficienti parziali di sicurezza di cui al punto 11.2.4, per edifici con struttura in cemento armato o acciaio ed al punto 11.5.3 per edifici con struttura in muratura.

11.3 EDIFICI IN CEMENTO ARMATO

11.3.1 Criteri per la scelta dell'intervento

11.3.1.1 Indicazioni generali

La scelta del tipo, della tecnica, dell'entità e dell'urgenza dell'intervento dipende dai risultati della precedente fase di valutazione, tenendo inoltre conto degli aspetti seguenti:

- nel caso di edifici fortemente irregolari (in termini di resistenza e/o rigidità) l'intervento deve mirare a correggere tale sfavorevole situazione;
- una maggiore regolarità può essere ottenuta tramite il rinforzo di un ridotto numero di elementi o con l'inserimento di elementi aggiuntivi;
- sono sempre opportuni interventi volti a migliorare la duttilità locale;
- è necessario verificare che l'introduzione di rinforzi locali non riduca la duttilità globale della struttura.

11.3.1.2 Tipo di intervento

L'intervento può appartenere a una delle seguenti categorie generali o a particolari combinazioni di esse:

- rinforzo o ricostruzione di tutti o parte degli elementi;
- modifica dell'organismo strutturale: aggiunta di nuovi elementi resistenti come, ad esempio, pareti in c.a., pareti di controvento in acciaio, cordoli di incatenamento in c.a. per strutture murarie ...
- modifica dell'organismo strutturale: saldatura di giunti tra corpi fabbrica, ampliamento dei giunti, eliminazione di elementi particolarmente vulnerabili, eliminazione di eventuali piani «deboli» ...
- 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, ad esempio con incamiciatura in c.a. di pareti in laterizio;
- introduzione di una protezione passiva mediante strutture di controvento dissipative e/o isolamento alla base;
- riduzione delle masse;
- limitazione o cambiamento della destinazione d'uso dell'edificio;
- demolizione parziale o totale.

11.3.1.3 Elementi non strutturali ed impianti

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 nell'edificio. Per il progetto di interventi atti ad assicurare l'integrità di tali parti valgono le prescrizioni di cui ai punti 4.9 e 4.10.

11.3.2 Progetto dell'intervento

Il progetto dell'intervento deve comprendere i seguenti punti:

- 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;
- le verifiche della struttura post-intervento saranno eseguite: per gli elementi esistenti, riparati o rinforzati in accordo con quanto indicato ai punti successivi, per gli elementi di nuova costruzione in accordo alle prescrizioni valide per tali strutture;
- nel caso in cui l'intervento consista in un isolamento alla base si seguiranno, sia per l'analisi che per le verifiche, le prescrizioni di cui al capitolo 10.

11.3.3 Modelli di capacità per la valutazione

11.3.3.1 Travi e pilastri: flessione con e senza sforzo normale

La capacità deformativa di travi e pilastri è definita con riferimento alla rotazione θ della sezione d'estremità rispetto alla congiungente quest'ultima con la sezione di momento nullo («rotazione rispetto alla corda») 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.

SL di CO

La rotazione rispetto alla corda in condizioni di collasso θ_u può essere valutata mediante formule di comprovata validità, come ad esempio riportato in allegato 11.A.

SL di DS

La rotazione relativa a tale SL, θ_{SD} , può essere assunta pari a 3/4 del valore ultimo θ_u .

SL di DL

La rotazione rispetto alla corda allo snervamento, θ_y , può essere valutata mediante:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_V}{3} + 0.0025 + \alpha_{sl} \frac{0.25 \varepsilon_{sy} d_b f_y}{(d - d') \sqrt{f_c}} \quad (11.1)$$

nella quale i primi due termini tengono conto del contributo flessionale e di taglio, rispettivamente, e il terzo dello scorrimento delle barre all'ancoraggio. Nell'espressione precedente, d e d' sono le distanze dal lembo compresso delle armature tese e compresse, rispettivamente.

11.3.3.2 Travi e pilastri: taglio

La resistenza a taglio V_R si valuta come per il caso di nuove costruzioni per situazioni non sismiche.

11.3.3.3 Nodi trave-pilastro

La verifica di resistenza deve essere eseguita solo per i nodi non interamente confinati come definiti al punto 5.4.3.1. Deve essere verificata sia la resistenza a trazione che quella a compressione, entrambe diagonali. Le relative espressioni sono:

per la resistenza a trazione:

$$\sigma_{nt} = \frac{N}{2A_g} - \sqrt{\left(\frac{N}{2A_g}\right)^2 + \left(\frac{V_n}{A_g}\right)^2} \leq 0.3 \sqrt{f_c} \quad (f_c \text{ in MPa}) \quad (11.2)$$

per la resistenza a compressione:

$$\sigma_{nc} = \frac{N}{2A_g} + \sqrt{\left(\frac{N}{2A_g}\right)^2 + \left(\frac{V_n}{A_g}\right)^2} \leq 0.5 f_c \quad (11.3)$$

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.

11.3.4 Modelli di capacità per il rinforzo

11.3.4.1 Incamiciatura in c.a.

Camicie in c.a. possono essere applicate a pilastri o pareti 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 10 mm 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.

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:

$$\text{resistenza a taglio: } \tilde{V}_R = 0.9V_R \quad (11.4)$$

$$\text{resistenza a flessione: } \tilde{M}_y = 0.9M_y \quad (11.5)$$

$$\text{deformabilità allo snervamento: } \tilde{\theta}_y = 0.9\theta_y \quad (11.6)$$

$$\text{deformabilità ultima: } \tilde{\theta}_u = \theta_u \quad (11.7)$$

11.3.4.2 Incamiciatura in acciaio

Camicie in acciaio possono essere applicate 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.

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 e interasse adeguati, oppure avvolti in 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 presollecitati, in modo da fornire successivamente una pressione di confinamento.

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:

$$V_j = 0.5 \frac{2t_j b}{s} f_{yw} \frac{1}{\cos \alpha} \quad (11.8)$$

nella quale t_j, b, s sono rispettivamente spessore, larghezza e interasse delle bande ($b/s = 1$ nel caso di camicie continue).

Azione di confinamento

L'effetto di confinamento di una camicia in acciaio si valuta come per le staffe, con riferimento alla percentuale geometrica di armatura presente in ciascuna delle direzioni trasversali.

Per le proprietà del conglomerato confinato possono essere impiegate le espressioni contenute al punto 3.1.9 dell'Eurocodice 2.

Alternativamente si possono usare le espressioni seguenti:

- per la resistenza del conglomerato confinato:

$$f_{cc} = f_{cd} \left[1 + 3.7 \left(\frac{0.5 \alpha \rho_s f_{yw}}{f_{cd}} \right)^{0.87} \right] \quad (11.9)$$

nella quale $\rho_s f_{yw}$ sono rispettivamente la percentuale geometrica e resistenza a snervamento dell'acciaio della camicia, ed α è il «fattore di efficienza» dato dal rapporto tra l'area di conglomerato confinato e l'area complessiva della sezione.

- per la deformazione ultima del conglomerato confinato:

$$\varepsilon_{cc} = 0.004 + 0.6 \varepsilon_{su} \rho_s \frac{f_{yw}}{f_{cc}} \quad (11.10)$$

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 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.

11.3.4.3 Placcatura e fasciatura in materiali fibrorinforzati (FRP)

L'uso del FRP 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 di FRP con le fibre disposte secondo la direzione delle staffe;
- aumento della duttilità nelle parti terminali di travi e pilastri mediante fasciatura con FRP con fibre continue disposte lungo il perimetro;
- miglioramento dell'efficienza delle giunzioni per sovrapposizione, sempre mediante fasciatura con FRP con fibre continue disposte lungo il perimetro;

Ai fini delle verifiche di sicurezza degli elementi rafforzati con FRP si possono adottare le procedure e le formule riportate nell'allegato 11.B.

11.4 EDIFICI IN ACCIAIO

11.4.1 *Criteria per la scelta dell'intervento*

11.4.1.1 Indicazioni generali

La scelta del tipo, della tecnica, dell'entità e dell'urgenza dell'intervento dipende dai risultati della precedente fase di valutazione, tenendo inoltre conto degli aspetti seguenti:

- nel caso di edifici fortemente irregolari (in termini di resistenza e/o rigidità) l'intervento deve mirare a correggere tale sfavorevole situazione;
- una maggiore regolarità può essere ottenuta tramite il rinforzo di un ridotto numero di elementi o con l'inserimento di elementi aggiuntivi;
- sono sempre opportuni interventi volti a migliorare la duttilità locale e dei collegamenti;
- è necessario verificare che l'introduzione di rinforzi locali non riduca la duttilità globale della struttura;
- sono sempre opportuni interventi volti a migliorare la stabilità locale e flessio-torsionale degli elementi e globale della struttura.

11.4.1.2 Tipo di intervento

L'intervento può appartenere a una delle seguenti categorie generali o a particolari combinazioni di esse:

- rinforzo o ricostruzione di tutti o parte degli elementi;
- incremento della resistenza dei collegamenti;
- introduzione di indebolimenti locali controllati, finalizzati ad un miglioramento del meccanismo di collasso;
- miglioramento dei dettagli costruttivi nelle zone dissipative e nei collegamenti trave-colonna;
- modifica dell'organismo strutturale: aggiunta di nuovi elementi resistenti come, ad esempio, controventi in acciaio, pareti in c.a., ...
- modifica dell'organismo strutturale: saldatura di giunti tra corpi fabbrica, ampliamento dei giunti, eliminazione di elementi particolarmente vulnerabili, eliminazione di eventuali piani «deboli»...
- introduzione di un sistema strutturale aggiuntivo in grado di resistere per intero all'azione sismica di progetto;
- introduzione di una protezione passiva mediante strutture di controvento dissipative e/o isolamento alla base;
- riduzione delle masse;
- limitazione o cambiamento della destinazione d'uso dell'edificio;
- demolizione parziale o totale.

11.4.1.3 Elementi non strutturali ed impianti

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 nell'edificio.

Per il progetto di interventi atti ad assicurare l'integrità di tali parti valgono le prescrizioni di cui ai punti 4.9 e 4.10.

11.4.2 *Progetto dell'intervento*

Il progetto dell'intervento deve comprendere i seguenti punti:

- 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;
- le verifiche della struttura post-intervento saranno eseguite: per gli elementi esistenti, riparati o rinforzati in accordo con quanto indicato ai punti successivi, per gli elementi di nuova costruzione in accordo alle prescrizioni valide per tali strutture;
- nel caso in cui l'intervento consista in un isolamento alla base si seguiranno, sia per l'analisi che per le verifiche, le prescrizioni di cui al capitolo 10.

11.4.3 Modelli di capacità per la valutazione

11.4.3.1 Travi e pilastri: flessione con e senza sforzo normale

La capacità deformativa di travi e pilastri è definita con riferimento alla rotazione θ della sezione d'estremità rispetto alla congiungente quest'ultima con la sezione di momento nullo («rotazione rispetto alla corda») 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.

SL di DS

La rotazione rispetto alla corda relativa a tale SL, θ_{SD} può essere assunta pari a 3/4 del valore ultimo θ_u ; quest'ultima può essere calcolata con metodi di comprovata validità, come ad esempio quelli riportati in allegato 11.B.

SL di DL

Per il controllo di tale Stato Limite, la rotazione rispetto alla corda allo snervamento, θ_y può essere valutata mediante:

$$\theta_y = \frac{M_{e,Rd} L_V}{2EI} \quad (11.1)$$

dove i simboli sono definiti nell'Allegato 11.C.

11.4.3.2 Travi e pilastri: taglio

La resistenza a taglio V_R si valuta come per il caso di nuove costruzioni per situazioni non sismiche.

11.4.3.3 Collegamenti

Si applica quanto prescritto per gli edifici di nuova costruzione.

11.5 EDIFICI IN MURATURA

11.5.1 Requisiti di sicurezza e criteri di verifica

Si applica quanto prescritto al capitolo 2 per gli edifici di nuova costruzione.

11.5.2 Dati necessari e identificazione del livello di conoscenza

11.5.2.1 Geometria

La conoscenza della geometria strutturale di edifici esistenti in muratura deriva di regola da operazioni di rilievo. Si distinguono:

Rilievo sommario: comprende il rilievo dei principali elementi strutturali resistenti a taglio, piano per piano, delle volte in muratura ed una stima a campione dell'andamento e della rigidità dei solai.

Rilievo completo: comprende il rilievo completo, piano per piano, di tutti gli elementi in muratura, il rilievo delle volte e della loro tipologia, il rilievo dell'andamento di tutti i solai, una valutazione accurata della loro rigidità ed una valutazione dei carichi di gravità gravanti su ogni elemento di parete.

11.5.2.2 Dettagli costruttivi

I dettagli costruttivi da esaminare sono relativi ai seguenti elementi:

- a) qualità del collegamento tra pareti ortogonali;
- b) qualità del collegamento tra solai e pareti ed eventuale presenza di cordoli di piano;
- c) esistenza di architravi dotate di resistenza flessionale al di sopra delle aperture;
- d) presenza di elementi strutturali spingenti e di eventuali elementi atti ad eliminare la spinta;
- e) presenza di elementi, anche non strutturali, ad elevata vulnerabilità;
- f) tipologia e qualità della muratura (a un paramento, a due o più paramenti, con o senza collegamenti trasversali), eseguita in mattoni o in pietra (regolare, irregolare);
- g) presenza e rappresentazione dell'eventuale quadro fessurativo.

Si distinguono:

Verifiche in-situ limitate: sono basate unicamente su rilievi di tipo visivo e possono essere effettuate per campione.

Verifiche in-situ estese ed adeguate: sono basate su rilievi di tipo visivo, effettuati ricorrendo, di regola, a scrostature di intonaco, messa a nudo delle caratteristiche di immersione tra muri ortogonali e dei solai nelle pareti. L'esame degli elementi di cui ai punti a), b) e f) potrà essere effettuato per campione. L'efficacia degli eventuali elementi atti ad eliminare la spinta dovrà essere verificato sperimentalmente. L'esame degli elementi di cui ai punti c), d) ed e) dovrà estendersi in modo sistematico all'intero edificio.

11.5.2.3 Proprietà dei materiali

La qualità della muratura dovrà essere verificata:

a) in situ, mediante il rilievo della tessitura muraria in superficie ed in sezione (mediante piccoli scassi);

b) in laboratorio mediante la caratterizzazione di malte, pietre e/o mattoni prelevati in situ.

La misura delle caratteristiche meccaniche della muratura si ottiene mediante esecuzione di prove, in situ o in laboratorio su elementi prelevati dalle strutture dell'edificio. Le prove possono in generale comprendere l'utilizzo della prova con doppio martinetto piatto, prove di compressione diagonale su pannelli e prove combinate di compressione verticale e taglio. Metodi di prova non distruttivi (prove soniche, radar, ecc.) possono essere impiegati in combinazione, ma non in sostituzione di quelli sopra descritti.

Verifiche in-situ limitate: servono a completare le informazioni sulle proprietà dei materiali ottenute dalla letteratura, o dalle normative in vigore all'epoca della costruzione. Sono basate su esami visivi della tessitura della muratura e degli elementi (blocchi e malta) di cui è costituita. Deve essere effettuato almeno un esame per ogni tipo di muratura presente e per ogni piano dell'edificio. Non sono richieste prove sperimentali.

Verifiche in-situ estese: servono per ottenere informazioni quantitative sulla resistenza del materiale. È richiesta almeno una prova su ciascun tipo di muratura presente, in aggiunta alle verifiche visive di cui al punto precedente.

Verifiche in-situ esaustive: servono per ottenere informazioni quantitative sulla resistenza del materiale. Sono richieste almeno tre prove su ciascun tipo di muratura presente, in aggiunta alle verifiche visive.

11.5.3 *Coefficienti parziali di sicurezza*

Con riferimento al livello di conoscenza acquisito si applicano i coefficienti parziali di sicurezza indicati nella tabella seguente. Il livello di conoscenza LC3 si intende raggiunto quando siano stati effettuati rilievo completo, e verifiche in situ adeguate ed esaustive. Il livello di conoscenza LC2 si intende raggiunto quando siano stati effettuati rilievo completo, e verifiche in situ estese.

TABELLA 11.6

VALORI DEI COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA

<i>Livello di conoscenza</i>	<i>Coefficiente</i>
LC1	1.5 γ_m
LC2	γ_m
LC3	0.70 γ_m

11.5.4 *Valutazione della sicurezza*

11.5.4.1 Livelli di protezione antisismica e fattori di importanza

Valgono le indicazioni prescrittive di cui ai punti 2.5 e 4.7.

11.5.4.2 Azione sismica

Si applicano le prescrizioni di cui al capitolo 3.

11.5.4.3 Modellazione della struttura

Si applicano i criteri e le indicazioni fornite ai punti 4.3 (regolarità strutturale) e 4.4 (modellazione).

11.5.4.4 Metodi di analisi

Gli effetti dell'azione sismica, da combinare con gli effetti degli altri carichi permanenti e variabili come indicato al punto 3.3, possono essere valutati con uno dei metodi di cui al punto 4.5, con le precisazioni e restrizioni indicate al punto 8.1.5.

11.5.4.5 Combinazione delle componenti dell'azione sismica

Valgono i criteri di cui al punto 4.6.

11.5.5 *Verifiche di sicurezza*

Si applica quanto prescritto ai punti 8.1.6 e 8.2.2 per gli edifici in muratura ordinaria.

11.5.6 *Criteri per la scelta dell'intervento*

11.5.6.1 Indicazioni generali

La scelta del tipo, della tecnica, dell'entità e dell'urgenza dell'intervento dipende dai risultati della precedente fase di valutazione, tenendo inoltre conto degli aspetti seguenti:

— Nel caso in cui siano state evidenziate inadeguatezze in uno o più dei dettagli di cui al punto 11.5.2.2 è necessario intervenire specificamente. In particolare, architravi non resistenti a flessione, spinte orizzontali, collegamenti inadeguati tra solai e pareti, elementi a forte vulnerabilità, vanno in ogni caso eliminati. Collegamenti inadeguati tra pareti ortogonali possono essere mantenuti, a condizione che vengano tenuti opportunamente in conto nel calcolo.

— Nel caso di edifici fortemente irregolari (in termini di resistenza e/o rigidità) l'intervento deve mirare a correggere tale sfavorevole situazione.

— Una maggiore regolarità può essere ottenuta tramite il rinforzo di un ridotto numero di elementi o con l'inserimento di elementi aggiuntivi.

— La trasformazione di solai flessibili in solai rigidi comporta una diversa distribuzione delle azioni agenti sulle pareti, che può rilevarsi favorevole o sfavorevole in funzione della geometria della struttura.

— Sono sempre opportuni interventi volti a migliorare la capacità deformativa di singoli elementi.

— È necessario verificare che l'introduzione di rinforzi locali non riduca la duttilità globale della struttura.

11.5.6.2 Tipo di intervento

L'intervento può appartenere a una delle seguenti categorie generali o a particolari combinazioni di esse:

— Rinforzo, sostituzione o ricostruzione di parte degli elementi.

— Modifica dell'organismo strutturale: aggiunta di nuovi elementi resistenti come, ad esempio, nuovi setti murari, pareti in c.a., pareti di controvento in acciaio, cordoli di incatenamento in c.a. per strutture murarie, incatenamenti di volte o di strutture spingenti, ...

— Modifica dell'organismo strutturale: saldatura di giunti tra corpi fabbrica, ampliamento dei giunti, eliminazione di elementi particolarmente vulnerabili, eliminazione di eventuali piani «deboli», irrigidimento di solai, ...

— 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, ad esempio con incamiciatura in c.a. di tamponature non portanti.

— Introduzione di una protezione passiva mediante strutture di controvento dissipative e/o isolamento alla base.

— Riduzione delle masse.

— Limitazione o cambiamento della destinazione d'uso dell'edificio.

— Demolizione parziale o totale.

11.5.6.3 Elementi non strutturali ed impianti

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 nell'edificio.

Per il progetto di interventi atti ad assicurare l'integrità di tali parti valgono le prescrizioni di cui ai punti 4.9 e 4.10.

11.5.7 *Progetto dell'intervento*

Il progetto dell'intervento deve comprendere i seguenti punti:

— 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 con i metodi ammessi al punto 11.5.4 considerando le caratteristiche della struttura post-intervento;

— le verifiche della struttura post-intervento saranno eseguite: per gli elementi esistenti, riparati o rinforzati in accordo con quanto indicato ai punti successivi, ovvero, per gli elementi di nuova costruzione, in accordo alle prescrizioni valide per tali strutture;

— nel caso in cui l'intervento consista in un isolamento alla base si seguiranno, sia per l'analisi che per le verifiche, le prescrizioni di cui al capitolo 10.

11.5.8 *Modelli di capacità per la valutazione*

11.5.8.1 Pareti murarie

Si utilizzano i modelli descritti al punto 8.2.2, con i coefficienti parziali di sicurezza di cui alla tabella 11.6.

Nel caso di analisi non lineare, lo spostamento ultimo di ciascun pannello potrà essere assunto pari a quanto indicato per collasso in presso-flessione (punto 8.2.2.1) solo se la resistenza a collasso per taglio del pannello è superiore rispetto a quella per presso-flessione di almeno il 30%.

11.5.8.2 Solai

La rigidità e la resistenza di solai in ciascuna delle due direzioni dovrà essere valutata e considerata nel modello. I solai potranno essere considerati infinitamente rigidi e resistenti nel caso in cui rispettino quanto indicato ai punti 4.11.1.6 e 8.1.5.2.

11.5.9 Modelli di capacità per il rinforzo

I modelli utilizzati per gli elementi rinforzati dovranno essere giustificati dal progettista. I coefficienti parziali di sicurezza utilizzati dovranno corrispondere ai livelli di conoscenza descritti nel presente capitolo 11. In particolare, valutazioni effettuate sulla sola base di dati di letteratura senza ricorrere a verifiche sperimentali comporterà l'utilizzo di fattori parziali di sicurezza corrispondenti ad un livello di conoscenza LC1.

11.5.10 Edifici semplici

È consentito applicare le norme semplificate di cui al punto 8.1.9 quando, oltre alle condizioni ivi prescritte, dopo l'eventuale intervento di adeguamento, risulti verificato quanto segue:

- Le pareti ortogonali siano tra loro ben collegate;
- I solai siano ben collegati alle pareti, per mezzo di tasselli e/o di cordoli di piano;
- Tutte le aperture siano dotate di architravi dotate di resistenza flessionale;
- Tutti gli elementi spingenti eventualmente presenti siano dotati di accorgimenti atti ad eliminare o equilibrare le spinte orizzontali;
- Tutti gli elementi, anche non strutturali, ad elevata vulnerabilità siano stati eliminati;
- Tutti i solai possano essere considerati infinitamente rigidi e resistenti (punti 4.11.1.6 e 8.1.5.2);
- 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).

ALLEGATO 10.A

VERIFICA ALLO SLU DEGLI ISOLATORI ELASTOMERICI

Avendo indicato con:

- $\gamma_c = 1,5V/(S_1 G_{din} A_r)$ la deformazione di taglio dell'elastomero prodotta dalla compressione;
 - E_c modulo di compressibilità assiale valutato (in MPa) come $E_c = (1/(6G_{din} S_1^2) + 4/(3E_b))^{-1}$;
 - G_{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;
 - V sforzo normale massimo sull'isolatore, derivato dalla combinazione dell'azione sismica con le altre azioni (vedi punto 3.3);
 - S_1 fattore di forma primario, definito al punto 10.4.1;
 - A_r area ridotta efficace dell'isolatore, calcolata come:
 $A_r = \text{Min} [(b_x - d_{Ex}) (b_y - 0,3d_{Ey}), (b_x - 0,3d_{Ex}) (b_y - d_{Ey})]$, per isolatori rettangolari di lati b_x e b_y ;
 - $A_r = (\phi - \sin\phi)D^2/4$ con $\phi = 2 \arccos(d_{Ed}/D)$ per isolatori circolari di diametro D ;
 - d_{Ex} , d_{Ey} spostamenti relativi tra le due facce (superiore e inferiore) degli isolatori, prodotti dalla azione sismica agente nelle direzioni x ed y;
 - d_{rftx} , d_{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;
 - $d_E = \text{Max} \{[(d_{Ex} + d_{rftx})^2 + (0,3d_{Ey} + d_{rfty})^2]^{1/2}, [(0,3d_{Ex} + d_{rftx})^2 + (d_{Ey} + d_{rfty})^2]^{1/2}\}$
 — $\gamma_s = d_E/t_e$ la deformazione di taglio dell'elastomero per lo spostamento sismico totale, inclusi gli effetti torsionali
 — $\gamma_\alpha = a^2/2t_e$ la deformazione di taglio dovuta alla rotazione angolare dove:
 $a^2 = (\alpha_x b_x^2 + \alpha_y b_y^2)$ nel caso di un isolatore rettangolare, essendo α_x ed α_y le rotazioni rispettivamente attorno alle direzioni x ed y, $a^2 = 3\alpha D^2 / 4$ nel caso di un isolatore circolare, essendo $\alpha = (\alpha_x^2 + \alpha_y^2)^{1/2}$.
 — $\gamma_t = \gamma_c + \gamma_s + \gamma_\alpha$ deformazione di taglio totale di progetto
 — $V_{cr} = G_{din} A_r S_1 b_{min}/t_e$ dove:
 $b_{min} = \text{min}(b_x, b_y)$ per isolatori rettangolari e $b_{min} = D$ per isolatori circolari.
- Gli isolatori in elastomero ed acciaio debbono soddisfare le verifiche di seguito elencate.

Tensione negli inserti in acciaio

La tensione massima σ_s agente nella generica piastra in acciaio

$$\sigma_s = 1,3 V (t_1 + t_2)/(A_r t_s),$$

dove t_1 e t_2 sono gli spessori dei due strati di elastomero direttamente a contatto con la piastra e t_s è il suo spessore ($t_s > 2$ mm), deve risultare inferiore alla tensione di snervamento dell'acciaio f_{yk} .

Deformazione di taglio massima degli isolatori

Devono risultare soddisfatte le condizioni:

$$\gamma_t \leq 5,$$

$$\gamma_s \leq \gamma^*/1,5 \leq 2,$$

dove γ^* è il valore massimo della deformazione di taglio raggiunto nelle prove di qualificazione relative all'efficacia dell'aderenza elastomero-acciaio, senza segni di rottura.

Instabilità

Il carico massimo verticale agente sul singolo isolatore dovrà essere inferiore al carico critico V_{cr} diviso per un coefficiente di sicurezza 2,5.

ALLEGATO 10.B

MODALITÀ DI PROVA DEI DISPOSITIVI DI ISOLAMENTO

10.B.1. ISOLATORI IN MATERIALE ELASTOMERICO ED ACCIAIO

Prove di accettazione sui materiali

Le prove di accettazione sui materiali sono quelle previste dalla CNR 10018, 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 10% del valore iniziale;
- il modulo G deve essere determinato anche per una deformazione tangenziale pari a $\pm 100\%$.

Prove di qualificazione sui dispositivi

Le prove di qualificazione sui dispositivi, che possono essere estese a tutti i dispositivi geometricamente simili (rapporti di scala compresi tra 0,5 e 2, fattore di forma primario S_1 uguale, fattore di forma secondario S_2 uguale o maggiore) e prodotti con gli stessi materiali di quelli provati, vengono effettuate alla temperatura di 23°C \pm 3°C, a non meno di due giorni di distanza dalla vulcanizzazione, così da avere una temperatura uniforme sull'intero dispositivo (i giorni salgono a quattro per dispositivi di dimensioni maggiori di 700 mm), e sono le seguenti:

— determinazione statica della rigidezza a compressione tra il 30% e il 100% del carico verticale V di progetto 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, del modulo statico di taglio G , convenzionalmente definito come il modulo secante tra le deformazioni di taglio corrispondenti agli spostamenti $0,27t_e$ e $0,58t_e$;

— determinazione dinamica, sotto compressione costante e pari a 6 MPa, del modulo dinamico di taglio G_{din} e dello smorzamento ξ mediante prove cicliche sinusoidali alla frequenza di 0,5 Hz ed in corrispondenza del 3° ciclo, valutando $G_{din} = Ft_e/(Ad)$ come modulo secante in corrispondenza di $dt_e = 1$, con l'obbligo per G_{din} di ricadere nell'intervallo $0,35 \div 40$ MPa;

— determinazione delle curve $G-\gamma$ e $\xi-\gamma$ mediante le prove dinamiche cicliche precedentemente descritte e per i seguenti valori di γ : 0,05, 0,3, 0,5, 0,7, 1,0, 2,0, effettuando almeno 5 cicli per ciascuna ampiezza;

— determinazione delle caratteristiche di creep mediante prove di compressione sotto carico costante e pari a V , della durata di almeno 7 giorni (la deformazione verticale per creep deve essere inferiore al 20% della deformazione statica sotto il carico V);

— determinazione delle variazioni di rigidezza verticale ed orizzontale, quest'ultima sia statica che dinamica, conseguenti ad un invecchiamento artificiale ottenuto mantenendo i dispositivi di prova per 21 giorni a 70°C, (i valori di G dopo l'invecchiamento non devono superare di 1,15 volte i valori di G prima dell'invecchiamento);

— 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, almeno 10 cicli con spostamento massimo impresso almeno pari a $1,2 d_2$;

— valutazione di efficacia dell'aderenza elastomero-acciaio, effettuata sottoponendo l'isolatore, sotto compressione costante e pari a 6 MPa, a una deformazione $\gamma \geq 2,5$ senza che si verificino danni.

Le prove di qualificazione devono essere effettuate su almeno 4 dispositivi, due per le prove senza invecchiamento e due per le prove con invecchiamento.

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 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 dalla CNR 10018, con l'unica deroga dei dispositivi di altezza superiore a 100 mm per i quali la tolleranza sulle altezze è compresa tra 0 e 6 mm;

— determinazione statica della rigidezza verticale tra il 30% e il 100% del carico V ;

— determinazione statica del modulo G con le modalità specificate per le prove di qualificazione;

— valutazione di efficacia dell'aderenza elastomero-acciaio, con le modalità specificate per le prove di qualificazione, ma adottando per la deformazione γ 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.

10.B.2. ISOLATORI A SCORRIMENTO

Prove di accettazione sui materiali

Le prove di accettazione sulle superfici di scorrimento sono quelle previste dalla **EN 1337-2**.

Prove di qualificazione sui dispositivi

Le prove di qualificazione sui dispositivi, che possono essere estese a tutti i dispositivi geometricamente simili (rapporti di scala compresi tra 0,5 e 2) e prodotti con gli stessi materiali di quelli provati, vengono effettuate alla temperatura di $23^\circ\text{C} \pm 3^\circ\text{C}$, 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} ;

— 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} e per tre valori della velocità (frequenza), pari a quella di progetto e alla stessa variata del $\pm 30\%$.

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.

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.

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 dalla **EN 1337-2**

— 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, e comunque non meno di 4.

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 $\pm 1,2 d_2$. Il dispositivo non potrà essere utilizzato nella costruzione, a meno che il suo perfetto funzionamento non sia ripristinabile con la sostituzione degli elementi base.

10.B.3. DISPOSITIVI A COMPORTAMENTO NON LINEARE E LINEARE

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.

Prove di qualificazione sui dispositivi

Le prove di qualificazione sui dispositivi, che possono essere estese a tutti i dispositivi geometricamente simili (rapporti di scala 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 4 cicli completi di deformazioni alternate, con ampiezza massima non inferiore a $\pm 0,1 d_2$, $\pm 0,3 d_2$, $\pm 0,5 d_2$, $\pm d_2$;

— prova «quasi statica», condotta imponendo al prototipo almeno 5 cicli completi di deformazioni alternate, con ampiezza massima riferita al prototipo reale pari a $\pm 1,2 d_2$;

— prova «dinamica», condotta imponendo al prototipo almeno 5 cicli completi di deformazioni alternate, con ampiezza massima riferita al prototipo reale pari a $\pm 1,2 \mathbf{d}_2$, 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 ultimo ed assimilabile, in mancanza di specifiche valutazioni, a quella corrispondente ad una frequenza di 0,5 Hz per ogni ciclo completo di ampiezza massima $\pm \mathbf{d}_2$.

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, in un range del $\pm 30\%$ intorno al valore di progetto. 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.

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;

— prova ciclica condotta imponendo al prototipo almeno 4 cicli completi di deformazioni alternate, con ampiezza massima non inferiore a $\pm \mathbf{d}_2/20$, volte a determinare il valore della rigidità teorica iniziale \mathbf{K}_1 .

Le prove di accettazione devono essere effettuate su almeno il 20% dei dispositivi, e comunque non meno di 4. Su almeno un dispositivo verrà anche condotta una prova «quasi statica», imponendo almeno 5 cicli completi di deformazioni alternate, con ampiezza massima pari a $\pm 1,2 \mathbf{d}_2$. Il dispositivo non potrà essere utilizzato nella costruzione, a meno che il suo perfetto funzionamento non sia ripristinabile con la sostituzione degli elementi base.

10.B.4. DISPOSITIVI A COMPORTAMENTO VISCOSO

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.

Prove di qualificazione sui dispositivi

Le prove di qualificazione sui dispositivi, che possono essere estese a tutti i dispositivi geometricamente simili (rapporti di scala 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 4 cicli completi di deformazioni alternate, con ampiezza massima riferita al prototipo reale non inferiore a $\pm 0,1 \mathbf{d}_2$, $\pm 0,3 \mathbf{d}_2$, $\pm 0,5 \mathbf{d}_2$, $\pm \mathbf{d}_2$, per almeno 5 diversi valori della velocità di spostamento, in un range $\pm 50\%$ intorno al 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 $\pm 1,2 \mathbf{d}_2$, 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 ultimo ed assimilabile, in mancanza di specifiche valutazioni, a quella corrispondente ad una frequenza di 0,5 Hz per ogni ciclo completo di ampiezza massima $\pm \mathbf{d}_2$.

Le prove di qualificazione devono essere effettuate su almeno **2** dispositivi.

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;

— prova «dinamica», condotta imponendo al prototipo almeno 10 cicli completi di deformazioni alternate, con ampiezza massima pari a $\pm \mathbf{d}_2$, 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 danno ed assimilabile, in mancanza di specifiche valutazioni, a quella corrispondente ad una frequenza di 0,5 Hz per ogni ciclo completo di ampiezza massima $\pm \mathbf{d}_2$.

Le prove di accettazione devono essere effettuate su almeno il 20% dei dispositivi, e comunque non meno di 4.

VALUTAZIONE DELLE ROTAZIONI DI COLLASSO
DI ELEMENTI DI STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO

La rotazione rispetto alla corda in condizioni di collasso θ_u , può essere valutata mediante sperimentazione diretta, modellazione numerica considerando il contributo di calcestruzzo, acciaio ed aderenza, ovvero mediante le seguenti formule:

$$\theta_u = a_{st} (1 - 0.38a_{cyc})(1 + \frac{a_{sl}}{1.7})(1 - 0.37a_{wall}) \cdot (0.3^v) \left[\frac{\max(0.01, \omega')}{\max(0.01, \omega)} f_c \right]^{0.2} \cdot \left(\frac{L_v}{h} \right)^{0.425} 25^{(\alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c})} (1.45^{100 \rho_d}) \quad (11.A.1)$$

dove a_{st} vale 0.016 per acciai laminati a caldo o trattati termicamente, o 0.0105 per acciaio laminato a freddo, a_{cyc} vale 0 per deformazione monotona e 1 per deformazione ciclica con almeno un ciclo alla deformazione ultima, a_{sl} vale 1 in presenza di scorrimento delle armature longitudinali al di là della sezione terminale, 0 altrimenti, a_{wall} vale 1 nel caso pareti, e 0 per travi e pilastri, v è lo sforzo assiale normalizzato, ω e ω' 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), $\rho_{sx} = A_{sx} / b_w S_h$ la percentuale di armatura trasversale (S_h = interasse delle staffe), ρ_d la percentuale di armatura inclinate in ciascuna direzione, α un fattore di efficienza del confinamento dato da:

$$\alpha = \left(1 - \frac{S_h}{2b_c} \right) \left(1 - \frac{S_h}{2h_c} \right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6h_c b_c} \right) \quad (11.A.2)$$

(b_c e h_c dimensioni del nucleo confinato, b_i distanze delle barre longitudinali trattenute da tiranti o staffe presenti sul perimetro).

In alternativa per la valutazione di θ_u si può usare la seguente equazione:

$$\theta_u = \theta_y + (\phi_u - \phi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0.5 L_{pl}}{L_v} \right) \quad (11.A.3)$$

nella quale θ_y è la rotazione rispetto alla corda allo snervamento definite in (11.1), θ_u è la curvatura ultima valutata considerando la deformazione ultima del conglomerato ϵ_{cu} , θ_y è la curvatura a snervamento valutata considerando l'acciaio alla deformazione di snervamento ϵ_{sy} , L_{pl} è la lunghezza di cerniera plastica valutabile come:

$$L_{pl} = 0.084 L_v + \frac{1}{60} \alpha_{sl} d_b f_y \quad (11.A.4)$$

dove α_{sl} vale 1 in presenza di scorrimento delle armature longitudinali al di là della sezione terminale, 0 altrimenti, d_b è il diametro delle barre longitudinali.

PROCEDURE DI VERIFICA DEGLI ELEMENTI IN C.A. RINFORZATI CON FIBRE

Resistenza a taglio

La resistenza a taglio di elementi fragili può venire migliorata mediante applicazione di fasce in FRP. Queste possono essere usate per fasciare completamente l'elemento (nel caso di pilastri), possono essere semplicemente incollate sui fianchi oppure, in configurazioni a U, incollate sui fianchi e sul fondo.

La resistenza a taglio si valuta come somma di tre contributi, del conglomerato, dell'acciaio e del FRP:

$$V_R = V_c + V_w + V_f \quad (11.B.1)$$

dove V_c , V_w sono i contributi del conglomerato e dell'acciaio calcolati in accordo all'Eurocodice 2.

Il contributo del FRP è dato, nel caso di sezioni rettangolari da:

$$V_f = 0.8db_w \rho_f E_f \varepsilon_{f,e} (1 + \cot \beta) \sin \beta \quad (11.B.2)$$

dove β è l'angolo formato tra l'asse dell'elemento e la direzione principale delle fibre, $\rho_f = 2t_f \sin \beta / b_w$ è la percentuale di FRP (essendo t_f lo spessore delle fibre), $\varepsilon_{f,e} \leq 0.006$ è la deformazione efficace definita come:

— Per fasciature chiuse o efficacemente ancorate in zone compresse con fibre di carbonio (CFRP):

$$\varepsilon_{f,e} = 0.17 \cdot \left(\frac{f_c^{2/3}}{E_f \rho_f} \right)^{0.30} \varepsilon_{fu} \quad (11.B.3)$$

— Per camicie aperte, ad U o a fasce singole, con fibre di carbonio (CFRP):

$$\varepsilon_{f,e} = \min \left[0.65 \cdot 10^{-3} \cdot \left(\frac{f_c^{2/3}}{E_f \rho_f} \right)^{0.56}; 0.17 \cdot \left(\frac{f_c^{2/3}}{E_f \rho_f} \right)^{0.30} \varepsilon_{fu} \right] \quad (11.B.4)$$

— Per fasciature chiuse o efficacemente ancorate in zone compresse con fibre di aramidio (AFRP):

$$\varepsilon_{f,e} = 0.048 \cdot \left(\frac{f_c^{2/3}}{E_f \rho_f} \right)^{0.47} \varepsilon_{fu} \quad (11.B.5)$$

dove ε_{fu} è la deformazione ultima del FRP. Nelle formule su indicate f_c e E_f devono essere espressi in MPa e GPa, rispettivamente.

Il contributo del FRP è dato, nel caso di sezioni circolari da:

$$V_f = 0.5 A_c \cdot \rho_f \cdot E_f \cdot \varepsilon_{f,e} \quad (11.B.6)$$

nella quale $\varepsilon_{f,e} = 0.004$.

Azione di confinamento

L'azione di confinamento si realizza mediante fasciatura chiusa da applicare nelle zone di potenziale plasticizzazione.

La pressione di confinamento da applicare è funzione del rapporto $I_\theta = \mu_{\theta,tar} / \mu_{\theta,ava}$, tra la duttilità in curvatura desiderata $\mu_{\theta,tar}$ e quella disponibile $\mu_{\theta,ava}$, e può essere valutata mediante:

$$f_l = 0.4 I_\theta^2 \frac{f_{cd} \cdot \varepsilon_{cu}^2}{\varepsilon_{fu}^{1.5}} \quad (11.B.7)$$

La pressione di confinamento ottenibile è data dalle espressioni seguenti:

— Per sezioni circolari e fasciatura continua:

$$f_l = \frac{1}{2} \rho_f E_f \varepsilon_{fu}$$

dove la percentuale geometrica di FRP è legata allo spessore della camicia dall'espressione $t_f = \rho_f d / 4$, dove d è il diametro della sezione;

— Per sezioni rettangolari con gli angoli smussati:

$$f_l' = k_s f_l$$

dove $k_s = 2 R_c / D$ e $f_l = 2 E_f \varepsilon_{fu} t_f / D$, dove D è la dimensione lineare maggiore della sezione;

— Nel caso di fasciatura a banda con interasse s_f :

$$f_l' = k_g f_l$$

dove $k_g = (1 - s_f / 2d)^2 / (1 - \rho_s)$, dove ρ_s percentuale geometrica di armatura longitudinale dell'elemento.

Miglioramento delle giunzioni per aderenza

Lo scorrimento delle giunzioni per aderenza nei pilastri può venire eliminato con l'applicazione di una pressione laterale f_l mediante fasciatura in FRP. Per sezioni circolari di diametro D lo spessore richiesto può essere valutato mediante:

$$t_f = \frac{D (f_l - \sigma_{sw})}{2E_f \cdot 0.001} \quad (11.B.8)$$

dove σ_{sw} è la tensione circonferenziale nelle staffe alla deformazione di 0.001, o la pressione di iniezione della malta tra FRP e pilastro, se presente, mentre f_l è la tensione di serraggio nella zona di sovrapposizione di lunghezza L_s , data da:

$$f_l = \frac{A_s f_{yd}}{\left[\frac{p}{2n} + 2(d_b + c) \right] L_s} \quad (11.B.9)$$

dove p è il perimetro della sezione all'interno dell'armatura longitudinale, n il numero di barre giuntate lungo p , e c lo spessore del copriferro.

Per sezioni rettangolari si possono utilizzare le espressioni precedenti sostituendo D con b_w e riducendo l'efficacia dell'incamiciatura in FRP attraverso il fattore k_s definito precedentemente.

ALLEGATO 11.C

VALUTAZIONE DELLE ROTAZIONI DI COLLASSO DI ELEMENTI DI STRUTTURE IN ACCIAIO

La rotazione rispetto alla corda in condizioni di collasso θ_u , può essere valutata mediante sperimentazione diretta, modellazione numerica considerando le non linearità geometriche e meccaniche del materiale, ovvero mediante il metodo che segue.

Innanzitutto si rileva che la capacità di rotazione plastica delle travi e dei pilastri dipende dai rapporti larghezza-spessore dei piatti che compongono la sezione trasversale, dall'entità dello sforzo normale e dal gradiente di tensione longitudinale nel tratto di estremità dell'elemento strutturale in cui è attesa la formazione di una cerniera plastica. La possibilità di un elemento strutturale di sviluppare completamente o solo parzialmente la capacità di deformazione plastica che esso possiede dipende dal grado di sovrarresistenza dei collegamenti tra zone non dissipative e zone dissipative. A tal proposito si distinguono tre casi:

- collegamenti a completo ripristino di resistenza e duttilità;
- collegamenti a completo ripristino di resistenza e parziale ripristino di duttilità;
- collegamenti a parziale ripristino di resistenza.

Collegamenti a completo ripristino di resistenza e duttilità

Si definiscono collegamenti a completo ripristino di resistenza e duttilità i collegamenti la cui resistenza flessionale è tale da consentire la piena plasticizzazione dell'elemento strutturale collegato e lo sviluppo dell'incrudimento fino alla instabilità locale della flangia compressa. Tale condizione risulta soddisfatta quando:

$$M_{j.Rd} \geq sM_{e.Rd} \quad (11.C.1)$$

dove:

- $M_{j.Rd}$ è la resistenza flessionale di progetto del collegamento;
- $M_{e.Rd}$ è la resistenza flessionale di progetto dell'elemento strutturale collegato valutata considerando la eventuale interazione con lo sforzo normale;
- s è il grado di sovrarresistenza che l'elemento strutturale è in grado di sviluppare a causa dell'incrudimento fino alla instabilità della flangia compressa. Tale grado di sovrarresistenza s può essere valutato con le formule 6.2, 6.3, 6.4 e 6.5.

In tali collegamenti la plasticizzazione impegna esclusivamente l'estremità dell'elemento strutturale collegato.

Collegamenti a completo ripristino di resistenza e parziale ripristino di duttilità

Si definiscono collegamenti a completo ripristino di resistenza e parziale ripristino di duttilità, i collegamenti la cui resistenza flessionale è tale da consentire la piena plasticizzazione dell'elemento strutturale collegato, ma non tale da consentire il completo sviluppo dell'incrudimento fino alla instabilità locale della flangia compressa. In tal caso, risulta:

$$M_{e.Rd} \leq M_{j.Rd} < sM_{e.Rd} \quad (11.C.2)$$

In tali collegamenti la eventuale plasticizzazione impegna sia il collegamento che l'estremità dell'elemento strutturale collegato.

Collegamenti a parziale ripristino di resistenza

Si definiscono collegamenti a parziale ripristino di resistenza, i collegamenti la cui resistenza flessionale è tale da non consentire la piena plasticizzazione dell'elemento strutturale. In tal caso, risulta:

$$M_{j,Rd} < sM_{e,Rd} \quad (11.C.3)$$

In questo caso, la plasticizzazione interessa esclusivamente il collegamento.

Valutazione delle rotazioni ultime

La rotazione in condizioni ultime di una cerniera plastica può essere calcolata mediante la seguente relazione:

$$\theta_u = R \theta_y = R \frac{M_{e,Rd}L_V}{2EI} \quad (11.C.4)$$

dove I è il momento d'inerzia dell'elemento strutturale collegato ed R è la capacità rotazionale.

La capacità rotazionale dell'elemento strutturale collegato dipende dalla sovraresistenza che il collegamento è in grado di sviluppare. Nel caso di collegamenti a completo ripristino di resistenza, tale sovraresistenza è data da:

$$s^* = \min \{s, M_{j,Rd}/M_{e,Rd}\}$$

— quando l'instabilità locale della flangia compressa avviene con la flangia tesa ancora in campo elastico,

$$\rho \geq \frac{s^* - 1}{2}$$

risulta:

$$R = \frac{1}{s^* - \rho} \left\{ (1 - \rho) + \frac{s^* - 1}{1 - \rho} \left[(1 - 2\rho) + \frac{\epsilon_h}{\epsilon_y} + (s^* - 1) \frac{E}{E_r} \right] \right\} - 1 \quad (11.C.5)$$

— quando l'instabilità locale della flangia compressa avviene con la flangia tesa in campo plastico,

$$\rho < \frac{s^* - 1}{2}$$

risulta:

$$R = \frac{1}{(s^* - \rho)(1 - \rho)} \left\{ \left[1 + \rho^2 - 2\rho(s^* - 1) \right] + 2 \frac{\epsilon_h}{\epsilon_y} (s^* - \rho - 1) + \frac{E}{E_r} 4\rho(s^* - \rho - 1) + (s^* - 2\rho - 1)^2 \frac{E}{E_h} \right\} - 1 \quad (11.C.6)$$

ρ rappresenta il rapporto fra sforzo normale di progetto e sforzo normale plastico, definito nel capitolo 6. Nel caso in cui risulti $s^* \leq 1$ si assume, in via cautelativa, $R = 0$.

In particolare, tale assunzione riguarda il caso dei collegamenti a parziale ripristino di resistenza. In questo caso, in assenza di procedure teoriche per la valutazione della capacità rotazionale dei collegamenti, si ritiene lecito assumere un valore non nullo della stessa a condizione che esso sia provato a mezzo di idonee prove sperimentali.

Ai fini della applicazione delle relazioni suddette, con riferimento agli usuali acciai da carpenteria, le proprietà inelastiche del materiale possono essere valutate in accordo con la tabella seguente:

	Fe360	Fe430	Fe510
ϵ_h/ϵ_y	12.30	11.00	9.80
E/E_h	37.50	42.80	48.20
E/E_r	19.25	21.90	24.60

NORME TECNICHE PER IL PROGETTO SISMICO DEI PONTI

1. CAMPO DI APPLICAZIONE

Le presenti Norme coprono in modo esplicito e dettagliato il progetto di ponti a pile e trave, queste ultime del tipo continuo su più pile o semplicemente appoggiate ad ogni campata.

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 queste Norme. Pile a geometria più complessa, ad es. a telaio spaziale, richiedono in generale criteri di progetto e metodi di analisi e verifica specifici.

2. OBIETTIVI DEL PROGETTO

Le presenti norme mirano alla realizzazione di strutture da ponte che soddisfano i due requisiti seguenti:

— a seguito di un evento sismico di forte intensità, caratterizzato da un periodo medio di ritorno commisurato all'importanza dell'opera, ma non inferiore a 475 anni, i danni strutturali subiti dal ponte sono tali da non comprometterne la transitabilità, e da consentire una capacità ridotta di traffico sufficiente per le operazioni di soccorso post-sisma;

— a seguito di eventi sismici caratterizzati da un periodo medio di ritorno commisurato alla importanza dell'opera, ma non inferiore a 150 anni, e che hanno quindi una significativa probabilità di verificarsi più di una volta nel corso della durata utile dell'opera, i danni strutturali sono di entità trascurabile, tali da non richiedere alcuna riduzione del traffico né interventi urgenti di ripristino.

Gli obiettivi sopra descritti si intendono raggiunti se la struttura progettata soddisfa le verifiche relative rispettivamente allo stato-limite ultimo (SLU) ed allo stato-limite di danno (SLD), come indicato nel seguito.

3. CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE

I. La struttura del ponte deve essere concepita e dimensionata in modo che sotto l'azione sismica di progetto per lo SLU essa dia luogo alla formazione di un meccanismo dissipativo stabile, nel quale la dissipazione sia limitata alle pile.

II. 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.

III. Gli elementi ai quali non viene richiesta capacità dissipativa, e devono quindi mantenere un comportamento elastico, sono: l'impalcato, gli apparecchi di appoggio, le strutture ed il terreno di fondazione, le spalle. Per garantirne il comportamento elastico, questi elementi devono essere progettati per resistere alle massime azioni che gli elementi dissipativi possono loro trasmettere, adottando il criterio della «gerarchia delle resistenze» descritto nel seguito per ogni caso specifico.

IV. La cinematica della struttura deve essere tale da limitare l'entità degli spostamenti relativi tra le sue diverse parti, spostamenti la cui valutazione è caratterizzata da intrinseca incertezza, ciò che 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.

4. LIVELLI DI PROTEZIONE ANTISISMICA

I ponti devono essere dotati di un livello di protezione antisismica differenziato in funzione della loro importanza e del loro uso, e quindi delle conseguenze più o meno gravi di un loro danneggiamento per effetto di un evento sismico. A tale scopo si istituiscono diverse «categorie di importanza», a ciascuna delle quali è associato un fattore γ_I , detto fattore di importanza. Tale fattore amplifica l'intensità della azione sismica di progetto rispetto al valore che per essa si assume per ponti di importanza ordinaria (azione sismica di riferimento). Il fattore di importanza si applica in eguale misura all'azione sismica da adottare per lo stato limite di collasso (punto 5.2.6) e per lo stato limite di danno (punto 5.2.7), variando conseguentemente le probabilità di occorrenza dei relativi eventi.

A tal fine si distinguono due categorie di ponti, cui corrispondono le definizioni ed i fattori di importanza indicati nella tabella seguente:

FATTORI DI IMPORTANZA

<i>Categoria</i>	<i>Descrizione</i>	<i>Fattore di importanza γ_i</i>
I	Ponti di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico, e ponti il cui collasso potrebbe provocare un numero particolarmente elevato di vittime	1.3
II	Ponti di importanza normale	1.0

5. AZIONE SISMICA

5.1 CATEGORIE DI SUOLO DI FONDAZIONE

Ai fini della definizione della azione sismica di progetto si definiscono le seguenti categorie di profilo stratigrafico del suolo di fondazione (le profondità si riferiscono al piano di posa delle fondazioni):

A - *Formazioni litoidi o terreni omogenei* caratterizzati da valori di V_{S30} superiori a 800 m/s, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 5 m.

B - *Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti*, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità, caratterizzati da valori di V_{S30} compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero resistenza penetrometrica $N_{SPT} > 50$, o coesione non drenata $c_u > 250$ kPa).

C - *Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di media rigidità*, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di V_{S30} compresi tra 180 e 360 m/s ($15 < N_{SPT} < 50$, $70 < c_u < 250$ kPa).

D - *Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti*, caratterizzati da valori di $V_{S30} < 180$ m/s ($N_{SPT} < 15$, $c_u < 70$ kPa).

E - *Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali*, con valori di V_{S30} simili a quelli dei tipi C o D e spessore compreso tra 5 e 20 m, giacenti su di un substrato di materiale più rigido con $V_{S30} > 800$ m/s.

In aggiunta a queste categorie, per le quali nel punto 5.2 vengono definite le azioni sismiche da considerare nella progettazione, se ne definiscono altre due, per le quali sono richiesti studi speciali per la definizione dell'azione sismica da considerare:

S1 - Depositi costituiti da, o che includono, uno strato spesso almeno 10 m di argille/limi di bassa consistenza, con elevato indice di plasticità ($PI > 40$) e contenuto di acqua, caratterizzati da valori di $V_{S30} < 100$ m/s ($10 < c_u < 20$ kPa)

S2 - Depositi di terreni soggetti a liquefazione, di argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di terreno non classificabile nei tipi precedenti

Nelle definizioni precedenti V_{S30} è la velocità media di propagazione entro 30 m di profondità delle onde di taglio e viene calcolata con la seguente espressione:

$$V_{S30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}} \quad (1)$$

dove h_i e V_i indicano lo spessore (in m) e la velocità delle onde di taglio (per deformazioni di taglio $\gamma < 10^{-6}$) dello strato i-esimo, per un totale di N strati presenti nei 30 m superiori. Il sito verrà classificato sulla base del valore di V_{S30} , se disponibile, altrimenti sulla base del valore di N_{SPT} .

5.2 CALCOLO DELL'AZIONE SISMICA

5.2.1 Zone sismiche

Ai fini dell'applicazione di queste norme, il territorio nazionale viene suddiviso in zone sismiche, ciascuna contrassegnata da un diverso valore del parametro a_g = accelerazione orizzontale massima su suolo di categoria A (definito al punto 5.1). I valori di a_g , espressi come frazione dell'accelerazione di gravità g , da adottare in ciascuna delle zone sismiche del territorio nazionale sono, salvo più accurate determinazioni, che possono portare a differenze comunque non superiori al 20%:

<i>Zona</i>	<i>Valore di a_g</i>
1	0,35g
2	0,25g
3	0,15g
4	0,05g

5.2.2 Descrizione dell'azione sismica

Il modello di riferimento per la descrizione del moto sismico in un punto della superficie del suolo è costituito dallo spettro di risposta elastico di cui al punto 5.2.3.

Alternativamente, il moto del suolo può essere descritto mediante accelerogrammi, secondo quanto indicato al punto 5.2.8.

In mancanza di documentata informazione specifica, la componente verticale del moto sismico si considera rappresentata da uno spettro di risposta elastico diverso da quello delle componenti orizzontali, come specificato in 5.2.3.

5.2.3 Spettro di risposta elastico

Lo spettro di risposta elastico è costituito da una forma spettrale (spettro normalizzato), considerata indipendente dal livello di sismicità, moltiplicata per il valore della accelerazione massima ($a_g S$) del terreno che caratterizza il sito.

Lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left(1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1)\right) \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left(\frac{T_C}{T}\right) \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2}\right)
 \end{aligned} \tag{2}$$

nelle quali:

S fattore che tiene conto del profilo stratigrafico del suolo di fondazione (vedi punto 5.1);

η fattore che tiene conto di un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ espresso in punti percentuali, diverso da 5 ($\eta = 1$ per $\xi = 5$):

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55 \tag{3}$$

T periodo di vibrazione dell'oscillatore semplice;

T_B, T_C, T_D periodi che separano i diversi rami dello spettro, dipendenti dal profilo stratigrafico del suolo di fondazione.

I valori di T_B, T_C, T_D e S da assumere, salvo più accurate determinazioni, per le componenti orizzontali del moto e per le categorie di suolo di fondazione definite al punto 5.1, sono riportati nella Tabella 2.

TABELLA 2

VALORI DEI PARAMETRI NELLE ESPRESSIONI (2) DELLO SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO DELLE COMPONENTI ORIZZONTALI

Categoria suolo	S	T_B	T_C	T_D
A	1,0	0,15	0,40	2,0
B, C, E	1,25	0,15	0,50	2,0
D	1,35	0,20	0,80	2,0

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

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_{ve}(T) = 0,9a_g \cdot S \cdot \left(1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 3,0 - 1)\right) \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_{ve}(T) = 0,9a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 3,0 \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_{ve}(T) = 0,9a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 3,0 \cdot \left(\frac{T_C}{T}\right) \\
 T_D \leq T & \quad S_{ve}(T) = 0,9a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 3,0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2}\right)
 \end{aligned} \tag{4}$$

con i valori dei parametri che definiscono la forma spettrale riportati in tabella 2.

VALORI DEI PARAMETRI DELLO SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO DELLA COMPONENTE VERTICALE

Categoria suolo	S	T_B	T_C	T_D
A, B, C, D, E	1,0	0,05	0,15	1,0

5.2.4 Spettro di risposta elastico in spostamento

Lo spettro di risposta elastico dello spostamento potrà ottenersi per trasformazione diretta dello spettro di risposta elastico delle accelerazioni, usando la seguente espressione (5), per periodi di vibrazione che non eccedano i valori T_E indicati in tabella 4.

$$S_{De}(T) = S_e(T) \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 \quad (5)$$

TABELLA 4

VALORI DEI PARAMETRI T_E E T_F

Categoria suolo	T_E	T_F
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 < T_F:

$$S_{De}(T) = 0,025 a_g S T_C T_D (2,5\eta + (1 - 2,5\eta) (T - T_E)/(T_F - T_E)) \quad (6)$$

Per T > T_F:

$$S_{De}(T) = d_g \quad (7)$$

Dove tutti i simboli sono già stati definiti, ad eccezione di d_g, definito al punto successivo.

5.2.5 Spostamento e velocità del terreno

I valori dello spostamento e della velocità orizzontali massimi del suolo (d_g) e (v_g) sono dati dalle seguenti espressioni:

$$d_g = 0,025 \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \cdot a_g \quad (8)$$

$$v_g = 0,16 S \cdot T_C \cdot a_g$$

Nel caso in cui sia necessario valutare gli effetti della variabilità spaziale del moto (vedi punto 5.2.9), il valore dello spostamento relativo tra due punti (r) ed (i), in direzione trasversale e longitudinale rispetto all'asse del ponte, può essere stimato secondo le espressioni seguenti:

$$\text{trasversale } d_{ri} = x_{ri} \frac{v_g}{c_a} \leq \sqrt{d_{gr}^2 + d_{gi}^2} \quad (9a)$$

$$\text{longitudinale } d_{ri} = x_{ri} \frac{v_g}{2c_a} \leq \sqrt{d_{gr}^2 + d_{gi}^2} \quad (9b)$$

dove x_{ri} è la distanza tra i due punti, d_g e v_g sono lo spostamento e la velocità massimi del terreno, c_a è la velocità di propagazione apparente delle onde sismiche.

In presenza di caratteristiche disomogenee del terreno, devono essere adottati i valori più sfavorevoli, ma tra loro coerenti, di d_g , v_g e c_a .

In assenza di studi specifici, i valori di c_a possono essere assunti secondo quanto indicato nella tabella seguente.

TABELLA 5

VALORI DI c_a

Categoria suolo	c_a (m/sec)
A	3000
B, C	2000
D, E	1500

5.2.6 Spettri di progetto per lo stato limite di collasso

Ai fini del progetto, e per evitare il ricorso ad analisi non lineari, le capacità dissipative delle strutture possono essere messe in conto attraverso un fattore riduttivo delle forze elastiche, denominato fattore di struttura q . L'azione sismica di progetto $S_d(T)$ è in tal caso data dallo spettro di risposta elastico di cui al punto 5.2.5, con le ordinate ridotte utilizzando il fattore q . I valori numerici del fattore q vengono definiti al punto 5.5.

Lo spettro di progetto per le componenti orizzontali è definito dalle seguenti espressioni:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - 1 \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \\
 T_C \leq T < T_D & S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned} \tag{10}$$

in cui T_B , T_C , T_D sono definiti in tabella 2. Si assumerà comunque $S_d(T) \geq 0,2a_g$.

A meno di adeguate analisi giustificative, lo spettro di progetto della componente verticale dell'azione sismica è dato dalle seguenti espressioni, assumendo $q = 1$:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & S_{vd}(T) = 0,9 \cdot a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{3,0}{q} - 1 \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & S_{vd}(T) = 0,9 \cdot a_g \cdot S \cdot \frac{3,0}{q} \\
 T_C \leq T < T_D & S_{vd}(T) = 0,9 \cdot a_g \cdot S \cdot \frac{3,0}{q} \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & S_{vd}(T) = 0,9 \cdot a_g \cdot S \cdot \frac{3,0}{q} \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned} \tag{11}$$

in cui T_B , T_C , T_D sono definiti in tabella 3. Tutti i simboli mantengono significato e valore numerico validi nel caso dello spettro di risposta elastico.

5.2.7 Spettro di progetto per lo stato limite di danno

Lo spettro di progetto da adottare per la limitazione dei danni può essere ottenuto riducendo lo spettro elastico di cui al punto 5.2.3 secondo un fattore pari a 2,5.

5.2.8 Impiego di accelerogrammi

Entrambi gli stati limite di collasso e di danno potranno essere verificati mediante l'uso di accelerogrammi artificiali, simulati o naturali. Quando è necessario utilizzare un modello spaziale, l'azione sismica deve essere rappresentata da gruppi di tre accelerogrammi diversi agenti contemporaneamente nelle tre direzioni principali.

Gli accelerogrammi dovranno essere coerenti con lo spettro di risposta elastico di cui al punto

5.2.3. La durata degli accelerogrammi dovrà essere stabilita sulla base della magnitudo e degli altri parametri fisici che determinano la scelta del valore di a_g e S . In assenza di studi specifici la durata della parte pseudo-stazionaria degli accelerogrammi sarà almeno pari a 10 s.

Il numero di accelerogrammi o, per analisi spaziali, di gruppi di accelerogrammi deve essere almeno pari a 3. 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 ξ del 5%.

L'ordinata spettrale media non dovrà presentare uno scarto in difetto superiore al 10%, rispetto alla corrispondente dello spettro elastico, in alcun punto dell'intervallo di periodi $0,15 s \div 2,0 s$ e $0,15 s \div 2 T$, in cui T è il periodo fondamentale di vibrazione della struttura in campo elastico.

L'uso di accelerogrammi registrati o generati mediante simulazione fisica della sorgente e della propagazione, in numero comunque non inferiore a 3, è ammessa, a condizione che siano adeguatamente giustificate le ipotesi relative alle caratteristiche sismogenetiche della sorgente e alle condizioni del suolo del sito e che siano soddisfatte le condizioni di coerenza con lo spettro di riferimento sopra riportate.

5.2.9 Variabilità spaziale del moto

Nei punti di contatto dell'opera con il terreno (fondazioni delle pile, spalle), il moto sismico è generalmente diverso, a causa del suo carattere intrinsecamente propagatorio, delle disomogeneità e delle discontinuità eventualmente presenti, e della diversa risposta locale del terreno dovuta a particolari caratteristiche meccaniche e morfologiche.

Degli effetti sopra indicati dovrà tenersi conto in ogni caso quando le condizioni di sottosuolo sono variabili lungo lo sviluppo del ponte in misura tale da richiedere l'uso di spettri di risposta diversi.

In assenza di modelli fisicamente più accurati e adeguatamente documentati, un criterio di minimo per tener conto della variabilità spaziale del moto consiste nel sovrapporre agli effetti dinamici valutati con lo spettro di risposta gli effetti pseudostatici indotti da un insieme di spostamenti relativi tra le basi delle pile e delle spalle, questi ultimi calcolati secondo il punto 5.2.5.

Per quanto riguarda gli effetti dinamici, si adoterà uno spettro di risposta unico e corrispondente alla categoria di sottosuolo che induce le sollecitazioni più severe. Qualora il ponte venga suddiviso in porzioni ciascuna fondata su suolo a caratteristiche ragionevolmente omogenee, per ciascuna di esse si adoterà lo spettro di risposta appropriato. Il giunto tra porzioni adiacenti dovrà essere dimensionato per il massimo spostamento relativo, somma degli effetti dinamici e di quelli pseudo-statici di cui al punto 5.2.5.

5.3 COMPONENTI DELLA AZIONE SISMICA E LORO COMBINAZIONE

Ai fini delle presenti norme l'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali ed una verticale, da considerare tra di loro indipendenti. L'azione sismica verticale può essere trascurata nei ponti di tipologia e luci ordinarie. Deve essere messa in conto in ponti di grande luce ($L > 60 m$), ed in ogni caso in cui i suoi effetti sono significativi.

Il fattore q da associare alla azione verticale deve essere assunto sempre pari a: $q = 1$.

Se l'analisi della risposta viene eseguita in campo lineare, la risposta può essere calcolata separatamente per ciascuna delle tre componenti e gli effetti combinati successivamente secondo l'espressione seguente:

$$E = (E_x^2 + E_y^2 + E_z^2)^{1/2} \quad (12)$$

essendo $E_{x,y,z}$ gli effetti dell'azione sismica agente secondo x, y, z .

Alternativamente, gli effetti massimi possono essere ottenuti utilizzando come azione di progetto la combinazione più sfavorevole tra:

$$A_{Ex} + 0,30A_{Ey} + 0,30A_{Ez} \quad (13)$$

con rotazione degli indici, essendo A_{Ei} l'azione diretta secondo la direzione i .

Se l'analisi viene eseguita in campo non lineare mediante integrazione al passo, le due componenti di eccitazione orizzontale (e quella verticale, ove appropriato) devono venire applicate simultaneamente alla struttura, e gli effetti massimi saranno valutati assumendo il valore medio degli effetti più sfavorevoli ottenuti con ciascuna coppia (o tripletta) di accelerogrammi.

5.4 COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA CON LE ALTRE AZIONI

Ai fini delle verifiche di resistenza e di duttilità per lo SLU le azioni da considerare in aggiunta a quella sismica sono solo quelle dovute ai carichi permanenti secondo l'espressione:

$$\gamma E + G_k + P_k \quad (14)$$

dove:

γE Azione sismica per lo stato limite in esame

G_k Carichi permanenti al loro valore caratteristico

P_k Valore caratteristico della precompressione, a cadute di tensione avvenute

Per la verifica della compatibilità degli spostamenti dell'opera con le dimensioni dei giunti e delle sedi di appoggio si dovrà considerare anche l'effetto delle variazioni termiche, secondo quanto indicato al punto 8.5.4.

5.5 VALORI DEL COEFFICIENTE DI STRUTTURA

I massimi valori utilizzabili per il fattore q nel caso di ponti a pile in cemento armato e impalcato a travata continua sono:

— ponti con pile a comportamento flessionale ($H/L \geq 3,5$) $q = 3,5$

— ponti con pile tozze ($H/L \leq 1$) $q = 1,0$

— valore di q per il calcolo delle spalle $q = 1,0$

(per $1 \leq H/L \leq 3,5$ q si ottiene per interpolazione lineare).

I valori di q sopra riportati (quando superiori all'unità) valgono se lo sforzo normale ridotto: $\eta_k = N_{Ed}/A_{ck} f_{ck}$ non eccede il valore 0,3 N_{Ed} è lo sforzo di compressione di calcolo.

Lo sforzo normale ridotto non può superare il valore $\eta_k = 0,6$. Per valori di η_k intermedi tra 0,3 e 0,6, il valore di q è dato da

$$q(\eta_k) = q - \left[\frac{\eta_k}{0,3} - 1 \right] (q - 1) \quad (15)$$

essendo q il valore applicabile per $\eta_k \leq 0,3$.

Tali coefficienti 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.

I valori del fattore di riduzione q indicati in precedenza si applicano a ponti di geometria definita «regolare». Il requisito di regolarità e quindi l'applicabilità dei valori su indicati può essere verificato a posteriori mediante il seguente procedimento:

— per ciascuna pila si calcoli il rapporto: $r_i = \frac{M_{Ed,i}}{M_{Rd,i}}$ dove $M_{Ed,i}$ è il momento alla base

dalla pila i prodotto dalla combinazione sismica di progetto e $M_{Rd,i}$ il corrispondente momento resistente;

— la geometria del ponte si considererà «regolare» se il rapporto tra il massimo ed il minimo dei rapporti r_i risulta inferiore a 2, ovvero $\tilde{r} = \frac{r_{i,max}}{r_{i,min}} < 2$

Nel caso in cui la condizione precedente non risulti soddisfatta l'analisi andrà ripetuta utilizzando il seguente ridotto valore del fattore q

$$q_r = q \frac{2}{\tilde{r}} \quad (16)$$

E comunque $q \geq 1$

Per ponti a tipologia diversa da quella a pile e travi, quali ad es. ponti ad arco, ponti stralati, ponti a portale con pile inclinate, oppure per ponti a geometria irregolare (molto obliqui, con raggio di curvatura molto ridotto, etc.) si adotterà un fattore globale di riduzione q pari a 1. Valori maggiori di 1, e comunque non superiori a 3,5, potranno essere adottati solo se le richieste di duttilità vengono verificate mediante analisi dinamica non lineare.

6. MODELLO STRUTTURALE PER ANALISI LINEARI

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 rigidità della struttura, e di vincolo degli impalcati. Nei modelli a comportamento non lineare, dovranno essere messi in conto anche gli effetti dell'attrito degli apparecchi di appoggio e il comportamento di eventuali dispositivi di fine corsa.

La rigidità degli elementi in cemento armato deve essere valutata tenendo conto dell'effettivo stato di fessurazione degli elementi, 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 rigidità secante efficace può essere ricavata dall'espressione:

$$E_c \cdot I_{eff} = v \cdot \frac{M_{Rd}}{\phi_y} \quad (17)$$

nella quale $v \cong 1,20$ è un fattore di correzione che tiene conto della maggiore rigidità della parte di pila non fessurata, M_{Rd} è il momento resistente di progetto nella sezione di base, e ϕ_y la curvatura di snervamento.

La deformabilità del terreno di fondazione, e più in generale gli effetti di interazione terreno-struttura, devono venire considerati quando il contributo di tale deformabilità allo spostamento massimo eguaglia o supera il 30% del totale.

In presenza di incertezze significative sui parametri meccanici del terreno, si stimeranno per essi un valore limite superiore ed uno inferiore, e si ripeteranno le analisi con due modelli diversi, caratterizzati ciascuno da uno dei due insiemi di parametri, e si assumeranno per le grandezze di verifica i risultati più cautelativi.

7. METODI DI ANALISI

7.1 ANALISI MODALE COMPLETA CON SPETTRO DI RISPOSTA

7.1.1 Numero dei modi

Per ognuna delle due direzioni di verifica dovranno essere presi in considerazione tutti i modi che forniscono un contributo significativo alla risposta.

Per le strutture per le quali la massa totale può essere ottenuta come somma delle «masse efficaci modali» la prescrizione precedente si intende soddisfatta se le masse dei modi considerati costituiscono almeno il 90% della massa totale.

7.1.2 Combinazione delle massime risposte modali

Quando i massimi modali possono essere considerati indipendenti, il valore massimo assoluto di una generica grandezza di risposta R si ottiene come radice quadrata della somma dei quadrati delle risposte modali R_i

$$R = \left(\sum_i R_i^2 \right)^{1/2} \quad (18)$$

Nel caso che i periodi propri dei modi siano vicini tra loro ($\rho = T_j/T_i \geq 0,8$, con $T_j < T_i$) le risposte massime non possono considerarsi indipendenti, e la regola precedente deve essere sostituita da una combinazione quadratica completa, quale quella indicata nell'espressione (19):

$$R = \left(\sum_i \sum_j R_i r_{ij} R_j \right)^{1/2} \quad j = i = 1, \dots, n \quad (19)$$

nella quale

$$r_{ij} = \frac{0,02 \cdot (1 + \rho) \cdot \rho^{3/2}}{(1 - \rho^2)^2 + 0,01\rho \cdot (1 + \rho)^2} \quad (20)$$

dove per semplicità di notazione è stato omissso il doppio indice ij nel rapporto ρ .

Nel caso in cui sia necessario valutare gli effetti della variabilità spaziale del moto (punto 5.2.9), ai valori determinati come sopra è da aggiungere l'effetto degli spostamenti relativi pseudo-statici, valutati secondo il punto 5.2.5.

7.2 ANALISI SEMPLIFICATA

Questo tipo di analisi consiste nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze di inerzia indotte dall'azione sismica. L'entità delle forze si ottiene dall'ordinata dello spettro di progetto corrispondente al periodo fondamentale del ponte nella direzione considerata. Le forze sono distribuite sulla struttura secondo la forma del primo modo, valutabile in modo approssimato.

L'analisi semplificata può essere applicata nei casi in cui la deformata dinamica della struttura è governata da un solo modo e la risposta è quindi fornita in buona approssimazione dall'analisi di un oscillatore ad 1 grado di libertà.

Questa condizione può ritenersi soddisfatta nei casi seguenti:

a) nella direzione longitudinale per ponti rettilinei a travata continua, purché la massa efficace complessiva delle pile non sia superiore ad 1/5 della massa dell'impalcato;

b) nella direzione trasversale per ponti che soddisfano la condizione a) e sono simmetrici rispetto la mezzeria longitudinale, con una eccentricità ammessa non superiore al 5% della lunghezza del ponte. L'eccentricità è la distanza tra baricentro delle masse e centro delle rigidità delle pile nella direzione trasversale;

c) in ponti a travate semplicemente appoggiate, per entrambe le direzioni longitudinale e trasversale, purché la massa efficace di ciascuna pila non sia superiore ad 1/5 della massa di impalcato da essa portata.

La massa efficace per pile a sezione costante può essere assunta pari alla massa della metà superiore della pila. Nei casi a) e c) la forza equivalente all'azione sismica è data dall'espressione

$$F = M \cdot S_d(T_i) \quad (21)$$

nella quale la massa M vale rispettivamente:

- l'intera massa dell'impalcato, più la massa della metà superiore di tutte le pile, nel caso a);
- la massa di impalcato afferente alla pila, più la massa della metà superiore della pila, nel caso c).

$S_d(T_i)$ è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto definito al punto 5.2.7.

Il periodo T_i è dato in entrambi i casi dall'espressione:

$$T_i = 2\pi\sqrt{\frac{M}{K}} \quad (22)$$

nella quale K è la rigidezza complessiva del modello considerato.

Nel caso b) il sistema di forze orizzontali equivalenti all'azione sismica da applicare a ciascun nodo del modello è dato dalla espressione

$$F_i = \frac{4\pi^2 S_d(T)}{T^2 g} d_i G_i \quad (23)$$

nella quale:

T è il periodo proprio fondamentale nella direzione trasversale del ponte

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 del ponte in direzione trasversale può essere valutato con l'espressione approssimata

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{\sum G_i d_i^2}{g \sum G_i d_i}} \quad (24)$$

nella quale i simboli sono stati definiti in precedenza.

Nei casi a) e b) si dovrà inoltre aggiungere l'eventuale componente pseudo-statica dovuta alla variabilità spaziale del moto sismico, da valutare secondo i punti 5.2.5 e 5.2.9.

7.3 CALCOLO DEGLI SPOSTAMENTI MEDIANTE ANALISI LINEARI

Gli spostamenti della struttura sotto l'azione sismica di progetto (SLU): d_E si ottengono moltiplicando i valori ottenuti dall'analisi dinamica (punto 7.1) oppure dall'analisi statica semplificata (punto 7.2) per il fattore μ_d secondo l'espressione seguente

$$d_E = \pm \mu_d d_{Ed} \quad (25)$$

dove

$$\begin{aligned} \mu_d &= q && \text{se } T \geq 1.5T_C \\ \mu_d &= (q - 1) \frac{1.5T_C}{T} + 1 && \text{se } T < 1.5T_C \end{aligned} \quad (26)$$

Nel caso in cui sia necessario valutare gli effetti della variabilità spaziale del moto (punto 5.2.9), ai valori determinati come sopra è da aggiungere l'effetto degli spostamenti relativi.

7.4 ANALISI DINAMICA NON LINEARE

La scelta degli accelerogrammi sarà in accordo con quanto indicato al punto 5.2.8. Le grandezze di risposta da utilizzare per le verifiche saranno ottenute secondo quanto specificato in 5.3 e 5.4.

Nel contesto delle presenti norme, l'analisi dinamica non lineare ha per scopo principale quello di verificare l'adeguatezza del fattore q in casi di strutture che presentano qualche aspetto di irregolarità (vedi punto 5.5), ed in particolare di consentire il confronto tra duttilità richieste e duttilità disponibili, nonché di verificare l'integrità dei componenti a comportamento fragile secondo il criterio della gerarchia delle resistenze di cui al punto 8.1.

L'analisi dinamica non lineare deve essere sempre svolta in parallelo con una analisi modale elastica, e la somma delle azioni orizzontali alla base delle pile ed alle spalle ottenuta con l'analisi non lineare non può risultare inferiore all'80% della corrispondente somma ottenuta con l'analisi lineare.

7.5 ANALISI STATICA NON LINEARE

Questo tipo di analisi consiste nell'applicazione di un sistema di forze orizzontali progressivamente incrementate fino al raggiungimento di un preassegnato spostamento in un nodo di riferimento.

Gli obiettivi principali di questo tipo di analisi (che non elimina la necessità di eseguire l'analisi modale completa) sono:

- la valutazione della sequenza di formazione delle cerniere plastiche fino alla trasformazione della struttura in un meccanismo;
- esame della redistribuzione delle sollecitazioni susseguente alla formazione delle cerniere plastiche;
- valutazione dell'entità delle rotazioni delle cerniere plastiche al raggiungimento dello spostamento prefissato.

L'analisi consiste nella riduzione della struttura ad un sistema equivalente ad un grado di libertà, generalmente corrispondente al primo modo di vibrazione elastica.

Il sistema a un grado di libertà è caratterizzato da un legame globale non lineare in termini di forza risultante applicata alla struttura e spostamento di un nodo di riferimento.

Lo spostamento massimo del nodo di riferimento è ottenuto mediante analisi modale completa della struttura modellata come indicato al punto 6, con impiego dello spettro di risposta elastico ($q = 1$).

L'analisi consente di verificare se in corrispondenza dello spostamento calcolato come sopra, le richieste di duttilità nelle cerniere plastiche sono inferiori a quelle disponibili e le sollecitazioni negli elementi fragili sono inferiori alle rispettive resistenze in accordo con il criterio della gerarchia delle resistenze, punto 8.1.

8. DIMENSIONAMENTO E DETTAGLI COSTRUTTIVI DEGLI ELEMENTI

8.1 CRITERIO DELLA GERARCHIA DELLE RESISTENZE (GR)

Il criterio GR consiste nel determinare le azioni di progetto per i meccanismi (resistenza a taglio di tutti gli elementi), e per gli elementi strutturali (appoggi, fondazioni, spalle) che devono mantenersi in regime lineare sotto l'azione sismica di progetto, assumendo che in tutte le zone dove è prevista la formazione di cerniere plastiche agiscano momenti flettenti da considerare quali frattili superiori degli effettivi momenti resistenti, e dati dall'espressione

$$\gamma_o \cdot M_{Rd,i} \quad (27)$$

Il fattore γ_o (fattore di «sovraresistenza») viene calcolato mediante l'espressione

$$\gamma_o = 0,7 + 0,2 q \geq 1 \quad (28)$$

nella quale q è il valore del coefficiente di struttura utilizzato nel calcolo.

Le sollecitazioni calcolate a partire dai momenti resistenti amplificati (e dai carichi permanenti distribuiti sugli elementi) si definiscono ottenute con il criterio della gerarchia delle resistenze (GR) e si indicano con l'indice c , ad es. F_c .

8.2 VERIFICHE DI RESISTENZA PER GLI ELEMENTI IN C.A.

8.2.1 Coefficienti parziali di sicurezza

Le verifiche delle sezioni in cemento armato in presenza di azione sismica si eseguono con gli stessi coefficienti γ_m applicabili per le situazioni non sismiche.

8.2.2 Verifiche a presso-flessione

Nelle sezioni comprese nelle zone di cerniera plastica deve risultare

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \quad (29)$$

nella quale:

M_{Ed} è il momento flettente (accompagnato dallo sforzo normale e dal momento flettente in direzione ortogonale) derivante dalla analisi

M_{Rd} è il momento resistente della sezione, calcolato tenendo conto dello sforzo normale e del momento ortogonale agenti.

Nelle sezioni poste al di fuori delle cerniere plastiche deve risultare

$$M_c \leq M_{Rd} \quad (30)$$

nella quale M_c è il momento flettente agente (accompagnato dallo sforzo normale e dal momento flettente in direzione ortogonale) calcolato in base al criterio della gerarchia delle resistenze (GR) descritto al punto 8.1.

Qualora, al di fuori delle zone di cerniera plastica delle pile, il momento flettente M_c superi il valore M_{Rd} della cerniera stessa, si adotterà quest'ultimo.

8.2.3 Verifiche a taglio

8.2.3.1 Zone di cerniera plastica

— Verifica a compressione diagonale dell'anima

$$V_c \leq V_{Rde} \quad (31)$$

in cui V_c è lo sforzo di taglio risultante dal criterio GR descritto al punto 8.1, e V_{Rde} è la resistenza a taglio corrispondente allo schiacciamento del conglomerato compresso, a degradazione avvenuta, data da:

$$V_{Rde} = 0,275 \cdot v \cdot f_{ck} b_{wc} d_c \quad \text{con } v = 0,7 - \frac{f_{ck}}{200} \geq 0,5 \quad (32)$$

e con b_{wc} e d_c rispettivamente larghezza ed altezza dell'anima.

— Verifica dell'armatura

$$V_c \leq V_{cde} + V_{wd} \quad (33)$$

in cui V_{cde} è il contributo del conglomerato a degradazione avvenuta, dato da

$$\begin{aligned} V_{cde} &= 0 && \text{se } \eta_k \leq 0,1 \\ V_{cde} &= 2,5\tau_{Rd} b_{wc} d_c && \text{se } \eta_k > 0,1 \end{aligned} \quad (34)$$

dove $\tau_{Rd} = R_{ck}^{2/3}/28$ in MPa

e V_{wd} è il contributo dell'armatura dato da:

$$V_{wd} = \frac{A_{sw}}{s} 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \quad (35)$$

con A_{sw} ed s rispettivamente area ed interasse delle staffe
 f_{ywd} tensione di snervamento di calcolo dell'acciaio delle staffe

8.2.3.2 Zone al di fuori delle cerniere plastiche

— Verifica a compressione diagonale dell'anima

$$V_c \leq V_{Rd2} \quad (36)$$

— Verifica dell'armatura

$$V_c \leq V_{cd} + V_{wd} \quad (37)$$

I termini V_{Rd2} e V_{cd} si calcolano secondo quanto indicato nella normativa vigente per le situazioni non sismiche.

8.3 IMPALCATO

8.3.1 Azioni di calcolo

Il criterio di dimensionamento per l'impalcato è che esso non subisca danni (ossia soddisfi le verifiche di resistenza allo SLU) 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 avrà uno sforzo di taglio dato da

$$V_{c,i} = V_{E,i} \cdot \frac{\gamma_o \cdot M_{Rd,i}}{M_{E,i}} \leq V_{E,i} \cdot q \quad (38)$$

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 sovraresistenza γ_o .

In direzione verticale, la verifica dell'impalcato deve essere eseguita nei casi indicati al punto 4.5, assumendo per l'azione sismica il valore $q = 1$.

8.3.2 Dettagli costruttivi

In conseguenza dei criteri di progetto adottati, non sono da prevedere per l'impalcato armature specifiche volte a conferire duttilità.

8.4 PILE

8.4.1 Azioni di calcolo

— Momenti flettenti

Nelle sezioni in cui è prevista la formazione di cerniere plastiche, generalmente costituite 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

$$\gamma_o \cdot M_{Rd,i}$$

— Sforzi di taglio

Gli sforzi di taglio di calcolo si ottengono con il criterio della GR.

Per una pila incernierata in sommità il criterio conduce al valore dello sforzo di taglio di calcolo:

$$V_{c,i} = V_{E,i} \cdot \frac{\gamma_o M_{Rd,i}}{M_{E,i}} \quad (39)$$

in cui i simboli hanno il significato indicato in 8.3.

L'espressione precedente si estende direttamente al caso della pila doppiamente incastrata alle estremità.

8.4.2 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 lo sforzo assiale ridotto risulta $\eta_k \leq 0,08$;

— nel caso di sezioni cellulari o a doppio T 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.

8.4.2.1 Armature di confinamento

La percentuale meccanica minima di armatura di confinamento è data da:

— sezioni rettangolari:

$$\omega_{wd,r} = 0,33 \frac{A_c}{A_{cc}} \eta_k - 0,07 \geq 0,12 \quad (40)$$

in cui A_c e A_{cc} indicano rispettivamente l'area lorda della sezione e l'area del nucleo confinato.

— sezioni circolari

$$\omega_{wd,c} = 1,40 \omega_{wd,r} \quad (41)$$

La percentuale meccanica è definita dalle espressioni:

— sezioni rettangolari

$$\omega_{wd,r} = \frac{A_{sw}}{s \cdot b} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (42)$$

in cui:

A_{sw} = area complessiva dei bracci delle staffe chiuse e dei tiranti, in una direzione

s = interasse delle staffe, soggetto alle limitazioni seguenti:

$s \leq 6$ diametri delle barre longitudinali

$s \leq \frac{1}{5}$ della dimensione minima della sezione all'interno delle staffe

b = dimensione della sezione in direzione ortogonale a quella dei bracci delle staffe, misurata al di fuori delle staffe

— sezioni circolari

$$\omega_{wd,c} = \frac{4A_{sp}}{D_{sp} \cdot s} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (43)$$

in cui

A_{sp} , D_{sp} = area della sezione delle barre circonfenziali o a spirale, e diametro della circonferenza o spirale

s = interasse delle armature di confinamento, soggetto alle limitazioni seguenti:

$s \leq 6$ diametri delle barre longitudinali

$s \leq \frac{1}{5}$ del diametro del nucleo della sezione interna alle armature di confinamento

8.4.2.2 Dettagli costruttivi

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 di cui al punto 8.4.2.1 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 disporrà 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 lo svirgolamento delle barre verso l'esterno.

L'area dei bracci o dei tiranti necessaria allo scopo è data dalla relazione:

$$\frac{A_t}{s} = \sum A_s f_{ys} \frac{1}{1,6f_{yt}} \quad (44)$$

nella quale:

A_t ed s sono rispettivamente l'area di un braccio o tirante (mm^2) e l'interasse lungo l'asse della pila (m)

$\sum A_s$ è la somma delle aree delle barre longitudinali trattenute da un braccio

f_{ys} , f_{yt} tensioni di snervamento dell'acciaio longitudinale e trasversale.

Tutte le armature di confinamento, staffe, tiranti o spirali, devono terminare con piegature a 135° che si ancorano verso l'interno per una lunghezza minima di 10 diametri.

Nella zona di massimo confinamento non sono consentite giunzioni di qualsiasi tipo delle barre longitudinali.

8.5 APPOGGI

8.5.1 Appoggi fissi

Gli appoggi 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: $\gamma_o \cdot M_{Rd}$, 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 è consentito adottare queste ultime per il progetto degli apparecchi.

Per il progetto degli apparecchi fissi posti sulle spalle vale quanto indicato al punto 8.7.

8.5.2 Appoggi 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 al punto 7.3.

8.5.3 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, etc.

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 (seggioline 'Gerber'), di dimensioni pari a quelle richieste al punto 8.5.4.

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 αQ , in cui $\alpha = a_g / g$ è l'accelerazione normalizzata di progetto, 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.

8.5.4 Lunghezze di sovrapposizione

Nelle zone di appoggio dove è previsto un movimento relativo tra elementi diversi della struttura (impalcato-pila, impalcato-spalle, seggioline 'Gerber', etc.) deve essere comunque disponibile una lunghezza di sovrapposizione tra le parti che si sovrappongono.

Il valore minimo di tale lunghezza è dato dall'espressione

$$l_s = l_m + d_{eg} + d_{Ed} \quad (45)$$

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 punto 5.2.5. La distanza L tra cui valutare gli spostamenti relativi si può assumere pari alla distanza tra l'appoggio scorrevole e la pila adiacente dotata di appoggio fisso. Nel caso invece che l'impalcato sia collegato rigidamente, oppure continuo, su più pile, la distanza L può essere assunta in approssimazione pari alla distanza tra appoggio scorrevole ed il centro del tratto continuo.

d_{Ed} è lo spostamento relativo totale tra le parti, somma dello spostamento d_E prodotto dall'azione sismica di progetto, calcolato come indicato al punto 7.3, e di $0,4d_T$, con d_T = spostamento dovuto alle azioni termiche di progetto.

8.6 FONDAZIONI

Il criterio di progetto delle fondazioni è che esse si mantengano in fase elastica, ove possibile, e comunque con deformazioni residue trascurabili, sotto l'azione sismica di progetto per lo SLU.

A tale scopo, le sollecitazioni da considerare devono essere determinate con il criterio della GR di cui al punto 8.1, ossia utilizzando i momenti resistenti alle basi delle pile o delle spalle, moltiplicati per il fattore di sovraresistenza γ_o , quali sollecitazioni agenti sulle strutture e sul terreno di fondazione. Non si richiede tuttavia che le sollecitazioni da utilizzare siano maggiori di quelle fornite dall'analisi eseguita con un fattore $q = 1$.

Le fondazioni del tipo diretto devono e possono essere sempre progettate per rimanere in campo elastico: non sono quindi necessarie armature specifiche per ottenere un comportamento duttile.

Per le fondazioni su pali non è sempre possibile evitare la formazione di zone plasticizzate, generalmente all'incastro con i plinti o con la platea, se il terreno superficiale ha deboli caratteristiche meccaniche, ed anche nelle zone di transizione tra strati di terreno aventi deformabilità molto diverse.

In tali casi i pali devono venire dotati dell'armatura indicata al punto 3.3.2 delle «Norme tecniche per il progetto sismico di opere di fondazione e di sostegno dei terreni».

8.7 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 SLU.

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 punti 8.7.1 e 8.7.2.

8.7.1 Collegamento mediante appoggi 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.

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.

8.7.2 Collegamento mediante appoggi fissi

Questo tipo di collegamento viene adottato in maniera generalizzata per la direzione trasversale, ed in genere ad 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 dovrà comprendere, in generale, la deformabilità del terreno retrostante e quella del terreno di fondazione.

L'analisi dovrà essere eseguita adottando un coefficiente di struttura $q = 1$.

9. PONTI CON ISOLAMENTO SISMICO

9.1 SCOPO

Il presente capitolo fornisce criteri e regole per il progetto dei ponti con isolamento sismico, nei quali un sistema d'isolamento sismico viene posto tra l'impalcato e le pile/spalle, 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 del ponte, può essere ottenuta mediante una delle seguenti strategie d'isolamento, o mediante una loro appropriata combinazione:

- incrementando il periodo fondamentale della costruzione per portarlo nel campo delle minori accelerazioni di risposta;
- limitando la massima forza orizzontale trasmessa;
- dissipando una consistente aliquota dell'energia meccanica trasmessa alla costruzione.

9.2 Definizioni e simboli

Centro di rigidità equivalente: Centro delle rigidità equivalenti dei dispositivi che costituiscono il sistema di isolamento e della sottostruttura.

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 rigidità di due rami definiti 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 in un dispositivo d'isolamento, corrispondente allo SLU;

F_2 = forza corrispondente allo spostamento d_2 , ottenuta al terzo ciclo sperimentale.

Coefficiente viscoso equivalente: Coefficiente viscoso ξ 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 rigidità in direzione verticale e bassa rigidità 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 rigidità 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).

SLD: Sigla che indica lo Stato Limite di Danno di progetto.

SLU: Sigla che indica uno Stato Limite Ultimo di progetto.

Sottostruttura: parte della struttura posta al di sotto dell'interfaccia di isolamento. Essa include, normalmente, le fondazioni e le pile/spalle. La sua deformabilità orizzontale è in genere non trascurabile.

Sovrastruttura: parte della struttura posta al di sopra dell'interfaccia di isolamento, normalmente costituita dall'impalcato, 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.

$a^2 = (\alpha_x b_x^2 + \alpha_y b_y^2)$: Dimensione equivalente, usata per valutare la deformazione di taglio per rotazione in un isolatore rettangolare di dimensioni b_x , b_y e rotazioni α_x , α_y ;

$a^2 = 3 \alpha D^2/4$: Dimensione equivalente, utilizzata per valutare la deformazione di taglio per rotazione in un isolatore circolare;

A : Superficie del singolo strato di elastomero depurata degli eventuali fori (se non riempiti successivamente);

A' : Area della superficie comune alla singola piastra d'acciaio e allo strato di elastomero depurata degli eventuali fori (se non riempiti successivamente);

A_r : Area ridotta efficace dell'isolatore, valutata come $A_r = \text{Min} [(b_x - d_{Ex}) (b_y - 0,3d_{Ey}), (b_x - 0,3d_{Ex}) (b_y - d_{Ey})]$, per isolatori rettangolari di lati b_x e b_y , $A_r = (\varphi - \sin\varphi)D^2/4$ con $\varphi = 2 \arccos(d_{Ed}/D)$ per isolatori circolari di diametro **D**;

b_x, b_y : Dimensioni in pianta, secondo x ed y, della singola piastra di acciaio di un isolatore elastomerico rettangolare;

$b_{\min} = \text{min} (b_x, b_y)$

d : Spostamento massimo raggiunto dal dispositivo d'isolamento in un ciclo di carico;

d₁ : Spostamento corrispondente al limite elastico nel ciclo teorico bilineare di un dispositivo d'isolamento non lineare;

d₂ : Spostamento massimo di progetto in un dispositivo d'isolamento, corrispondente allo **SLU**;

d_{dc} : Spostamento massimo di progetto del centro di rigidità del sistema d'isolamento, corrispondente allo **SLU**;

d_{Ex}, d_{Ey} : Spostamenti relativi tra le due facce (superiore e inferiore) di un isolatore, o tra le estremità di un dispositivo, prodotti dalla azione sismica agente nelle direzioni x e y;

d_{rftx}, d_{rfty} : Spostamenti relativi tra le due facce (superiore e inferiore) degli isolatori, o tra le estremità di un dispositivo, prodotto dalle azioni di ritiro, fluage, e termiche (ridotte al 50%), ove rilevanti;

$d_E = \text{Max} \{ [(d_{Ex} + d_{rftx})^2 + (0,3d_{Ey} + d_{rfty})^2]^{1/2}, [(0,3d_{Ex} + d_{rftx})^2 + (d_{Ey} + d_{rfty})^2]^{1/2} \} = d_2$

D : Diametro della singola piastra di acciaio negli isolatori circolari o dimensione in pianta, misurata parallelamente all'azione orizzontale agente, della singola piastra di acciaio;

E_b : Modulo di compressibilità volumetrica della gomma, da assumere pari a 2000 MPa in assenza di determinazione diretta;

E_c : Modulo di compressibilità assiale valutato (in MPa) come $E_c = (1/(6G_{din}S_1^2) + 4/(3E_b))^{-1}$;

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;

G : Modulo di taglio, convenzionalmente definito come il modulo secante tra le deformazioni di taglio corrispondenti agli spostamenti $0,27t_e$ e $0,58t_e$;

G_{din} : Modulo dinamico equivalente a taglio, valutato come $G_{din} = Ft_e/(Ad)$ in corrispondenza di uno spostamento $d = t_e$;

$K_e = F/d = G_{din} A/t_e =$ Rigidezza equivalente di un dispositivo d'isolamento in un singolo ciclo di carico;

$K_{esi} = \sum_j (K_{ej})$: Rigidezza totale equivalente del sistema di isolamento;

$K_1 = F_1/d_1$: Rigidezza elastica (del primo ramo) del ciclo bilineare teorico di un dispositivo di isolamento a comportamento non lineare;

$K_2 = F_2/d_2$: Rigidezza post-elastica (del secondo ramo) del ciclo teorico di un dispositivo di isolamento non lineare;

L : Superficie laterale libera del singolo strato di elastomero di un isolatore elastomerico maggiorata della superficie laterale degli eventuali fori (se non riempiti successivamente);

M : Massa totale della sovrastruttura;

$S_1 = A/L$: Fattore di forma primario di un isolatore elastomerico;

$S_2 = D/t_e$: Fattore di forma secondario di un isolatore elastomerico, nella direzione in esame;

$S_{2min} = b_{min}/t_e$: Fattore di forma secondario minimo di un isolatore elastomerico rettangolare;

t_1 : Spessore del singolo strato di elastomero;

t_e : Somma dello spessore dei singoli strati di elastomero valutata maggiorando lo spessore dei due strati esterni, se maggiore di 3 mm, del fattore 1,4;

t_1, t_2 : Spessore dei due strati di elastomero direttamente a contatto con la piastra considerata;

t_s : Spessore della piastra generica;

T : Periodo generico;

T_{bf} : Primo periodo proprio della struttura a base fissa;

T_{is} : Primo periodo proprio della struttura isolata;

V : Carico verticale di progetto agente sull'isolatore in presenza di sisma;

V_{max} : Valore massimo di progetto di V ;

V_{min} : Valore minimo di progetto di V ;

W_d : Energia dissipata da un dispositivo d'isolamento in un ciclo completo di carico;

α_x, α_y : Rotazioni relative tra le facce superiore e inferiore di un isolatore elastomerico rispettivamente attorno alle direzioni x ed y ;

$\alpha = (\alpha_x^2 + \alpha_y^2)^{1/2}$;

γ : Deformazione di taglio generica;

$\gamma_c = 1,5V/(S_1G_{din}A_r)$ la deformazione di taglio dell'elastomero prodotta dalla compressione assiale;

$\gamma_s = d_E/t_e$: Deformazione di taglio dell'elastomero prodotta dallo spostamento sismico totale, inclusi gli effetti torsionali;

$\gamma_\alpha = a^2/2t_1t_e$: Deformazione di taglio dell'elastomero dovuta alla rotazione angolare;

$\gamma_t = \gamma_c + \gamma_s + \gamma_\alpha$: Deformazione totale di taglio;

$\xi_e = W_d / (2\pi Fd) = W_d / (2\pi K_e d^2)$: Coefficiente di smorzamento viscoso equivalente in un singolo ciclo di carico di un dispositivo d'isolamento;

$\xi_{esi} = \sum_j (Wdj) / (2\pi K_{esi} d^2)$: Coefficiente di smorzamento viscoso equivalente del sistema d'isolamento.

9.3 REQUISITI GENERALI E CRITERI PER IL LORO SODDISFACIMENTO

I ponti con isolamento sismico debbono conseguire gli obiettivi e soddisfare i requisiti generali di sicurezza e i criteri di verifica riportati nel capitolo 2 di queste norme. In generale, per ragioni legate al corretto comportamento dell'intero sistema strutturale, si richiederà che sia la porzione di struttura al di sopra del sistema di isolamento (sovrastruttura) che quella al di sotto (sottostruttura) si mantengano sostanzialmente in campo elastico, anche per le azioni di verifica dello SLU. Per questo la struttura potrà essere progettata senza applicare le regole di gerarchia delle resistenze ed i dettagli costruttivi per la duttilità.

Un'affidabilità superiore è richiesta al sistema di isolamento per il ruolo critico che esso svolge. Tale affidabilità si ritiene conseguita se il sistema di isolamento è progettato e verificato sperimentalmente secondo quanto stabilito nel punto 9.8 e negli allegati 10.A, 10.B delle «Norme tec-

niche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici». Per i dispositivi costituenti il sistema di isolamento valgono, inoltre, le condizioni seguenti:

— I dispositivi saranno accompagnati da una relazione che illustri il comportamento meccanico sia di insieme che dei singoli componenti, così da minimizzare la possibilità del verificarsi di comportamenti non previsti.

— La definizione del comportamento meccanico del dispositivo sotto azioni orizzontali (sisma, vento, frenatura e altre azioni di servizio, ecc.), sia ai fini della risposta del sistema strutturale che lo contiene che ai fini del dimensionamento del dispositivo stesso, sarà basata su un modello strutturale sufficientemente realistico (ove necessario non lineare, dipendente dallo sforzo assiale, ecc.) e su prove di laboratorio effettuate in condizioni più aderenti possibile alle condizioni reali in termini di accelerazione, velocità e spostamento. Eventuali modifiche di tale comportamento, sia in fase di costruzione che di messa in opera e nella successiva vita utile del dispositivo, possono essere ammesse solo con adeguate giustificazioni e verifiche, incluso il controllo che non siano state introdotte sfavorevoli sovraresistenze e sovrarigidezze rispetto alle richieste di progetto.

— Nell'ambito del progetto si dovrà redigere un piano di qualità riguardante sia la progettazione del dispositivo, che la costruzione, la messa in opera, la manutenzione e le relative verifiche analitiche e sperimentali. I documenti di progetto indicheranno 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, saranno indicati negli elaborati grafici di progetto, insieme alle procedure di controllo da adottare.

Tutte le condutture degli impianti che attraversano i giunti intorno alla sovrastruttura dovranno non subire danni e rimanere funzionanti per i valori di spostamento corrispondenti allo SLD. Quelle del gas e di altri impianti pericolosi che attraversano i giunti di separazione dovranno essere progettati per consentire gli spostamenti relativi della sovrastruttura isolata corrispondenti allo SLU, con lo stesso livello di sicurezza adottato per il progetto del sistema di isolamento.

9.4 CARATTERISTICHE E CRITERI DI ACCETTAZIONE DEI DISPOSITIVI

Ai fini delle presenti disposizioni, i dispositivi facenti parte di un sistema di isolamento si distinguono in isolatori e dispositivi ausiliari.

Gli isolatori sono dispositivi che svolgono fundamentalmente la funzione di sostegno dei carichi verticali, con elevata rigidezza in direzione verticale e bassa rigidezza 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).

Tra gli isolatori si individuano:

- isolatori in materiale elastomerico ed acciaio,
- isolatori a scorrimento.

I dispositivi ausiliari svolgono fundamentalmente la funzione di dissipazione di energia e/o di ricentraggio del sistema e/o di vincolo laterale sotto carichi orizzontali di servizio (non sismici), rispetto alle azioni orizzontali. Tra di essi si distinguono:

- dispositivi a comportamento non lineare, indipendente dalla velocità di deformazione,
- dispositivi a comportamento viscoso, dipendente dalla velocità di deformazione,
- dispositivi a comportamento lineare o quasi lineare.

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, che inglobano funzioni dissipative o ricentranti per la 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.

I dispositivi di isolamento possono essere basati su materiali e meccanismi diversi, dai quali dipendono le loro proprietà meccaniche. Le proprietà di un sistema di isolamento, nel suo complesso, e la loro costanza scaturiscono dalla combinazione delle proprietà dei dispositivi e degli isolatori che lo costituiscono.

Tutte le parti strutturali dei dispositivi, non direttamente impegnate nella funzione di isolamento, devono essere capaci di sopportare le massime sollecitazioni di progetto rimanendo in campo elastico, con un adeguato coefficiente di sicurezza.

L'idoneità all'impiego deve essere accertata mediante le prove sui materiali e sui dispositivi descritte nell'allegato 10.B delle «Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici» eseguite e certificate da laboratori ufficiali, ai sensi dell'art. 20 della legge 1086/71, dotati delle necessarie attrezzature e della specifica competenza ed operanti in regime di qualità.

9.4.1 *Isolatori elastomerici*

Gli isolatori elastomerici sono costituiti da strati di materiale elastomerico (gomma naturale o materiali artificiali idonei) alternati a piastre di acciaio, aventi prevalente funzione di confinamento dell'elastomero, e vengono disposti nella struttura in modo da sopportare le azioni e deforma-

zioni orizzontali di progetto trasmesse (sisma, vento, dilatazioni termiche, viscosità, ecc.) mediante azioni parallele alla giacitura degli strati di elastomero ed i carichi permanenti ed accidentali verticali mediante azioni perpendicolari agli strati stessi.

Le piastre di acciaio saranno conformi alla **CNR 10018** o equivalente 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.

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, mentre per gli effetti delle azioni parallele alla giacitura degli strati si considererà la sezione intera dello strato di gomma.

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 (t_e è ottenuto come somma dello spessore dei singoli strati, migliorando lo spessore dei due strati esterni, se maggiore di 3 mm, del fattore 1,4) 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 rigidezza equivalente K_e , il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ_e .

La rigidezza 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 ξ_e , si definisce come rapporto tra l'energia dissipata in un ciclo completo di carico W_d e $2\pi Fd$, ossia $\xi_e = W_d/(2\pi Fd)$.

Le caratteristiche meccaniche (K_e e ξ_e) dei dispositivi reali, valutate in corrispondenza dello spostamento massimo di progetto d_2 , dovranno avere variazioni limitate come segue:

— nell'ambito della singola fornitura le differenze, rispetto al valore di progetto, non possono superare un valore massimo del $\pm 15\%$ ed un valore medio del $\pm 5\%$;

— le variazioni legate all'invecchiamento dell'elastomero, valutate come indicato nel seguito, non dovranno superare il **15%** del valore iniziale;

— le variazioni dovute a fattori ambientali (temperatura), valutate per le condizioni estreme di progetto dei fattori stessi e con riferimento al valore misurato in condizioni medie di tali fattori, non dovranno superare il $\pm 35\%$;

— 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;

— le variazioni dovute alla velocità di deformazione (frequenza), valutate in un intervallo di $\pm 30\%$ del valore di progetto, non dovranno superare il $\pm 10\%$.

Gli isolatori elastomerici devono inoltre essere in grado di sostenere almeno 10 cicli con spostamento massimo impresso pari a $1,2 d_2$. I cicli si intendono favorevolmente sostenuti se saranno soddisfatte le seguenti condizioni:

— i diagrammi forza-spostamento mostreranno sempre un incremento di carico al crescere dello spostamento;

— le caratteristiche meccaniche dei dispositivi (K_e e ξ_e), nei cicli successivi al primo, non varieranno di più del 15% rispetto alle caratteristiche riscontrate durante il terzo ciclo, ossia $|K_{e(i)} - K_{e(3)}|/K_{e(3)} < 0,15$ e $|\xi_{e(i)} - \xi_{e(3)}|/\xi_{e(3)} < 0,15$, avendo contrassegnato con il pedice (i) le caratteristiche valutate all'i-esimo ciclo e con il pedice (3) le caratteristiche valutate al terzo ciclo.

9.4.2 Isolatori a scorrimento

Gli isolatori a scorrimento sono costituiti da appoggi a scorrimento (acciaio-PTFE) caratterizzati da bassi valori delle resistenze per attrito.

Le superfici di scorrimento in acciaio e PTFE devono essere conformi alla norma EN 1337-2.

Gli isolatori a scorrimento dovranno avere un coefficiente d'attrito compreso tra 0 e 3% e l'attrito valutato in corrispondenza dello spostamento massimo di progetto d_2 , dovrà avere variazioni limitate come segue:

— nell'ambito della singola fornitura le differenze rispetto al valore di progetto non potranno superare un valore massimo del $\pm 50\%$ ed un valore medio del $\pm 15\%$;

— le variazioni legate all'invecchiamento non dovranno superare il 15% del valore iniziale;

— le variazioni dovute a fattori ambientali (temperatura), valutate per condizioni estreme dei fattori stessi e con riferimento al valore misurato in condizioni medie di tali fattori, dovranno variare di non più del $\pm 35\%$;

— 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 30% del valore di progetto;

— le variazioni dovute alla velocità di deformazione (frequenza), valutate in un intervallo di $\pm 30\%$ del valore di progetto, non dovranno superare il $\pm 10\%$.

Gli isolatori a scorrimento devono inoltre 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 15% rispetto alle caratteristiche riscontrate durante il terzo ciclo, ossia $|f_{(i)} - f_{(3)}|/f_{(3)} < 0,15$, avendo contrassegnato con il pedice (i) le caratteristiche valutate all'i-esimo ciclo e con il pedice (3) le caratteristiche valutate al terzo ciclo. Inoltre gli isolatori a scorrimento o rotolamento debbono essere in grado di garantire la loro funzione di appoggio fino a spostamenti pari ad $1,5 d_2$.

9.4.3 Dispositivi ausiliari a comportamento non lineare

I dispositivi ausiliari a comportamento non lineare trasmettono, in generale, soltanto azioni orizzontali ed hanno rigidezza trascurabile rispetto alle azioni verticali. Essi possono realizzare comportamenti meccanici diversi, ad elevata o bassa dissipazione di energia, con riduzione o incremento della rigidezza al crescere dello spostamento, con o senza spostamenti residui all'azzeramento della forza. Nel seguito si tratteranno essenzialmente dispositivi caratterizzati da una riduzione della rigidezza, 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 1.

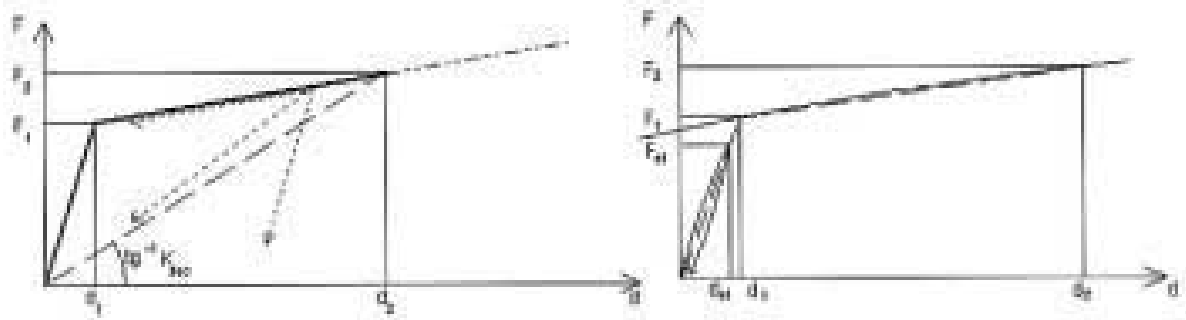


Figura 1 - Diagrammi forza-spostamento per dispositivi a comportamento non lineare

I dispositivi a comportamento non lineare sono costituiti da elementi base che ne determinano le caratteristiche meccaniche fondamentali ai fini della loro utilizzazione nell'ambito di un sistema di isolamento sismico. Ove necessario tali elementi potranno essere sottoposti singolarmente a prove sperimentali di qualificazione e accettazione.

I dispositivi di isolamento non lineari sono individuati dalla curva caratteristica che lega la forza trasmessa dal dispositivo al corrispondente spostamento; tali curve caratteristiche sono, in generale, schematizzabili con delle bilineari, definite dalle coordinate (F_1, d_1) , corrispondenti al limite teorico del comportamento elastico lineare del dispositivo, e dalle coordinate (F_2, d_2) corrispondenti al valore di progetto allo SLU dello spostamento.

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 in un dispositivo d'isolamento, corrispondente allo SLU;

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: $K_1 = F_1/d_1$; $K_2 = (F_2 - F_1)/(d_2 - d_1)$.

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, dovrà 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 curve caratteristiche nel terzo ciclo di carico, valutate in termini di forza, in corrispondenza degli spostamenti d_1 e d_2 , e di rigidità K_2 , dovranno avere variazioni limitate come segue:

— nell'ambito della singola fornitura le differenze, rispetto al valore di progetto, non possono superare un valore massimo del $\pm 15\%$ ed un valore medio del $\pm 5\%$;

— le variazioni legate all'invecchiamento dei materiali, valutate come indicato nel seguito, non dovranno superare il 15% del valore iniziale;

— le variazioni dovute a fattori ambientali (temperatura), valutate per le condizioni estreme di progetto dei fattori stessi e con riferimento al valore misurato in condizioni medie di tali fattori, non dovranno superare il $\pm 35\%$;

— le variazioni dovute alla velocità di deformazione (frequenza), valutate in un intervallo di $\pm 30\%$ del valore di progetto, non dovranno superare il $\pm 10\%$.

I dispositivi a comportamento non lineare devono inoltre essere in grado di sostenere almeno 10 cicli con spostamento massimo impresso pari a $1,2 d_2$. I cicli si intendono favorevolmente sostenuti se saranno soddisfatte le seguenti condizioni:

— i diagrammi forza-spostamento mostrano sempre un incremento di carico al crescere dello spostamento;

— le curve caratteristiche, nei cicli successivi al primo, valutate in corrispondenza degli spostamenti d_1 e d_2 , non variano di più del 15%, in termini di forza e di rigidezza K_2 , rispetto alle caratteristiche riscontrate durante il **terzo** ciclo, ossia $|F_{(i)} - F_{(3)}| / F_{(3)} < 0,15$, $|K_{2(i)} - K_{2(3)}| / K_{2(3)} < 0,15$ avendo contrassegnato con il pedice (i) le caratteristiche valutate all'i-esimo ciclo e con il pedice (3) le caratteristiche valutate al **terzo** ciclo.

9.4.4 Dispositivi ausiliari a comportamento viscoso

I dispositivi ausiliari a comportamento viscoso trasmettono, in generale, soltanto azioni orizzontali ed hanno rigidezza trascurabile rispetto alle azioni verticali. Essi sono caratterizzati da un valore della forza proporzionale a v^a , e pertanto non contribuiscono alla rigidezza del sistema. La relazione forza spostamento di un dispositivo viscoso, per una legge sinusoidale dello spostamento è riportata in figura 2. La forma del ciclo è ellittica per $\alpha = 1$. Il valore massimo della forza viene sempre raggiunto in corrispondenza dello spostamento nullo.

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 α . L'identificazione di tali parametri ai fini della modellazione meccanica del sistema d'isolamento dovrà essere fatta con riferimento ai valori di forza massima ed energia dissipata durante il terzo ciclo di carico, dovendo essere non superiore al 10% la differenza tra il valore teorico e il valore sperimentale delle due grandezze dette.

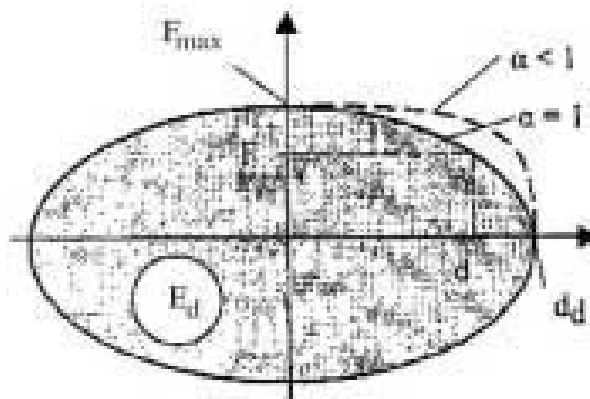


Figura 2 - Dispositivi a comportamento viscoso

Le caratteristiche meccaniche (F_{max} e E_d) dei dispositivi reali, valutate per velocità di applicazione delle deformazioni pari a quelle di progetto, dovranno avere variazioni limitate come segue:

— nell'ambito della singola fornitura le differenze, rispetto al valore di progetto, non possono superare un valore massimo del $\pm 15\%$ ed un valore medio del $\pm 5\%$;

— le variazioni legate all'invecchiamento dei materiali, valutate come indicato nel seguito, non dovranno superare il **15%** del valore iniziale;

— le variazioni dovute a fattori ambientali (temperatura), valutate per le condizioni estreme di progetto dei fattori stessi e con riferimento al valore misurato in condizioni medie di tali fattori, non dovranno superare il $\pm 35\%$.

I dispositivi a comportamento viscoso devono essere in grado di sopportare, sotto spostamento massimo impresso pari a $1,2 d_2$, almeno 10 cicli. I cicli si intendono favorevolmente sopportati se saranno soddisfatte le seguenti condizioni:

— le curve caratteristiche, nei cicli successivi al primo, valutate nel terzo ciclo di carico, non variano di più del 15%, in termini di forza massima e di energia dissipata, rispetto alle caratteristiche riscontrate durante il terzo ciclo, ossia $|F_{(i)} - F_{(3)}| / F_{(3)} < 0,15$, $|E_{d(i)} - E_{d(3)}| / E_{d(3)} < 0,15$ avendo contrassegnato con il pedice (i) le caratteristiche valutate all'i-esimo ciclo e con il pedice (3) le caratteristiche valutate al **terzo** ciclo.

9.4.5 Dispositivi ausiliari a comportamento lineare o quasi lineare

I dispositivi ausiliari a comportamento lineare o quasi lineare trasmettono, in generale, soltanto azioni orizzontali ed hanno rigidezza trascurabile rispetto alle azioni verticali. Il loro comportamento è definito tramite la rigidezza equivalente K_e e il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ_e .

Le caratteristiche meccaniche (K_e e ξ_e) dei dispositivi reali, valutate in corrispondenza dello spostamento massimo di progetto d_2 , e per una frequenza di applicazione del carico pari a quella di progetto, dovranno avere variazioni limitate come segue:

- nell'ambito della singola fornitura le differenze, rispetto al valore di progetto, non possono superare un valore massimo del $\pm 15\%$ ed un valore medio del $\pm 5\%$;
- le variazioni legate all'invecchiamento dei materiali, valutate come indicato nel seguito, non dovranno superare il **15%** del valore iniziale;
- le variazioni dovute a fattori ambientali (temperatura), valutate per le condizioni estreme di progetto dei fattori stessi e con riferimento al valore misurato in condizioni medie di tali fattori, non dovranno superare il $\pm 35\%$;
- le variazioni dovute alla velocità di deformazione (frequenza), valutate in un intervallo di $\pm 30\%$ del valore di progetto, non dovranno superare il $\pm 10\%$.

I dispositivi a comportamento lineare o quasi lineare devono inoltre 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 saranno soddisfatte le seguenti condizioni:

- i diagrammi forza-spostamento mostreranno sempre un incremento di carico al crescere dello spostamento;
- le caratteristiche meccaniche dei dispositivi (K_e e ξ_e), nei cicli successivi al primo, non varieranno di più del 15% rispetto alle caratteristiche riscontrate durante il terzo ciclo, ossia $|K_{e(i)} - K_{e(3)}| / K_{e(3)} < 0,15$, $|\xi_{e(i)} - \xi_{e(3)}| / \xi_{e(3)} < 0,15$, avendo contrassegnato con il pedice (i) le caratteristiche valutate all'i-esimo ciclo e con il pedice (3) le caratteristiche valutate al terzo ciclo.

9.5 INDICAZIONI PROGETTUALI

9.5.1 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. È 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 del ponte e/o con il corretto comportamento del sistema d'isolamento.

— Ove necessario, gli isolatori dovranno 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.

— I materiali utilizzati nel progetto e nella costruzione dei dispositivi dovranno essere conformi alle corrispondenti norme in vigore.

— 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. Tali effetti andranno debitamente messi in conto nel modello di calcolo ed il comportamento degli isolatori a trazione dovrà essere verificato sperimentalmente.

9.5.2 Controllo di movimenti indesiderati

— Per minimizzare gli effetti torsionali, la proiezione del centro di massa dell'impalcato sul piano degli isolatori ed il centro di rigidità dei dispositivi di isolamento debbono essere, per quanto possibili, 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 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.

9.5.3 Controllo degli spostamenti sismici differenziali del terreno

— La variabilità spaziale del moto del terreno dovrà essere messa in conto secondo quanto specificato in 5.2.9.

9.5.4 Controllo degli spostamenti relativi al terreno e alle costruzioni circostanti

— I giunti di separazione tra le diverse porzioni di impalcato e tra l'impalcato e la sottostruttura dovranno essere dimensionati in modo da permettere il corretto funzionamento del sistema di isolamento, senza impedimenti al libero spostamento delle parti isolate.

— Le eventuali connessioni, strutturali e non, fra la struttura isolata e il terreno o le parti di strutture non isolate devono essere progettate in modo tale da assorbire, con ampio margine di sicurezza, gli spostamenti relativi previsti dal calcolo.

— Occorre anche attuare adeguati accorgimenti affinché l'eventuale malfunzionamento delle connessioni a cavallo dei giunti non possa compromettere l'efficienza dell'isolamento.

9.6 AZIONE SISMICA

Ai fini della progettazione l'azione sismica è fondamentalmente definita, in termini di intensità, ovvero accelerazione massima del terreno, forme spettrali, durata degli accelerogrammi, nel capitolo 5 delle presenti norme, salvo quanto prescritto in modo specifico per la progettazione di ponti con isolamento sismico in questo capitolo.

9.6.1 Spettri di progetto

In generale gli spettri elastici definiti al punto 5.2.3 verranno adottati come spettri di progetto, assumendo sempre $T_D = 2,5$ s. Le ordinate spettrali per $T > 4$ s saranno assunte pari all'ordinata corrispondente a $T = 4$ s. Gli spettri di progetto allo stato limite di danno si ottengono dividendo le ordinate spettrali per 2.5.

In alternativa all'impiego delle forme standard dello spettro di risposta elastico di cui al punto 5.2.3 associate al valore di a_g fornito nel punto 5.2.1 per le diverse zone sismiche, è consentito l'impiego di spettri di risposta specifici per il sito considerato, caratterizzati dalle probabilità di superamento richieste per ciascuno dei due stati limite, ricavati direttamente sulla base di conoscenze geosismotettoniche e geotecniche, oppure da dati statistici applicabili alla situazione in esame. Le ordinate di tali spettri, in corrispondenza dei periodi propri di interesse per il sistema, non potranno essere assunte inferiori alle ordinate dello spettro elastico standard applicabile, in relazione al profilo di suolo.

9.6.2 Impiego di accelerogrammi

L'impiego di accelerogrammi è regolato dalle prescrizioni del punto 5.2.7 e dalle seguenti.

La parte stazionaria deve essere preceduta e seguita da tratti ad intensità crescente da zero e decrescente a zero, di modo che la durata complessiva dell'accelerogramma sia non inferiore a 25 s.

La coerenza con lo spettro di riferimento va verificata con le seguenti regole, che sostituiscono quelle riportate in 5.2.7. Nel campo $0,8T_{bf} \div 1,2T_{is}$, ove T_{bf} rappresenta la stima inferiore del primo periodo proprio della struttura a base fissa e T_{is} rappresenta la stima superiore del periodo fondamentale equivalente della struttura isolata, la media delle ordinate spettrali, in corrispondenza di ogni periodo, deve risultare non inferiore al 90% delle ordinate spettrali di riferimento. Comunque, nel campo di periodi compreso tra 0,15 sec. e 4,00 sec., la stessa media non deve risultare inferiore all'80% delle ordinate spettrali di riferimento.

9.7 MODELLAZIONE E ANALISI STRUTTURALE

9.7.1 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, saranno le più sfavorevoli che si possono verificare durante la sua vita utile. Esse dovranno tener conto, ove pertinente, dell'influenza 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 di deformazione (frequenza), in un intervallo di variabilità di $\pm 30\%$ del valore di progetto;
- entità dei carichi verticali agenti simultaneamente;
- 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 dovranno, 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. In generale i valori massimi degli spostamenti del sistema d'isolamento si otterranno attribuendo i valori minimi alle caratteristiche di rigidità, smorzamento, attrito, mentre i valori massimi delle deformazioni e tensioni nella struttura si otterranno attribuendo a tali caratteristiche i valori massimi.

Nella progettazione dei ponti di categoria d'importanza II, si possono adottare i valori medi delle proprietà meccaniche del sistema di isolamento, a condizione che i valori estremi (massimo oppure minimo) non differiscano di più del 20% dal valor medio.

9.7.2 Modellazione

La sovrastruttura e la sottostruttura verranno modellate sempre 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 dovrà essere messa in conto quando il rapporto tra la rigidità verticale del sistema di isolamento K_v e la rigidità equivalente orizzontale K_{esi} è inferiore a 800.

Se viene utilizzato un modello lineare, si dovrà adottare la rigidità secante riferita allo spostamento totale di progetto per lo stato limite in esame, di ciascun dispositivo facente parte del sistema di isolamento. La rigidità totale equivalente del sistema di isolamento, K_{esi} , sarà pari alla somma delle rigidità equivalenti dei singoli dispositivi. L'energia dissipata dal sistema d'isolamento dovrà essere espressa in termini di coefficiente di smorzamento viscoso equivalente del sistema d'isolamento ξ_{esi} , valutato con riferimento all'energia dissipata dal sistema di isolamento in cicli con frequenza nel range delle frequenze naturali dei modi considerati. Per i modi superiori della struttura, al di fuori di tale range, il rapporto di smorzamento del modello completo dovrà 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, dovrà 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 di isolamento non variano di più del 10% per effetto di variazioni della velocità di deformazione, in un range del $\pm 30\%$ intorno al valore di progetto, e dell'azione verticale sui dispositivi, nel range di variabilità di progetto;

d) l'incremento della forza nel sistema di isolamento per spostamenti tra $0,5d_{dc}$ e d_{dc} , è almeno pari all'1,25% del peso totale della sovrastruttura.

Nel caso in cui si adotti un modello non lineare, il legame costitutivo dei singoli dispositivi del sistema di 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.

9.7.3 Metodi di analisi

In relazione alle caratteristiche del ponte e del sistema di isolamento possono essere utilizzati i seguenti metodi di analisi:

a) statica lineare;

b) dinamica lineare;

c) dinamica non lineare.

9.7.4 Analisi statica lineare

L'analisi statica lineare considera due traslazioni orizzontali indipendenti, cui sovrappone gli eventuali 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:

$$T_{is} = 2\pi\sqrt{M / K_{esi}} \quad (46)$$

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.

Il metodo dell'analisi statica lineare può essere applicato se la costruzione isolata soddisfa i requisiti seguenti:

— Lo schema statico è a impalcati semplicemente appoggiati, oppure lo schema statico è a impalcati continui con geometria regolare, caratterizzata da: sostanziale rettilinearità dell'impalcato, luci uguali, rapporto massimo tra le rigidezze delle pile inferiore a 2, lunghezza totale dell'impalcato continuo inferiore a 150 m;

— Il sistema d'isolamento può essere modellato come lineare, in accordo con il precedente punto 9.7.2;

— Il periodo equivalente T_{is} della struttura con isolamento ha un valore compreso fra $4 \cdot T_{bf}$ e 3.0 s, in cui T_{bf} è il periodo del ponte con collegamento rigido tra sovrastruttura e sottostruttura, stimato con un'espressione approssimata;

— La massa della metà superiore delle pile è inferiore a 1/5 della massa dell'impalcato;

— Le pile hanno altezza inferiore a 20 m;

— 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} ;

— Il periodo in direzione verticale T_v calcolato come $T_v = 2\pi\sqrt{M / K_v}$, è inferiore a 0,1 s;

— Nessuno isolatore risulta in trazione per l'effetto combinato dell'azione sismica e dei carichi verticali;

— In direzione trasversale l'eccentricità totale (esclusa quella accidentale) tra il centro di rigidezza del sistema di isolamento e il centro di massa dell'impalcato non è superiore al 3% della dimensione trasversale della sovrastruttura.

Lo spostamento del centro di rigidezza dovuto all'azione sismica d_{dc} , verrà calcolato, in ciascuna direzione orizzontale, mediante la seguente espressione:

$$d_{dc} = \frac{M \cdot S_e \cdot (T_{is}, \xi_{esi})}{K_{esi,min}} \quad (47)$$

In cui $S_e(T_{is}, \xi_{esi})$ è l'accelerazione spettrale definita in 5.2.3 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 9.7.1.

La forza orizzontale complessiva applicata al sistema d'isolamento è pari a:

$$F = M \cdot S_e(T_{is}, \xi_{esi}) \quad (48)$$

Tale forza verrà ripartita tra gli elementi strutturali costituenti la sottostruttura in proporzione alle rigidità dei corrispondenti dispositivi d'isolamento.

Gli effetti della torsione d'insieme della sovrastruttura sui singoli dispositivi di isolamento ed elementi della sottostruttura possono essere messi in conto amplificando in ciascuna direzione gli spostamenti e le forze precedentemente definiti mediante i fattori δ_{xi} e δ_{yi} per le azioni in direzione x e y:

$$\delta_{xi} = 1 + \frac{e_{tot,y}}{r_y^2} y_i \quad \delta_{yi} = 1 + \frac{e_{tot,x}}{r_x^2} x_i \quad (49)$$

in cui:

(x_i, y_i) sono le coordinate del dispositivo rispetto al centro di rigidità;

$e_{tot,x,y}$ è l'eccentricità totale nella direzione x, y;

r_{xy} è il raggio torsionale del sistema di isolamento, dato dalla seguente espressione:

$$r_x^2 = \sum (x_i^2 K_{yi} + y_i^2 K_{xi}) / \sum K_{yi} \quad r_y^2 = \sum (x_i^2 K_{yi} + y_i^2 K_{xi}) / \sum K_{xi} \quad (50)$$

K_{xi} e K_{yi} sono le rigidità equivalenti del dispositivo i-esimo nella direzione x e y rispettivamente.

9.7.5 Analisi dinamica lineare

L'analisi dinamica lineare è ammessa quando risulta possibile modellare elasticamente il comportamento del sistema di isolamento, nel rispetto delle condizioni di cui al punto 9.7.2. Per il sistema complessivo, formato dalla sottostruttura, dal sistema d'isolamento e dalla sovrastruttura, si assume un comportamento elastico lineare. L'analisi potrà essere svolta mediante analisi modale con spettro di risposta o mediante integrazione al passo delle equazioni del moto, eventualmente previo disaccoppiamento modale.

L'analisi modale con spettro di risposta dovrà essere svolta secondo quanto specificato in 7.1, salvo diverse indicazioni fornite nel presente paragrafo. Le due componenti orizzontali dell'azione sismica si considereranno in generale agenti simultaneamente, adottando, ai fini della combinazione degli effetti, le regole riportate in 4.6. La componente verticale dovrà essere messa in conto nei casi previsti in 5.3 e, in ogni caso, quando il rapporto tra la rigidità verticale del sistema di isolamento K_v e la rigidità equivalente orizzontale K_{esi} è inferiore a 800. In tali casi si avrà cura che la massa eccitata dai modi in direzione verticale considerati nell'analisi sia significativa.

Per l'applicazione del metodo dello spettro di risposta, lo spettro elastico definito in 5.2.3 va ridotto per tutto il campo di periodi $T \geq 0,8 T_{is}$, assumendo per il coefficiente riduttivo η il valore corrispondente al coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ_{esi} del sistema di isolamento.

Nel caso di analisi lineare con integrazione al passo si può adottare un solo accelerogramma, purché esso rispetti le condizioni di coerenza con lo spettro di partenza specificate, al punto 5.2.8. La messa in conto del corretto valore del coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ si ottiene, quando si opera sulle singole equazioni modali disaccoppiate, assegnando a ciascuna equazione il corrispondente valore modale di ξ quando si opera sul sistema completo, definendo in maniera appropriata la matrice di smorzamento del sistema.

9.7.6 Analisi dinamica non lineare

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, come stabilito in 9.7.2.

Le analisi dovranno essere svolte nel rispetto delle prescrizioni riportate in 7.1.

9.8 VERIFICHE

9.8.1 Stato limite di danno (SLD)

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 SLU, di cui al punto 9.8.2.

I dispositivi del sistema di isolamento non debbono subire danni che possano comprometterne il funzionamento nelle usuali condizioni di servizio e per il terremoto di progetto allo SLU. In caso di sistemi a comportamento fortemente non lineare, gli eventuali spostamenti residui al termine dell'azione sismica debbono essere compatibili con la funzionalità del ponte. Il primo requisito si ritiene normalmente soddisfatto se sono soddisfatte le verifiche allo SLU. Il secondo requisito si ritiene normalmente soddisfatto quando lo spostamento corrispondente all'azzeramento della forza nel ramo di scarico del ciclo di massima ampiezza forza-spostamento del sistema di isola-

mento è non maggiore di 10 mm. Si adotteranno valori inferiori al limite detto quando particolari esigenze funzionali del ponte lo richiedano.

Qualora il sistema di isolamento sia realizzato mediante isolatori elastomerici, con o senza inserti in materiale dissipativo (ad es. piombo), il livello di protezione richiesto è da ritenersi conseguito se sono soddisfatte le verifiche nei confronti dello SLU, di cui al successivo punto 9.8.2.

Le eventuali connessioni, strutturali e non, fra le diverse parti, devono assorbire gli spostamenti relativi massimi ottenuti dal calcolo senza alcun danno o limitazioni d'uso.

9.8.2 Stato limite ultimo (SLU)

Lo SLU della sottostruttura e della sovrastruttura dovranno essere verificati con i valori di γ_M utilizzati per i ponti non isolati.

Gli elementi strutturali della sottostruttura dovranno essere verificati rispetto alle sollecitazioni prodotte dalle forze e i momenti trasmessi dal sistema d'isolamento e dalle forze d'inerzia direttamente applicate ad essa, assunte pari al prodotto della massa propria per l'accelerazione del terreno a_g .

I giunti di separazione tra strutture contigue devono essere dimensionati con riferimento agli spostamenti valutati per il sistema d'isolamento e degli spostamenti differenziali determinati dalla variabilità spaziale del moto.

Eventuali condotte che trasportano fluidi pericolosi per l'ambiente dovranno sopportare senza rotture gli spostamenti relativi cui sono sottoposti.

Nei ponti di categoria d'importanza I, le eventuali connessioni, strutturali e non, fra le diverse parti strutturali che si muovono con moto disaccoppiato devono assorbire gli spostamenti relativi previsti dal calcolo, senza danni.

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 arrivo inferiori a quello di progetto allo SLU, ottenuto amplificando quest'ultimo del 20%, e tenendo conto degli spostamenti differenziali determinati dalla variabilità spaziale del moto. Nel caso di sistemi di isolamento a comportamento modellabile come lineare, è sufficiente maggiorare del 20% lo spostamento ottenuto con il terremoto di progetto ed aggiungere lo spostamento differenziale detto. Nel caso di sistemi a comportamento non lineare, occorre comunque ripetere le analisi per l'azione sismica maggiorata.

Per tutti gli isolatori deve essere, in generale, soddisfatta la condizione: $V \geq 0$ (assenza di trazione). Nel caso in cui dall'analisi risultasse $V < 0$ in condizioni sismiche, occorrerà 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.

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.

Gli isolatori elastomerici debbono soddisfare le verifiche riportate nell'allegato 10.A delle «Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici».

Le modalità di effettuazione delle prove sperimentali sui dispositivi, atte a verificare la rispondenza dei dispositivi alle ipotesi progettuali e alle condizioni da rispettare agli stati limite sono riportate nell'allegato 10.B delle «Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici».

9.9 ASPETTI COSTRUTTIVI, MANUTENZIONE, SOSTITUIBILITÀ

Il progetto dei dispositivi di qualsiasi tipo comprende la redazione di un piano di qualità, che prevede, fra l'altro, la descrizione delle loro modalità di installazione durante la fase di costruzione dell'opera da isolare, nonché il programma dei controlli periodici e degli interventi di manutenzione durante la vita di progetto della struttura, la cui durata deve essere specificata nei documenti di progetto e che, comunque, non deve risultare minore di 60 anni.

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 preregolazione 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 di c.a. 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 (per es. mensole corte che aggettano dalla base della sovrastruttura e che appoggiano su due martinetti ai lati dell'isolatore).

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.

9.10 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.

Il collaudatore deve avere specifiche competenze, acquisite attraverso precedenti esperienze, come progettista, collaudatore o direttore dei lavori di struttura 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 prescrizioni di minima di seguito riportate:

— devono essere acquisiti dal collaudatore i documenti di origine, forniti dal produttore, 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.

Il collaudatore, nell'ambito dei suoi poteri discrezionali, potrà estendere i propri accertamenti, ove ne ravvisi la necessità. In tale senso il collaudatore potrà 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.

10. PONTI IN ZONA 4

I ponti di seconda categoria, come definiti in tab. 1, ricadenti in zona 4 possono essere verificati applicando le regole valide per la progettazione «non sismica», utilizzando l'analisi semplificata di cui al par. 7.2, per il calcolo delle sollecitazioni, ed assumendo un coefficiente di struttura $q = 1,5$.

11. PONTI ESISTENTI

Le presenti norme possono essere utilizzate anche per la verifica dei ponti esistenti. In tal caso, i criteri di gerarchia delle resistenze di cui al capitolo 8, ovviamente inapplicabili, dovranno essere utilizzati per giustificare il valore del coefficiente di struttura (q) adottato, ai sensi del punto 5.5.

NORME TECNICHE PER IL PROGETTO SISMICO DI OPERE DI FONDAZIONE E DI SOSTEGNO DEI TERRENI

1. OGGETTO DELLE NORME

Le presenti norme disciplinano la progettazione di opere di fondazione e di sostegno dei terreni soggette ad azioni sismiche, nonché i requisiti cui devono soddisfare i siti di costruzione e i terreni di fondazione in presenza di tali azioni.

Lo scopo delle norme è di assicurare che in caso di terremoto sia protetta la vita umana, siano limitati i danni e rimangano funzionanti le strutture essenziali agli interventi di protezione civile.

Le presenti norme si applicano, per gli aspetti che a loro competono, agli edifici, per i quali si fa riferimento alle «Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici», ai ponti, per i quali si fa riferimento alle «Norme tecniche per il progetto sismico di ponti, nonché ad altri tipi di strutture», nonché ad altri tipi di strutture per le quali non sia disponibile una norma specifica.

Alle suddette norme relative agli edifici ed ai ponti si fa riferimento per quanto attiene a requisiti di sicurezza, prescrizioni generali e definizione dell'azione sismica.

2. REQUISITI DEL SITO DI COSTRUZIONE E DEL TERRENO DI FONDAZIONE

2.1 LOCALIZZAZIONE DEL SITO DI COSTRUZIONE

Dovrà essere accertato che il sito di costruzione e i terreni di fondazione in esso presenti siano esenti da pericoli di instabilità dei pendii, liquefazione, eccessivo addensamento in caso di terremoto, nonché di rottura di faglia in superficie.

Per costruzioni su pendii le indagini devono essere convenientemente estese al di fuori dell'area edificatoria per rilevare tutti i fattori occorrenti alla valutazione delle condizioni di stabilità del complesso opera-pendio in presenza delle azioni sismiche.

2.2 STABILITÀ DEI PENDII

La stabilità dei pendii nei confronti della azione sismica di progetto può essere verificata con metodi semplificati di tipo pseudo-statico, salvo nei casi in cui la superficie topografica ed il profilo stratigrafico presentino irregolarità molto marcate.

Tali metodi non possono inoltre essere utilizzati nel caso di terreni capaci di sviluppare pressioni interstiziali elevate, o di subire perdite rilevanti di rigidità sotto carico ciclico. Compatibilmente con questa esclusione, l'incremento di pressione interstiziale e la perdita di rigidità dovranno essere tenuti in conto anche con i metodi di tipo pseudo-statico laddove l'azione sismica $S a_g$ (vedi l'espressione (1)) è maggiore di 0.15 g (come definite al punto 3.2.3 delle «Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento degli edifici»).

L'incremento di pressione interstiziale o la perdita di rigidità devono essere valutati in generale mediante prove sperimentali di tipo ciclico riferite alle effettive condizioni locali. In assenza di tali prove, ed a titolo di verifica preliminare, tale incremento può essere stimato mediante correlazioni empiriche.

Il metodo pseudo-statico consiste nel verificare la stabilità di una massa di terreno delimitata dalla superficie libera e dalla più sfavorevole delle superfici di potenziale scorrimento. Le forze agenti sono costituite, oltre che dal peso proprio del volume dei terreni interessati, dalle forze di inerzia dovute all'azione sismica:

$$F_H = \pm 0,5 S a_g W/g, \quad F_V = \pm 0,5 F_H \quad (1)$$

essendo F_H ed F_V rispettivamente le risultanti verticale ed orizzontale delle forze d'inerzia applicate al baricentro della massa potenzialmente instabile, e W il peso della massa stessa.

Per strutture importanti erette sopra o in vicinanza di pendii con inclinazione $> 15^\circ$ e dislivello superiore a circa 30 m dovrà essere incrementata l'azione sismica di progetto $S a_g$ nell'espressione (1) moltiplicandola per un coefficiente di amplificazione topografica S_T . In assenza di studi specifici si raccomandano per S_T i valori seguenti:

- $S_T = 1,2$ per siti in prossimità del ciglio superiore di pendii scoscesi isolati
- $S_T = 1,4$ per siti prossimi alla sommità di profili topografici aventi larghezza in cresta molto inferiore alla larghezza alla base e pendenza media $> 30^\circ$, $S_T = 1,2$ per siti dello stesso tipo ma pendenza media inferiore.

Per i parametri di resistenza a taglio del terreno si possono in generale usare i valori applicabili in condizioni statiche non drenate. Per i terreni coesivi il parametro appropriato è la coesione non drenata c_u , eventualmente modificata per tenere conto dell'elevata velocità di applicazione del carico e degli effetti di degradazione ciclica sotto sollecitazione sismica, ove tale modifica sia necessaria e suffragata da dati sperimentali adeguati. Per i terreni non coesivi, il parametro di resistenza appropriato è la resistenza a taglio ciclica non drenata, che dovrebbe tenere conto dell'eventuale incremento di pressione interstiziale.

Nei casi in cui i metodi pseudo-statici non sono applicabili, la verifica di stabilità dovrà essere effettuata in campo dinamico, utilizzando un'eccitazione sismica compatibile con quanto definito al punto 3.2 delle *Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici*, con un modello del terreno i cui legami costitutivi rappresentino in modo adeguato i fenomeni di aumento delle pressioni interstiziali ed il degrado delle caratteristiche di rigidità e di resistenza sotto azioni cicliche.

2.3 TERRENI SUSCETTIBILI DI LIQUEFAZIONE

Ai fini delle presenti norme, il termine «liquefazione» denota una diminuzione di resistenza a taglio e/o di rigidità causata dall'aumento di pressione interstiziale in un terreno saturo non coesivo durante lo scuotimento sismico, tale da generare deformazioni permanenti significative o persino l'annullamento degli sforzi efficaci nel terreno.

Deve essere verificata la suscettibilità alla liquefazione quando la falda freatica si trova in prossimità della superficie ed il terreno di fondazione comprende strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda, anche se contenenti una frazione fine limo-argillosa.

Nel caso di edifici con fondazioni superficiali, la verifica della suscettibilità a liquefazione può essere omessa se il terreno sabbioso saturo si trova a profondità superiore a 15 m dal piano campagna. Si può inoltre trascurare il pericolo di liquefazione quando $S a_g < 0,15g$ e, al contempo, la sabbia in esame soddisfi almeno una delle condizioni seguenti:

- contenuto in argilla superiore al 20% con indice di plasticità > 10 ;
- contenuto di limo superiore al 35% e resistenza $N_1(60) > 20$;
- frazione fine trascurabile e resistenza $N_1(60) > 25$;

dove $N_1(60)$ è il valore della resistenza penetrometrica N_{SPT} misurato nella prova Standard Penetration Test, normalizzato ad uno sforzo efficace di confinamento di 100 kPa e ad un fattore di rendimento energetico 0,6 nell'esecuzione della prova.

Quando nessuna delle precedenti condizioni è soddisfatta, la suscettibilità a liquefazione deve essere verificata come minimo mediante i metodi generalmente accettati dell'ingegneria geotecnica, basati su correlazioni di campagna tra misure in sito e valori critici dello sforzo ciclico di taglio che hanno causato liquefazione durante terremoti passati.

Ove si usi il metodo delle correlazioni di campagna, un terreno deve essere considerato suscettibile a liquefazione allorché lo sforzo di taglio generato dal terremoto a una data profondità supera l'80% dello sforzo critico che ha provocato liquefazione durante terremoti passati alla medesima profondità; il livello di sforzo di taglio pari all'80% implica un fattore di sicurezza pari a 1,25.

Se il terreno risulta suscettibile a liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulla capacità portante o sulla stabilità delle fondazioni, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili a liquefazione tramite fondazioni profonde.

3. FONDAZIONI

3.1 REGOLE GENERALI DI PROGETTAZIONE

Di norma deve essere adottato un tipo unico di fondazione per una data struttura, a meno che questa non consista di unità indipendenti dal punto di vista dinamico. In particolare, deve essere evitato l'uso contestuale di pali e di fondazioni dirette nello stesso edificio, a meno di studi specifici che ne dimostrino l'ammissibilità. Tale restrizione non si applica alle strutture da ponte.

Nella scelta del tipo di fondazione, si devono considerare i seguenti aspetti:

- a) la rigidità della fondazione deve essere tale da trasmettere al terreno nel modo più uniforme possibile le azioni localizzate ricevute dalla sovrastruttura;
- b) la rigidità della fondazione nel suo piano deve essere in grado di assorbire gli effetti degli spostamenti orizzontali relativi tra elementi strutturali verticali;
- c) se viene assunto che l'ampiezza del moto sismico diminuisca con la profondità, tale ipotesi deve essere giustificata con uno studio opportuno, e la diminuzione non deve in nessun caso comportare un'accelerazione di picco inferiore al 65% del valore di progetto ($S a_g$) in superficie.

3.2 SOLLECITAZIONI DI CALCOLO

Per le strutture progettate per alta duttilità (CD "A") il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del terreno deve essere eseguito assumendo come sollecitazioni agenti le resistenze degli elementi strutturali soprastanti. Più precisamente, lo sforzo normale nei pilastri derivante dalla combinazione delle azioni di cui al punto 3.3 delle «Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici» dovrà essere associato al concomitante valore resistente del momento flettente e dello sforzo di taglio. Non si richiede tuttavia che le sollecitazioni di progetto risultino maggiori di quelle derivanti da una analisi elastica della struttura eseguita con un fattore di struttura pari a $q = 1$.

Per le strutture progettate per bassa duttilità (CD "B") il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del terreno devono essere eseguiti assumendo come sollecitazioni agenti quelle ottenute dall'analisi elastica.

3.3 VERIFICHE E CRITERI DI DIMENSIONAMENTO

3.3.1 Fondazioni dirette (superficiali o interrato)

In conformità con i criteri di progetto allo stato limite ultimo, la stabilità dei plinti di fondazione deve essere verificata rispetto al collasso per slittamento ed a quello per rottura generale.

Collasso per slittamento. Nel caso di fondazioni la cui base giaccia al di sopra del livello di falda, si deve contrastare questo tipo di collasso sfruttando sia la resistenza ad attrito sia, sotto condizioni specificate, la spinta laterale del terreno.

In assenza di studi specifici la resistenza per attrito di calcolo può essere valutata mediante l'espressione seguente

$$F_{Rd} = N_{sd} \cdot \tan \delta \quad (2)$$

nella quale N_{sd} è il valore di calcolo della forza verticale e δ è il valore di calcolo dell'angolo di resistenza a taglio alla base del plinto.

Nel caso di fondazioni al di sotto del livello di falda la resistenza a taglio di calcolo deve essere valutata sulla base del valore della resistenza non drenata.

La resistenza laterale di calcolo E_{pd} derivante dalla spinta del terreno sulla faccia laterale del plinto, può essere tenuta in conto a condizione che vengano presi adeguati provvedimenti in sito, quali la compattazione del terreno di riporto ai lati del plinto, l'infissione di un muro verticale di fondazione nel terreno, o il getto del calcestruzzo armato del plinto direttamente a contatto con una parete di scavo netta e verticale.

Per la verifica di sicurezza contro il collasso per slittamento su una base orizzontale, deve essere soddisfatta la disequaglianza seguente:

$$V_{sd} < F_{Rd} + E_{pd} \quad (3)$$

nella quale V_{sd} è il valore di calcolo della forza orizzontale.

Collasso per rottura generale

Deve essere verificato che sotto l'azione delle sollecitazioni di calcolo di cui al punto 3.2 il terreno di fondazione sia stabile e non presenti deformazioni permanenti incompatibili con i requisiti di funzionalità della struttura.

Collegamenti orizzontali tra fondazioni

Si deve tenere conto della presenza di spostamenti relativi del suolo sul piano orizzontale e dei possibili effetti da essi indotti nella soprastruttura.

Per soddisfare il precedente requisito, le strutture di fondazione devono in generale essere collegate tra loro da un reticolo di travi, o da una piastra dimensionata in modo adeguato, in grado di assorbire le forze assiali seguenti:

$$\begin{aligned} & \pm 0,3 S_a N_{sd} \text{ per profilo stratigrafico del suolo di fondazione di tipo B} \\ & \pm 0,5 S_a N_{sd} \text{ per profilo stratigrafico del suolo di fondazione di tipo C} \\ & \pm 0,6 S_a N_{sd} \text{ per profilo stratigrafico del suolo di fondazione di tipo D} \end{aligned} \quad (4)$$

dove N_{sd} è il valore medio degli sforzi verticali agenti sugli elementi collegati.

È consentito omettere i collegamenti per siti su suolo tipo A, nonché nelle zone 3 e 4 su suolo di tipo B.

3.3.2 Pali e pozzi di fondazione

I pali ed i pozzi di fondazione devono essere progettati in modo da resistere ai seguenti due tipi di sollecitazione:

- a) *forze inerziali*, trasmesse dalla sovrastruttura, da valutare secondo quanto indicato al punto 3.2
- b) *forze cinematiche*, derivanti dalla deformazione del terreno circostante in seguito al passaggio delle onde sismiche.

Le analisi per determinare le azioni interne lungo il palo, così come lo spostamento e la rotazione alla testa del palo, devono essere basate su modelli continui o discretizzati capaci di riprodurre:

- la rigidità e la resistenza flessionale del palo;
- le reazioni del terreno lungo il palo, tenendo nel dovuto conto gli effetti ciclici e l'ampiezza delle deformazioni nel terreno;
- gli effetti di interazione dinamica tra palo e palo (noti anche come effetti dinamici di gruppo);
- il grado di libertà di rotazione della testa del palo, o della connessione tra palo e struttura.

L'uso di pali inclinati per trasmettere sollecitazioni orizzontali al terreno va evitato, ove possibile. Nel caso in cui questi vengano comunque usati, devono essere progettati per sopportare in sicurezza sia azioni assiali che momenti flettenti.

I momenti flettenti di origine cinematica devono essere calcolati soltanto quando si verificano simultaneamente le seguenti condizioni:

— il profilo del terreno è di classe C, o peggiore, e contiene strati consecutivi con forti contrasti di rigidezza;

— la zona è a media o elevata sismicità.

I pali devono essere progettati in modo da rimanere in campo elastico. Quando ciò non sia possibile, le sezioni in corrispondenza delle potenziali cerniere plastiche devono essere progettate per un comportamento duttile. In particolare l'annatura perimetrale di confinamento, di diametro non inferiore a 8 mm, sarà costituita da spirale continua per tutto il tratto interessato da potenziali cerniere plastiche.

L'armatura verticale dovrà rispettare le percentuali minime e massime indicate al punto 5.5.3.2 delle «Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici», essere estesa a tutta la lunghezza ed essere efficacemente collegata a quella della struttura soprastante.

4. OPERE DI SOSTEGNO DEI TERRENI

4.1 REQUISITI GENERALI

Le opere di sostegno devono essere concepite e progettate in modo tale da espletare la loro funzione sia durante che dopo il terremoto di progetto, senza subire danni strutturali significativi.

Possono essere ammessi eventuali spostamenti permanenti, sotto forma di scorrimento combinato a rotazione, causati da deformazioni irreversibili del terreno di fondazione, a patto che tali spostamenti siano compatibili con i requisiti funzionali e/o estetici della struttura.

4.2 CRITERI DI PROGETTO

Il materiale di riporto dietro la struttura deve avere granulometria controllata ed essere addensato in sito, in modo da ottenere la maggiore continuità possibile con la massa di terreno esistente.

I sistemi di drenaggio dietro la struttura devono essere in grado di assorbire movimenti transitori e permanenti, senza che venga pregiudicata la loro funzione.

In particolare, nel caso di terreni non coesivi in presenza di acqua, il drenaggio deve risultare efficace fino ad una profondità superiore a quella della superficie potenziale di rottura dietro l'opera di sostegno.

4.3 METODI DI ANALISI

In generale, per verificare la sicurezza di un'opera di sostegno potrà adottarsi qualunque metodo consolidato della dinamica strutturale e dei terreni che includa tra i principali fattori il comportamento non lineare del terreno, gli effetti inerziali, gli effetti idrodinamici in presenza d'acqua, nonché la compatibilità delle deformazioni di terreno, opera e tiranti, ove presenti, e sia comprovato dall'esperienza o da osservazioni sperimentali.

Per opere di geometria e di importanza ordinaria la verifica potrà essere condotta con il metodo pseudo-statico descritto ai punti seguenti.

4.4 ANALISI PSEUDO-STATICA

4.4.1 *Modelli di riferimento*

Il modello di base per l'analisi pseudo-statica deve essere costituito dall'opera di sostegno e dalla sua fondazione, da un cuneo di terreno dietro la struttura che si suppone in stato di equilibrio limite attivo (se la struttura è sufficientemente flessibile), dai sovraccarichi agenti sul cuneo suddetto e, ove presente, da una massa di terreno alla base dell'opera, da supporre in stato di equilibrio limite passivo.

Per generare lo stato di spinta attiva nel terreno, il movimento del muro di sostegno durante il terremoto di progetto deve essere sufficientemente ampio. Nel caso di strutture flessibili, ciò può essere ottenuto tramite flessione, e nel caso di strutture a gravità tramite slittamento o rotazione.

Nel caso di strutture rigide, come muri di cantinato o muri a gravità fondati su terreno roccioso o su pali, le spinte che si sviluppano sono maggiori di quella attiva, ed è quindi necessario considerare il terreno in stato di riposo, come indicato al seguente punto 4.4.3. Lo stesso vale per muri tirantati, ove non sia consentito alcun movimento.

4.4.2 Azione sismica

Nell'analisi pseudo-statica, l'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali date dal prodotto delle forze di gravità per un coefficiente sismico.

La componente verticale dell'azione sismica deve essere considerata agente verso l'alto o verso il basso, in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli.

L'intensità delle forze sismiche equivalenti così introdotte dipende, per un'assegnata zona sismica, dall'entità dello spostamento permanente ammissibile ed allo stesso tempo effettivamente consentito dalla soluzione strutturale adottata.

In assenza di studi specifici, i coefficienti sismici orizzontale (k_h) e verticale (k_v) che interessano tutte le masse devono essere calcolati come:

$$k_h = S (a_g / g) / r \qquad k_v = 0,5 k_h \qquad (5)$$

Al fattore r può essere assegnato il valore $r = 2$ nel caso di opere di sostegno che ammettano spostamenti, per esempio i muri a gravità, o che siano sufficientemente flessibili.

In presenza di terreni non coesivi saturi deve essere assunto il valore $r = 1$.

Salvo che nel caso di muri a gravità, la componente verticale dell'accelerazione sismica agente sulla struttura può essere trascurata.

I coefficienti sismici sopra definiti si possono assumere costanti lungo l'altezza del muro.

Per opere di sostegno alte più di 10 m, tuttavia, è preferibile eseguire un'analisi monodimensionale di propagazione di onde in direzione verticale in condizioni di campo libero. Tale analisi consente di ottenere una stima più accurata di ($S a_g$), da usare nella espressione (5), prendendo un valore medio delle accelerazioni di picco del terreno lungo l'altezza della struttura.

4.4.3 Spinte di calcolo del terreno e dell'acqua

La forza di calcolo E_d è da considerare come la risultante delle spinte statiche e dinamiche del terreno.

In assenza di uno studio più dettagliato che prenda in considerazione la rigidità relativa, il tipo di movimento e la massa dell'opera di sostegno, si deve assumere che la forza dovuta alla spinta dinamica del terreno sia applicata a metà altezza del muro.

Nel caso di muri di sostegno liberi di ruotare intorno al piede, si può assumere che la forza dinamica agisca nello stesso punto di quella statica.

Si deve assumere che la distribuzione lungo il muro delle pressioni dovute ad azioni statiche e dinamiche agisca con un'inclinazione rispetto alla normale al muro non superiore a $(2/3) \phi'$, per lo stato di spinta attiva, ed uguale a zero per lo stato di spinta passiva.

Per il terreno al di sotto del livello di falda, si deve distinguere tra condizioni di permeabilità dinamica, in cui l'acqua interstiziale è libera di muoversi rispetto allo scheletro solido, e condizioni di impermeabilità, nelle quali non si verifica in pratica drenaggio durante il terremoto.

Nelle situazioni più comuni e per terreni con coefficiente di permeabilità inferiore a 5×10^{-4} m/s, l'acqua interstiziale non è libera di muoversi rispetto allo scheletro solido; l'azione sismica avviene allora in condizioni essenzialmente non drenate, ed il terreno può essere trattato come un mezzo monofase.

La spinta totale di progetto E_d esercitata dal terrapieno ed agente sull'opera di sostegno, è data da:

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma^* (1 \pm k_v) K H^2 + E_{ws} \qquad (6)$$

dove: H è l'altezza del muro;

E_{ws} è la spinta idrostatica;

γ^* è il peso specifico del terreno (definito ai punti seguenti);

K è il coefficiente di spinta del terreno (statico + dinamico).

Il coefficiente di spinta del terreno può essere calcolato mediante la formula di Mononobe e Okabe.

Per stati di spinta attiva:

$$\beta \leq \phi - \theta: K = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen} (\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen} (\phi + \delta) \text{sen} (\phi - \beta - \theta)}{\text{sen} (\psi - \theta - \delta) \text{sen} (\psi + \beta)}} \right]^2} \qquad (7)$$

$$\beta > \phi - \theta: K = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen} (\psi - \theta - \delta)} \qquad (8)$$

Per stati di spinta passiva (resistenza a taglio nulla tra terreno e muro):

$$K = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi + \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen} \phi \text{sen}(\phi + \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi + \beta) \text{sen}(\psi + \theta)}} \right]^2} \quad (9)$$

Nelle precedenti equazioni vengono usate le seguenti notazioni:

ϕ è il valore di calcolo dell'angolo di resistenza a taglio del terreno in condizioni di sforzo efficace;

ψ, β , è l'angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale rispettivamente della parete del muro rivolta a monte e della superficie del terrapieno;

δ è il valore di calcolo dell'angolo di resistenza a taglio tra terreno e muro;

θ è l'angolo definito nelle espressioni da (10) a (13).

La formula per stati di spinta passiva deve essere in generale usata nel caso di muro a parete verticale ($\psi = 90^\circ$).

Livello di falda al di sotto del muro di sostegno - Coefficiente di spinta del terreno

Valgono le seguenti definizioni e relazioni:

γ^* = γ peso specifico del terreno

$$\tan \theta = \frac{k_h}{1 \pm k_v} \quad (10)$$

In alternativa all'uso delle espressioni (7) e (8), si può far uso delle tabelle e dei grafici validi in condizioni statiche (presenza delle sole forze di gravità) con le seguenti modifiche:

indicando con $\tan \theta_A = \frac{k_h}{1 + k_v}$ e $\tan \theta_B = \frac{k_h}{1 - k_v}$ (11)

si applica all'intero sistema terreno-opera di sostegno una rotazione addizionale data dagli angoli θ_A o θ_B .

L'accelerazione di gravità viene modificata come segue:

$$g_A = \frac{g(1 + k_v)}{\cos \theta_A} \quad \text{o} \quad g_B = \frac{g(1 - k_v)}{\cos \theta_B} \quad (12)$$

Terreno impermeabile in condizioni dinamiche al di sotto del livello di falda - Coefficiente di spinta del terreno

Valgono le seguenti definizioni e relazioni:

$$\gamma^* = \gamma - \gamma_w$$

$$\tan \theta = \frac{\gamma}{\gamma - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v} \quad (13)$$

dove:

γ = peso specifico del terreno saturo

γ_w = peso specifico dell'acqua.

In presenza di acqua libera sulla faccia esterna del muro dovrà tenersi conto della sovrappressione (positiva e negativa) dell'acqua sul muro, dovuta all'effetto idrodinamico. Tale sovrappressione può essere calcolata come:

$$q(z) = \pm \frac{7}{8} k_h \gamma_w \sqrt{hz} \quad (14)$$

dove: h è la quota del pelo libero dell'acqua;

z è la coordinata verticale diretta verso il basso, con origine al pelo libero dell'acqua.

Nel caso di strutture rigide completamente vincolate, in modo tale che non può svilupparsi nel terreno uno stato di spinta attiva, e aventi muri verticali con terrapieno a superficie orizzontale, l'incremento dinamico di spinta del terreno può essere calcolato come:

$$\Delta P_d = (a_g / g) S \gamma H^2 \quad (15)$$

con punto di applicazione a metà dell'altezza H del muro.

4.5 VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITÀ

4.5.1 *Terreno di fondazione*

Le fondazioni delle opere di sostegno devono soddisfare la verifica di stabilità generale di cui al punto 2.2, e le verifiche al collasso per slittamento e per rottura generale di cui al punto 3.3.1. Le azioni di calcolo da considerare sono date dalla combinazione delle azioni gravitazionali permanenti agenti su di esse, dalla spinta orizzontale E_d esercitata dal terrapieno, e dalle azioni sismiche agenti direttamente sul muro.

4.5.2 *Sistema di ancoraggio*

Il sistema di ancoraggio (composto da tiranti e piastre di ancoraggio) di muri di sostegno e di palancole deve avere resistenza e lunghezza sufficienti da assicurare l'equilibrio del volume critico di terreno in presenza dell'azione sismica, e possedere nello stesso tempo una sufficiente capacità di adattamento alle deformazioni sismiche del terreno.

Si deve in ogni caso assicurare che il terreno conservi la resistenza necessaria per svolgere la funzione di ancoraggio durante il terremoto di progetto e, in particolare, non si avvicini alla condizione di liquefazione.

La distanza L_e della piastra di ancoraggio dal muro deve superare la distanza L_s richiesta per i carichi statici.

Tale distanza può essere valutata in base all'espressione seguente:

$$L_e = L_s (1 + 1,5 S a_g) \quad (16)$$

4.5.3 *Resistenza della struttura*

Si dovrà dimostrare che, in presenza dell'azione sismica combinata con gli altri carichi possibili, è garantito l'equilibrio senza superare la resistenza di calcolo del muro e degli altri elementi strutturali.

Tutti gli elementi strutturali devono verificare la condizione

$$R_d > S_d \quad (17)$$

nella quale R_d è la resistenza di calcolo dell'elemento, valutata come per le condizioni non sismiche, ed S_d è la sollecitazione di calcolo, valutata secondo i procedimenti descritti al punto 4.