

7 PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

Il presente capitolo disciplina la progettazione e la costruzione delle nuove opere soggette anche all'azione sismica. Le sue indicazioni sono da considerare aggiuntive e non sostitutive di quelle riportate nei Cap. 4, 5 e 6; si deve inoltre fare sempre riferimento a quanto indicato nel Cap. 2 per la valutazione della sicurezza e nel Cap. 3 per la valutazione dell'azione sismica.

Le costruzioni da edificarsi in siti ricadenti in zona 4 possono essere progettate e verificate applicando le sole regole valide per le strutture non soggette all'azione sismica, alle condizioni di seguito enunciate:

- i diaframmi orizzontali devono rispettare quanto prescritto al § 7.2.6;
- gli elementi strutturali devono rispettare le limitazioni, in termini di geometria e di quantitativi d'armatura, relative alla CD "B" quale definita nel § 7.2.1;
- le sollecitazioni debbono essere valutate considerando la combinazione di azioni definita nel § 3.2.4 ed applicando, in due direzioni ortogonali, il sistema di forze orizzontali definito dalle espressioni (7.3.6) e (7.3.7), in cui si assumerà $S_d(T_1) = 0,07g^1$ per tutte le tipologie.

Le relative verifiche di sicurezza debbono essere effettuate, in modo indipendente nelle due direzioni, allo stato limite ultimo. Non è richiesta la verifica agli stati limite di esercizio.

7.1 REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE

Sotto l'effetto delle azioni sismiche definite nel § 3.2, deve essere garantito il rispetto degli stati limite ultimi e di esercizio, quali definiti al § 3.2.1 ed individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo il volume significativo di terreno², le strutture di fondazione, gli elementi strutturali, gli elementi non strutturali, gli impianti.

In mancanza di espresse indicazioni in merito, il rispetto dei vari stati limite si considera conseguito:

- nei confronti di tutti gli stati limite di esercizio, qualora siano rispettate le verifiche relative al solo *SLD*;
- nei confronti di tutti gli stati limite ultimi, qualora siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive riportate nel seguito e siano soddisfatte le verifiche relative al solo *SLV*.

Fanno eccezione a quanto detto le costruzioni di classe d'uso III e IV, per gli elementi non strutturali e gli impianti delle quali è richiesto anche il rispetto delle verifiche di sicurezza relative allo *SLO*, quali precisate nei §§ 7.3.7.2 e 7.3.7.3.

Per contenere le incertezze e garantire un buon comportamento delle strutture sotto azioni sismiche, devono essere adottati provvedimenti specifici volti ad assicurare caratteristiche di duttilità agli elementi strutturali ed alla costruzione nel suo insieme.

Le strutture di fondazione devono resistere agli effetti risultanti della risposta del terreno e delle strutture sovrastanti, senza spostamenti permanenti incompatibili con lo stato limite di riferimento. Al riguardo, deve essere valutata la risposta sismica e la stabilità del sito secondo quanto indicato nel § 7.11.5.

¹ T_1 è il modo di vibrare principale nella direzione in esame, quale definito nel § 7.3.3.2.

² Per *volume significativo* di terreno si intende la parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla costruzione del manufatto e che influenza il manufatto stesso.

7.2 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE

7.2.1 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE

Le costruzioni devono essere dotate di sistemi strutturali che garantiscano rigidezza e resistenza nei confronti delle due componenti ortogonali orizzontali delle azioni sismiche. La componente verticale deve essere considerata solo in presenza di elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, elementi precompressi (con l'esclusione dei solai di luce inferiore a 8 m), elementi a mensola di luce superiore a 4 m, strutture di tipo spingente, pilastri in falso, edifici con piani sospesi, ponti, costruzioni con isolamento nei casi specificati in § 7.10.5.3.2 e purché il sito nel quale la costruzione sorge non ricada in zona 3 o 4. Nei casi precisati in § 3.2.5.1 si deve inoltre tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico. Si deve tenere infine conto degli effetti torsionali che si accompagnano all'azione sismica. A tal fine gli orizzontamenti, ove presenti, devono essere dotati di rigidezza e resistenza tali da metterli in grado di trasmettere le forze scambiate tra i diversi sistemi resistenti a sviluppo verticale.

Il sistema di fondazione deve essere dotato di elevata rigidezza estensionale nel piano orizzontale e di adeguata rigidezza flessionale. Deve essere adottata un'unica tipologia di fondazione per una data struttura in elevazione, a meno che questa non consista di unità indipendenti. In particolare, nella stessa struttura deve essere evitato l'uso contestuale di fondazioni su pali o miste con fondazioni superficiali, a meno che uno studio specifico non ne dimostri l'accettabilità o che si tratti di un ponte.

Le costruzioni soggette all'azione sismica, non dotate di appositi dispositivi dissipativi, devono essere progettate in accordo con i seguenti comportamenti strutturali:

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

Nel comportamento strutturale non dissipativo, cui ci si riferisce quando si progetta per gli stati limite di esercizio, gli effetti combinati delle azioni sismiche e delle altre azioni sono calcolati, indipendentemente dalla tipologia strutturale adottata, senza tener conto delle non linearità di comportamento (di materiale e geometriche) se non rilevanti.

Nel comportamento strutturale dissipativo, cui ci si riferisce quando si progetta per gli stati limite ultimi, gli effetti combinati delle azioni sismiche e delle altre azioni sono calcolati, in funzione della tipologia strutturale adottata, tenendo conto delle non linearità di comportamento (di materiale sempre, geometriche quando rilevanti e comunque sempre quando precisato).

Gli elementi strutturali delle fondazioni, che devono essere dimensionati sulla base delle sollecitazioni ad essi trasmesse dalla struttura sovrastante (v. § 7.2.5), devono avere comportamento non dissipativo, indipendentemente dal comportamento strutturale attribuito alla struttura su di esse gravante.

Nel caso la struttura abbia comportamento strutturale dissipativo, si distinguono due livelli di Capacità Dissipativa o Classi di Duttilità (CD):

- Classe di duttilità alta (CD"A");
- Classe di duttilità bassa (CD"B").

La differenza tra le due classi risiede nella entità delle plasticizzazioni cui ci si riconduce in fase di progettazione; per ambedue le classi, onde assicurare alla struttura un comportamento dissipativo e duttile evitando rotture fragili e la formazione di meccanismi instabili impreveduti, si fa ricorso ai procedimenti tipici della gerarchia delle resistenze.

Si localizzano dunque le dissipazioni di energia per isteresi in zone a tal fine individuate e progettate, dette “dissipative” o “critiche”, effettuando il dimensionamento degli elementi non dissipativi nel rispetto del criterio di gerarchia delle resistenze; l’individuazione delle zone dissipative deve essere congruente con lo schema strutturale adottato.

Poiché il comportamento sismico della struttura è largamente dipendente dal comportamento delle sue zone critiche, esse debbono formarsi ove previsto e mantenere, in presenza di azioni cicliche, la capacità di trasmettere le necessarie sollecitazioni e di dissipare energia.

Tali fini possono ritenersi conseguiti qualora le parti non dissipative ed i collegamenti delle parti dissipative al resto della struttura possiedano, nei confronti delle zone dissipative, una sovrarresistenza sufficiente a consentire lo sviluppo in esse della plasticizzazione ciclica. La sovrarresistenza è valutata moltiplicando la resistenza nominale di calcolo delle zone dissipative per un opportuno coefficiente di sovrarresistenza γ_{Rd} , assunto pari, ove non diversamente specificato, ad 1,3 per CD”A” e ad 1,1 per CD”B”.

I collegamenti realizzati con dispositivi di vincolo temporaneo, di cui al § 11.9, devono essere in grado di sostenere una forza ottenuta assumendo un coefficiente di sovrarresistenza γ_{Rd} sempre pari a 1,5, a meno che tali dispositivi non colleghino due strutture isolate, nel qual caso la forza di progetto è pari a quella ottenuta dall’analisi allo SLC.

Nel caso di collegamenti in semplice appoggio o di collegamenti di tipo scorrevole l’appoggio deve essere dimensionato per consentire uno scorrimento che tenga conto dello spostamento relativo tra le due parti della struttura collegate determinato in base alle azioni allo stato limite ultimo (v. § 7.3); si deve tenere conto anche dello spostamento relativo in condizioni sismiche tra le fondazioni delle due parti collegate, secondo quanto indicato nei §§ 3.2.5.1 e 3.2.5.2. Non è mai consentito fare affidamento sull’attrito conseguente ai carichi gravitazionali per assicurare la trasmissione di forze orizzontali tra parti della struttura, salvo per dispositivi espressamente progettati per tale scopo.

I dettagli costruttivi delle zone critiche e delle connessioni tra queste zone e le restanti parti della struttura, nonché dei diversi elementi strutturali tra loro, devono ricevere una particolare attenzione ed essere esaurientemente specificati negli elaborati di progetto.

7.2.2 CARATTERISTICHE GENERALI DELLE COSTRUZIONI

Regolarità

Le costruzioni devono avere, quanto più possibile, struttura iperstatica caratterizzata da regolarità in pianta e in altezza. Se necessario ciò può essere conseguito suddividendo la struttura, mediante giunti, in unità tra loro dinamicamente indipendenti.

Per quanto riguarda gli edifici, una costruzione è *regolare in pianta* se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- a) la configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidezze;
- b) il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4;
- c) nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25 % della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione;
- d) gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti.

Sempre riferendosi agli edifici, una costruzione è *regolare in altezza* se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- e) tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si estendono per tutta l’altezza della costruzione;

- f) massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base;
- g) nelle strutture intelaiate progettate in CD "B" il rapporto tra resistenza effettiva³ e resistenza richiesta dal calcolo non è significativamente diverso per orizzontamenti diversi (il rapporto fra la resistenza effettiva e quella richiesta, calcolata ad un generico orizzontamento, non deve differire più del 20% dall'analogo rapporto determinato per un altro orizzontamento); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti;
- h) eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengono in modo graduale da un orizzontamento al successivo, rispettando i seguenti limiti: ad ogni orizzontamento il rientro non supera il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento, né il 20% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro piani per il quale non sono previste limitazioni di restringimento.

Per i ponti le condizioni di regolarità sono definite nel § 7.9.2.1.

Distanza tra costruzioni contigue

La distanza tra costruzioni contigue deve essere tale da evitare fenomeni di martellamento e comunque non può essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi determinati per lo *SLV*, calcolati per ciascuna costruzione secondo il § 7.3.3 (analisi lineare) o il § 7.3.4 (analisi non lineare); in ogni caso la distanza tra due punti che si fronteggiano non può essere inferiore ad 1/100 della quota dei punti considerati misurata dal piano di fondazione, moltiplicata per $a_g \cdot S / 0,5g \leq 1$. Qualora non si eseguano calcoli specifici, lo spostamento massimo di una costruzione non isolata alla base, può essere stimato in 1/100 dell'altezza della costruzione moltiplicata per $a_g \cdot S / 0,5g$.

Particolare attenzione va posta al dimensionamento dei distacchi se le costruzioni hanno apparecchi di isolamento sismico tenendo in conto le indicazioni riportate nel § 7.10.4 e nel § 7.10.6.

Altezza massima dei nuovi edifici

Per le tipologie strutturali: costruzioni di legno e di muratura non armata che non accedono alle riserve anelastiche delle strutture, ricadenti in zona 1, è fissata una altezza massima pari a due piani dal piano di campagna, ovvero dal ciglio della strada. Il solaio di copertura del secondo piano non può essere calpestio di volume abitabile.

Per le altre zone l'altezza massima degli edifici deve essere opportunamente limitata, in funzione delle loro capacità deformative e dissipative e della classificazione sismica del territorio.

Per le altre tipologie strutturali (cemento armato, acciaio, etc) l'altezza massima è determinata unicamente dalle capacità resistenti e deformative della struttura.

Limitazione dell'altezza in funzione della larghezza stradale

I regolamenti e le norme di attuazione degli strumenti urbanistici possono introdurre limitazioni all'altezza degli edifici in funzione della larghezza stradale.

Per ciascun fronte dell'edificio verso strada, i regolamenti e le norme definiranno la distanza minima tra la proiezione in pianta del fronte stesso ed il ciglio opposto della strada. Si intende per strada l'area di uso pubblico aperta alla circolazione dei pedoni e dei veicoli, nonché lo spazio inedificabile non cintato aperto alla circolazione pedonale.

³ La resistenza effettiva è la somma dei tagli nelle colonne e nelle pareti compatibili con la resistenza a presso flessione e a taglio dei medesimi elementi.

7.2.3 CRITERI DI PROGETTAZIONE DI ELEMENTI STRUTTURALI “SECONDARI” ED ELEMENTI NON STRUTTURALI

Alcuni elementi strutturali possono venire considerati “secondari”. Sia la rigidezza che la resistenza di tali elementi vengono ignorate nell’analisi della risposta e tali elementi vengono progettati per resistere ai soli carichi verticali. Tali elementi tuttavia devono essere in grado di assorbire le deformazioni della struttura soggetta all’azione sismica di progetto, mantenendo la capacità portante nei confronti dei carichi verticali; pertanto, limitatamente al soddisfacimento di tale requisito, agli elementi “secondari” si applicano i particolari costruttivi definiti per gli elementi strutturali.

In nessun caso la scelta degli elementi da considerare secondari può determinare il passaggio da struttura “irregolare” a struttura “regolare”, né il contributo alla rigidezza totale sotto azioni orizzontali degli elementi secondari può superare il 15% della analoga rigidezza degli elementi principali.

Con l’esclusione dei soli tamponamenti interni di spessore non superiore a 100 mm, gli elementi costruttivi senza funzione strutturale il cui danneggiamento può provocare danni a persone, devono essere verificati, insieme alle loro connessioni alla struttura, per l’azione sismica corrispondente a ciascuno degli stati limite considerati.

Qualora la distribuzione di tali elementi sia fortemente irregolare in pianta, gli effetti di tale irregolarità debbono essere valutati e tenuti in conto. Questo requisito si intende soddisfatto qualora si incrementi di un fattore 2 l’eccentricità accidentale di cui al § 7.2.6.

Qualora la distribuzione di tali elementi sia fortemente irregolare in altezza deve essere considerata la possibilità di forti concentrazioni di danno ai livelli caratterizzati da significativa riduzione del numero di tali elementi rispetto ai livelli adiacenti. Questo requisito si intende soddisfatto incrementando di un fattore 1,4 le azioni di calcolo per gli elementi verticali (pilastri e pareti) dei livelli con riduzione dei tamponamenti.

In ogni caso gli effetti degli elementi costruttivi senza funzione strutturale sulla risposta sismica dell’intera struttura vanno considerati nei modi e nei limiti ulteriormente descritti, per i diversi sistemi costruttivi, nei paragrafi successivi.

Gli effetti dell’azione sismica sugli elementi costruttivi senza funzione strutturale possono essere determinati applicando agli elementi detti una forza orizzontale F_a definita come segue:

$$F_a = (S_a W_a) / q_a \quad (7.2.1)$$

dove

F_a è la forza sismica orizzontale agente al centro di massa dell’elemento non strutturale nella direzione più sfavorevole;

W_a è il peso dell’elemento;

S_a è l’accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che l’elemento strutturale subisce durante il sisma e corrisponde allo stato limite in esame (v. § 3.2.1)

q_a è il fattore di struttura dell’elemento.

In assenza di specifiche determinazioni, per q_a si possono assumere i valori riportati in Tab. 7.2.I.

In mancanza di analisi più accurate S_a può essere calcolato nel seguente modo:

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[\frac{3 \cdot (1 + Z/H)}{1 + (1 - T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \quad (7.2.2)$$

dove:

α è il rapporto tra l’accelerazione massima del terreno a_g su sottosuolo tipo **A** da considerare nello stato limite in esame (v. § 3.2.1) e l’accelerazione di gravità g ;

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche secondo quanto riportato nel § 3.2.3.2.1;

T_a è il periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale;

T_1 è il periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata;

Z è la quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione (v. § 3.2.2);

H è l'altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione

Per le strutture con isolamento sismico si assume sempre $Z=0$.

Il valore del coefficiente sismico S_a non può essere assunto minore di αS .

Tabella 7.2.I – Valori di q_a per elementi non strutturale

Elemento non strutturale	q_a
Parapetti o decorazioni aggettanti	1,0
Insegne e pannelli pubblicitari	
Ciminiere, antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole senza controventi per più di metà della loro altezza	
Pareti interne ed esterne	2,0
Tramezzature e facciate	
Ciminiere, antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole non controventate per meno di metà della loro altezza o connesse alla struttura in corrispondenza o al di sopra del loro centro di massa	
Elementi di ancoraggio per armadi e librerie permanenti direttamente poggianti sul pavimento	
Elementi di ancoraggio per controsoffitti e corpi illuminanti	

7.2.4 CRITERI DI PROGETTAZIONE DEGLI IMPIANTI

Ciascun elemento di un impianto che ecceda il 30% del carico permanente totale del solaio su cui è collocato o il 10% del carico permanente totale dell'intera struttura, non ricade nelle prescrizioni successive e richiede uno specifico studio.

Gli elementi strutturali che sostengono e collegano i diversi elementi funzionali costituenti l'impianto tra loro e alla struttura principale devono essere progettati seguendo le stesse regole adottate per gli elementi costruttivi senza funzione strutturale ed illustrate nel paragrafo precedente. L'effetto dell'azione sismica sull'impianto, in assenza di determinazioni più precise, può essere valutato considerando una forza (F_a) applicata al baricentro di ciascuno degli elementi funzionali componenti l'impianto, calcolata utilizzando le equazioni (7.2.1) e (7.2.2).

Gli eventuali componenti fragili debbono essere progettati per avere resistenza doppia di quella degli eventuali elementi duttili ad essi contigui, ma non superiore a quella richiesta da un'analisi eseguita con fattore di struttura q pari ad 1.

Gli impianti non possono essere vincolati alla costruzione contando sull'effetto dell'attrito, bensì debbono essere collegati ad essa con dispositivi di vincolo rigidi o flessibili; gli impianti a dispositivi di vincolo flessibili sono quelli che hanno periodo di vibrazione $T \geq 0,1s$. Se si adottano dispositivi di vincolo flessibili i collegamenti di servizio dell'impianto debbono essere flessibili e non possono far parte del meccanismo di vincolo.

Deve essere limitato il rischio di fuoriuscite incontrollate di gas, particolarmente in prossimità di utenze elettriche e materiali infiammabili, anche mediante l'utilizzo di dispositivi di interruzione automatica della distribuzione del gas. I tubi per la fornitura del gas, al passaggio dal terreno alla costruzione, debbono essere progettati per sopportare senza rotture i massimi spostamenti relativi costruzione terreno dovuti all'azione sismica di progetto.

7.2.5 REQUISITI STRUTTURALI DEGLI ELEMENTI DI FONDAZIONE

Le azioni trasmesse in fondazione derivano dall'analisi del comportamento dell'intera opera, in genere condotta esaminando la sola struttura in elevazione alla quale sono applicate le azioni statiche e sismiche.

Per le strutture progettate sia per CD "A" sia per CD "B" il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno devono essere eseguiti assumendo come azioni in fondazione le resistenze degli elementi strutturali soprastanti. Più precisamente, la forza assiale negli elementi strutturali verticali derivante dalla combinazione delle azioni di cui al § 3.2.4 deve essere associata al concomitante valore resistente del momento flettente e del taglio; si richiede tuttavia che tali azioni risultino non maggiori di quelle trasferite dagli elementi soprastanti, amplificate con un γ_{Rd} pari a 1,1 in CD "B" e 1,3 in CD "A", e comunque non maggiori di quelle derivanti da una analisi elastica della struttura in elevazione eseguita con un fattore di struttura q pari a 1.

Le fondazioni superficiali devono essere progettate per rimanere in campo elastico. Non sono quindi necessarie armature specifiche per ottenere un comportamento duttile.

Le travi di fondazione in c.a. devono avere armature longitudinali in percentuale non inferiore allo 0,2 %, sia inferiormente che superiormente, per l'intera lunghezza.

I pali in calcestruzzo devono essere armati per tutta la lunghezza, con un'area non inferiore allo 0,3% di quella del calcestruzzo.

Nei casi in cui gli effetti dell'interazione cinematica terreno-struttura siano considerati rilevanti, sui pali deve essere assunta la condizione di sollecitazione più sfavorevole estesa a tutta la lunghezza del palo.

L'impiego di pali inclinati è da evitare. Nei casi in cui sia necessario farne uso, i pali devono essere dimensionati per sopportare con adeguato margine sicurezza le sollecitazioni che derivano dall'analisi del complesso fondazione-terreno in condizioni sismiche.

È da evitare la formazione di cerniere plastiche nei pali di fondazione. Qualora non fosse possibile escluderne la formazione, le corrispondenti sezioni devono essere progettate per un comportamento duttile e opportunamente confinate. L'armatura perimetrale di confinamento dei pali di fondazione, di diametro non inferiore a 8 mm, deve essere costituita da spirale continua per tutti i tratti interessati da potenziali cerniere plastiche. In tali tratti, assunti di dimensione almeno pari a 3 volte il diametro, e comunque per uno sviluppo, a partire dalla testa del palo, di almeno 10 diametri, l'armatura longitudinale deve avere area non inferiore all'1% di quella del calcestruzzo.

7.2.5.1 Collegamenti orizzontali tra fondazioni

Si deve tenere conto della presenza di spostamenti relativi del terreno di fondazione sul piano orizzontale, calcolati come specificato nel § 3.2.5.2, e dei possibili effetti da essi indotti nella sovrastruttura.

Il requisito si ritiene soddisfatto se le strutture di fondazione sono collegate tra loro da un reticolo di travi, o da una piastra dimensionata in modo adeguato, in grado di assorbire le forze assiali conseguenti. In assenza di valutazioni più accurate, si possono conservativamente assumere le seguenti azioni assiali:

$\pm 0,3 N_{sd} a_{max} /g$ per il profilo stratigrafico di tipo B

$\pm 0,4 N_{sd} a_{max} /g$ per il profilo stratigrafico di tipo C

$\pm 0,6 N_{sd} a_{max} /g$ per il profilo stratigrafico di tipo D

dove N_{sd} è il valore medio delle forze verticali agenti sugli elementi collegati, e a_{max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale l'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata con la relazione: $a_{\max} = a_g \cdot S$ in cui S è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2, e a_g è l'accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido.

Ai fini dell'applicazione delle precedenti relazioni, il profilo stratigrafico di tipo E è assimilato a quello di tipo C se i terreni posti sul substrato di riferimento sono mediamente addensati (terreni a grana grossa) o mediamente consistenti (terreni a grana fina) e a quello di tipo D se i terreni posti su substrato di riferimento sono scarsamente addensati (terreni a grana grossa) o scarsamente consistenti (terreni a grana fina).

Il collegamento tra le strutture di fondazione non è necessario per profili stratigrafici di tipo A e per siti ricadenti in zona 4.

Travi o piastre di piano possono essere assimilate a elementi di collegamento se realizzate ad una distanza minore o uguale a 1 m dall'intradosso degli elementi di fondazione superficiali o dalla testa dei pali.

7.2.6 CRITERI DI MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E AZIONE SISMICA

Il modello della struttura deve essere tridimensionale e rappresentare in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidità e resistenza, con particolare attenzione alle situazioni nelle quali componenti orizzontali dell'azione sismica possono produrre forze d'inerzia verticali (travi di grande luce, sbalzi significativi, etc.).

Nella definizione del modello alcuni elementi strutturali, considerati "secondari", e gli elementi non strutturali autoportanti (tamponature e tramezzi), possono essere rappresentati unicamente in termini di massa, considerando il loro contributo alla rigidità e alla resistenza del sistema strutturale solo qualora essi possiedano rigidità e resistenza tali da modificare significativamente il comportamento del modello.

Gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano, a condizione che siano realizzati in cemento armato, oppure in latero-cemento con soletta in c.a. di almeno 40 mm di spessore, o in struttura mista con soletta in cemento armato di almeno 50 mm di spessore collegata da connettori a taglio opportunamente dimensionati agli elementi strutturali in acciaio o in legno e purché le aperture presenti non ne riducano significativamente la rigidità.

Per rappresentare la rigidità degli elementi strutturali si possono adottare modelli lineari, che trascurano le non linearità di materiale e geometriche, e modelli non lineari, che le considerano; in ambo i casi si deve tener conto della fessurazione dei materiali fragili. In caso non siano effettuate analisi specifiche, la rigidità flessionale e a taglio di elementi in muratura, cemento armato, acciaio-calcestruzzo, può essere ridotta sino al 50% della rigidità dei corrispondenti elementi non fessurati, tenendo debitamente conto dell'influenza della sollecitazione assiale permanente.

Nel caso di comportamento non dissipativo si adottano unicamente i modelli lineari.

Nel caso di comportamento dissipativo si possono adottare sia modelli lineari sia modelli non lineari. Il legame costitutivo utilizzato per modellare il comportamento non lineare della struttura dovuto alla non linearità di materiale deve essere giustificato, anche in relazione alla corretta rappresentazione dell'energia dissipata nei cicli di isteresi.

Le azioni conseguenti al moto sismico sono modellate sia direttamente, attraverso forze statiche equivalenti o spettri di risposta, sia indirettamente, attraverso accelerogrammi.

Nella definizione dell'azione sismica sulla struttura, è possibile tenere conto della modifica del moto sismico indotta dall'interazione fondazione-terreno. A meno di analisi numeriche avanzate, la fondazione può essere schematizzata con vincoli visco-elastici, caratterizzati da opportuna impedenza dinamica. Questa schematizzazione può rendersi necessaria per strutture alte e snelle, nelle quali gli effetti del secondo ordine non sono trascurabili, e per strutture fondate su terreni molto deformabili ($V_s < 100$ m/s). Conseguentemente, con i criteri di cui al § 7.11.2, nel calcolo

dell'impedenza dinamica è necessario tener conto della dipendenza delle caratteristiche di rigidità e smorzamento dal livello deformativo.

Per le fondazioni miste, come specificato al § 6.4.3., l'interazione fra il terreno, i pali e la struttura di collegamento deve essere studiata con appropriate modellazioni, allo scopo di pervenire alla determinazione dell'aliquota dell'azione di progetto trasferita al terreno direttamente dalla struttura di collegamento e dell'aliquota trasmessa ai pali. Nei casi in cui l'interazione sia considerata non significativa o, comunque, si ometta la relativa analisi, le verifiche SLV e SLD, condotte quindi con riferimento ai soli pali, devono soddisfare quanto riportato al punto § 7.11.5.3.2. Nei casi in cui si consideri significativa tale interazione e si svolga la relativa analisi, le verifiche SLV e SLD, condotte con riferimento ai soli pali, devono soddisfare quanto riportato ai §§ 6.4.3.3 e 6.4.3.4, ove le azioni e le resistenze di progetto ivi menzionate sono da intendersi determinate secondo quanto specificato nel presente Cap. 7.

Per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, al centro di massa deve essere attribuita una eccentricità accidentale rispetto alla sua posizione quale deriva dal calcolo. Per i soli edifici ed in assenza di più accurate determinazioni l'eccentricità accidentale in ogni direzione non può essere considerata inferiore a 0,05 volte la dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica. Detta eccentricità è assunta costante, per entità e direzione, su tutti gli orizzontamenti.

7.3 METODI DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA

7.3.1 ANALISI LINEARE O NON LINEARE

L'analisi delle strutture soggette ad azione sismica può essere lineare o non lineare.

Analisi lineare

L'analisi lineare può essere utilizzata per calcolare gli effetti delle azioni sismiche sia nel caso di sistemi dissipativi sia nel caso di sistemi non dissipativi.

Quando si utilizza l'analisi lineare per sistemi non dissipativi, come avviene per gli stati limite di esercizio, gli effetti delle azioni sismiche sono calcolati, quale che sia la modellazione per esse utilizzata, riferendosi allo spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura q unitario (§ 3.2.3.4). La resistenza delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata in accordo con le regole presentate nei capitoli precedenti, non essendo necessario soddisfare i requisiti di duttilità fissati nei paragrafi successivi.

Quando si utilizza l'analisi lineare per sistemi dissipativi, come avviene per gli stati limite ultimi, gli effetti delle azioni sismiche sono calcolati, quale che sia la modellazione per esse utilizzata, riferendosi allo spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura q maggiore dell'unità (§ 3.2.3.5). La resistenza delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata in accordo con le regole presentate nei capitoli precedenti, essendo necessario soddisfare i requisiti di duttilità fissati nei paragrafi successivi.

Il valore del fattore di struttura q da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e prende in conto le non linearità di materiale. Esso può essere calcolato tramite la seguente espressione:

$$q = q_0 \cdot K_R \quad (7.3.1)$$

dove:

q_0 è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto α_u/α_l tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione;

K_R è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

Per le costruzioni regolari in pianta, qualora non si proceda ad un'analisi non lineare finalizzata alla valutazione del rapporto α_u/α_l , per esso possono essere adottati i valori indicati nei paragrafi successivi per le diverse tipologie costruttive.

Per le costruzioni non regolari in pianta, si possono adottare valori di α_u/α_l pari alla media tra 1,0 ed i valori di volta in volta forniti per le diverse tipologie costruttive.

La scelta del fattore di struttura deve essere adeguatamente giustificata. Il valore adottato deve dar luogo ad azioni di progetto agli stati limite ultimi coerenti con le azioni di progetto assunte per gli stati limite di esercizio.

Per la componente verticale dell'azione sismica il valore di q utilizzato, a meno di adeguate analisi giustificative, è $q = 1,5$ per qualunque tipologia strutturale e di materiale, tranne che per i ponti per i quali è $q = 1$.

Le non linearità geometriche sono prese in conto, quando necessario, attraverso il fattore θ appresso definito. In particolare, per le costruzioni civili ed industriali esse possono essere trascurate nel caso in cui ad ogni orizzontamento risulti:

$$\theta = \frac{P \cdot d_r}{V \cdot h} \leq 0,1 \quad (7.3.2)$$

dove:

P è il carico verticale totale della parte di struttura sovrastante l'orizzontamento in esame

d_r è lo spostamento orizzontale medio d'interpiano, ovvero la differenza tra lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento considerato e lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento immediatamente sottostante;

V è la forza orizzontale totale in corrispondenza dell'orizzontamento in esame;

h è la distanza tra l'orizzontamento in esame e quello immediatamente sottostante.

Quando θ è compreso tra 0,1 e 0,2 gli effetti delle non linearità geometriche possono essere presi in conto incrementando gli effetti dell'azione sismica orizzontale di un fattore pari a $1/(1-\theta)$; θ non può comunque superare il valore 0,3.

Analisi non lineare

L'analisi non lineare si utilizza per sistemi dissipativi e tiene conto delle non linearità di materiale e geometriche; queste ultime possono essere trascurate nei casi precedentemente precisati. I legami costitutivi utilizzati devono includere la perdita di resistenza e la resistenza residua, se significativi.

7.3.2 ANALISI STATICA O DINAMICA

Oltre che in relazione al fatto che l'analisi sia lineare o non lineare, i metodi d'analisi sono articolati anche in relazione al fatto che l'equilibrio sia trattato staticamente o dinamicamente.

Il metodo d'analisi lineare di riferimento per determinare gli effetti dell'azione sismica, sia su sistemi dissipativi sia su sistemi non dissipativi, è l'analisi modale con spettro di risposta o "analisi lineare dinamica". In essa l'equilibrio è trattato dinamicamente e l'azione sismica è modellata direttamente attraverso lo spettro di progetto definito al § 3.2.3.4 (struttura non dissipativa) o al § 3.2.3.5 (struttura dissipativa). In alternativa all'analisi modale si può adottare una integrazione al passo, modellando l'azione sismica attraverso accelerogrammi, ma in tal caso la struttura deve essere non dissipativa.

Per le sole costruzioni la cui risposta sismica, in ogni direzione principale, non dipenda significativamente dai modi di vibrare superiori, è possibile utilizzare, sia su sistemi dissipativi sia su sistemi non dissipativi, il metodo delle forze laterali o "analisi lineare statica". In essa l'equilibrio è trattato staticamente, l'analisi della struttura è lineare, si modella l'azione sismica direttamente attraverso lo spettro di progetto definito al § 3.2.3.4 (struttura non dissipativa) o al § 3.2.3.5 (struttura dissipativa).

Infine, per determinare gli effetti dell'azione sismica su sistemi dissipativi, si possono effettuare analisi non lineari. In esse l'equilibrio è trattato staticamente ("analisi non lineare statica") modellando l'azione sismica direttamente mediante forze statiche fatte crescere monotonamente o dinamicamente ("analisi non lineare dinamica") modellando l'azione sismica indirettamente mediante accelerogrammi.

7.3.3 ANALISI LINEARE DINAMICA O STATICA

7.3.3.1 Analisi lineare dinamica

L'analisi dinamica lineare consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale),
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati,
- nella combinazione di questi effetti.

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi deve essere utilizzata una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo, quale quella indicata nell'espressione (7.3.3):

$$E = \left(\sum_j \sum_i \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j \right)^{1/2} \quad (7.3.3)$$

con:

E_j valore dell'effetto relativo al modo j ;

ρ_{ij} coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j , calcolato con formule di comprovata validità quale:

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2 \beta_{ij}^{3/2}}{(1 + \beta_{ij}) \left[(1 - \beta_{ij})^2 + 4\xi^2 \beta_{ij} \right]} \quad (7.3.4)$$

ξ smorzamento viscoso dei modi i e j ;

β_{ij} è il rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia i - j di modi ($\beta_{ij} = T_j/T_i$).

Per gli edifici, gli effetti della eccentricità accidentale del centro di massa possono essere determinati mediante l'applicazione di carichi statici costituiti da momenti torcenti di valore pari alla risultante orizzontale della forza agente al piano, determinata come in § 7.3.3.2, moltiplicata per l'eccentricità accidentale del baricentro delle masse rispetto alla sua posizione di calcolo, determinata come in § 7.2.6.

In alternativa, nel caso in cui la struttura sia non dissipativa, si può effettuare un'analisi con integrazione al passo, modellando l'azione sismica attraverso accelerogrammi, tenendo conto dell'eccentricità accidentale nel modo indicato al § 7.2.6.

7.3.3.2 Analisi lineare statica

L'analisi statica lineare consiste nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze di inerzia indotte dall'azione sismica e può essere effettuata per costruzioni che rispettino i requisiti specifici riportati nei paragrafi successivi, a condizione che il periodo del modo di vibrare principale nella direzione in esame (T_1) non superi $2,5 T_C$ o T_D e che la costruzione sia regolare in altezza.

Per costruzioni civili o industriali che non superino i 40 m di altezza e la cui massa sia approssimativamente uniformemente distribuita lungo l'altezza, T_1 può essere stimato, in assenza di calcoli più dettagliati, utilizzando la formula seguente:

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4} \quad (7.3.5)$$

dove: H è l'altezza della costruzione, in metri, dal piano di fondazione e C_1 vale 0,085 per costruzioni con struttura a telaio in acciaio, 0,075 per costruzioni con struttura a telaio in calcestruzzo armato e 0,050 per costruzioni con qualsiasi altro tipo di struttura.

L'entità delle forze si ottiene dall'ordinata dello spettro di progetto corrispondente al periodo T_1 e la loro distribuzione sulla struttura segue la forma del modo di vibrare principale nella direzione in esame, valutata in modo approssimato.

La forza da applicare a ciascuna massa della costruzione è data dalla formula seguente:

$$F_i = F_h \cdot z_i \cdot W_i / \sum_j z_j W_j \quad (7.3.6)$$

dove:

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

F_i è la forza da applicare alla massa i -esima;

W_i e W_j sono i pesi, rispettivamente, della massa i e della massa j ;

z_i e z_j sono le quote, rispetto al piano di fondazione (v. § 3.2.3.1), delle masse i e j ;

$S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto definito al § 3.2.3.5;

W è il peso complessivo della costruzione;

λ è un coefficiente pari a 0,85 se la costruzione ha almeno tre orizzontamenti e se $T_1 < 2T_c$, pari a 1,0 in tutti gli altri casi;

g è l'accelerazione di gravità.

Per gli edifici, se le rigidità laterali e le masse sono distribuite simmetricamente in pianta, gli effetti torsionali accidentali di cui al § 7.2.6 possono essere considerati amplificando le sollecitazioni su ogni elemento resistente, calcolate con la distribuzione fornita dalla formula (7.3.6), attraverso il fattore (δ) risultante dalla seguente espressione:

$$\delta = 1 + 0,6 x / L_e \quad (7.3.7)$$

dove:

x è la distanza dell'elemento resistente verticale dal baricentro geometrico di piano, misurata perpendicolarmente alla direzione dell'azione sismica considerata;

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

7.3.3.3 Valutazione degli spostamenti

Gli spostamenti d_E della struttura sotto l'azione sismica di progetto allo SLV si ottengono moltiplicando per il fattore μ_d i valori d_{Ee} ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o statica, secondo l'espressione seguente:

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee} \quad (7.3.8)$$

dove

$$\begin{aligned} \mu_d &= q && \text{se } T_1 \geq T_c \\ \mu_d &= 1 + (q-1) \cdot T_c / T_1 && \text{se } T_1 < T_c \end{aligned} \quad (7.3.9)$$

In ogni caso $\mu_d \leq 5q - 4$.

7.3.4 ANALISI NON LINEARE STATICA O DINAMICA

7.3.4.1 Analisi non lineare statica

L'analisi non lineare statica consiste nell'applicare alla struttura i carichi gravitazionali e, per la direzione considerata dell'azione sismica, un sistema di forze orizzontali distribuite, ad ogni livello della costruzione, proporzionalmente alle forze d'inerzia ed aventi risultante (taglio alla base) F_b . Tali forze sono scalate in modo da far crescere monotonamente, sia in direzione positiva che negativa e fino al raggiungimento delle condizioni di collasso locale o globale, lo spostamento orizzontale d_c di un punto di controllo coincidente con il centro di massa dell'ultimo livello della costruzione (sono esclusi eventuali torrioni). Il diagramma $F_b - d_c$ rappresenta la curva di capacità della struttura.

Questo tipo di analisi può essere utilizzato soltanto se ricorrono le condizioni di applicabilità nel seguito precisate per le distribuzioni principali (**Gruppo 1**); in tal caso esso si utilizza per gli scopi e nei casi seguenti:

- valutare i rapporti di sovrarresistenza α_u/α_1 di cui ai §§ 7.4.3.2, 7.4.5.1, 7.5.2.2, 7.6.2.2, 7.7.3, 7.8.1.3 e 7.9.2.1;
- verificare l'effettiva distribuzione della domanda inelastica negli edifici progettati con il fattore di struttura q ;
- come metodo di progetto per gli edifici di nuova costruzione sostitutivo dei metodi di analisi lineari;
- come metodo per la valutazione della capacità di edifici esistenti.

Si devono considerare almeno due distribuzioni di forze d'inerzia, ricadenti l'una nelle distribuzioni principali (**Gruppo 1**) e l'altra nelle distribuzioni secondarie (**Gruppo 2**) appresso illustrate.

Gruppo 1 - Distribuzioni principali:

- distribuzione proporzionale alle forze statiche di cui al § 7.3.3.2, applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75% ed a condizione di utilizzare come seconda distribuzione la 2 a);
- distribuzione corrispondente ad una distribuzione di accelerazioni proporzionale alla forma del modo di vibrare, applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75%;
- distribuzione corrispondente alla distribuzione dei tagli di piano calcolati in un'analisi dinamica lineare, applicabile solo se il periodo fondamentale della struttura è superiore a T_C .

Gruppo 2 - Distribuzioni secondarie:

- a) distribuzione uniforme di forze, da intendersi come derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione;
- b) distribuzione adattiva, che cambia al crescere dello spostamento del punto di controllo in funzione della plasticizzazione della struttura.

L'analisi richiede che al sistema strutturale reale venga associato un sistema strutturale equivalente ad un grado di libertà.

7.3.4.2 Analisi non lineare dinamica

L'analisi non lineare dinamica consiste nel calcolo della risposta sismica della struttura mediante integrazione delle equazioni del moto, utilizzando un modello non lineare della struttura e gli accelerogrammi definiti al § 3.2.3.6. Essa ha lo scopo di valutare il comportamento dinamico della struttura in campo non lineare, consentendo il confronto tra duttilità richiesta e duttilità disponibile,

nonché di verificare l'integrità degli elementi strutturali nei confronti di possibili comportamenti fragili.

L'analisi dinamica non lineare deve essere confrontata con una analisi modale con spettro di risposta di progetto, al fine di controllare le differenze in termini di sollecitazioni globali alla base delle strutture.

Nel caso delle costruzioni con isolamento alla base l'analisi dinamica non lineare è obbligatoria quando il sistema d'isolamento non può essere rappresentato da un modello lineare equivalente, come stabilito nel § 7.10.5.2.

Gli effetti torsionali sul sistema d'isolamento sono valutati come precisato nel § 7.10.5.3.1, adottando valori delle rigidità equivalenti coerenti con gli spostamenti risultanti dall'analisi. In proposito ci si può riferire a documenti di comprovata validità.

7.3.5 RISPOSTA ALLE DIVERSE COMPONENTI DELL'AZIONE SISMICA ED ALLA VARIABILITÀ SPAZIALE DEL MOTO

Se la risposta viene valutata mediante analisi statica o dinamica in campo lineare, essa può essere calcolata separatamente per ciascuna delle tre componenti; la risposta a ciascuna componente, ove necessario (v. § 3.2.5.1), è combinata con gli effetti pseudo-statici indotti dagli spostamenti relativi prodotti dalla variabilità spaziale della componente stessa, utilizzando la radice quadrata della somma dei quadrati. Gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc.) sono combinati successivamente, applicando la seguente espressione:

$$1,00 \cdot E_x + 0,30 \cdot E_y + 0,30 \cdot E_z \quad (7.3.15)$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi. La componente verticale verrà tenuta in conto ove necessario (v. § 7.2.1).

Se la risposta viene valutata mediante analisi statica in campo non lineare, ciascuna delle due componenti orizzontali (insieme a quella verticale, ove necessario, e agli spostamenti relativi prodotti dalla variabilità spaziale del moto, ove necessario) è applicata separatamente. Come effetti massimi si assumono i valori più sfavorevoli così ottenuti.

Se la risposta viene valutata mediante analisi dinamica con integrazione al passo, in campo lineare o non lineare, le due componenti accelerometriche orizzontali (e quella verticale, ove necessario) sono applicate simultaneamente a formare un gruppo di accelerogrammi e gli effetti sulla struttura sono rappresentati dai valori medi degli effetti più sfavorevoli ottenuti dalle analisi, se si utilizzano almeno 7 diversi gruppi di accelerogrammi, dai valori più sfavorevoli degli effetti, in caso contrario. In nessun caso si possono adottare meno di tre gruppi di accelerogrammi.

Nel caso in cui sia necessario valutare gli effetti della variabilità spaziale del moto, l'analisi deve essere eseguita imponendo alla base della costruzione storie temporali del moto sismico differenziate ma coerenti tra loro e generate in accordo con lo spettro di risposta appropriato per ciascun supporto.

7.3.6 CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI

Le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi degli elementi strutturali, degli elementi non strutturali e degli impianti si effettuano in termini di resistenza e di duttilità.

7.3.6.1 Verifiche degli elementi strutturali in termini di resistenza

Per tutti gli elementi strutturali, inclusi nodi e connessioni tra elementi, deve essere verificato che il valore di progetto di ciascuna sollecitazione (E_d), calcolato in generale comprendendo gli effetti

delle non linearità geometriche e le regole di gerarchia delle resistenze indicate per le diverse tecniche costruttive, sia inferiore al corrispondente valore della resistenza di progetto (R_d).

In particolare gli orizzontamenti devono essere in grado di trasmettere le forze ottenute dall'analisi, aumentate del 30 %.

La resistenza di progetto delle membrature e dei collegamenti è valutata in accordo con le regole presentate nei capitoli precedenti, integrate dalle regole di progettazione definite di volta in volta nei successivi paragrafi.

Se la resistenza dei materiali è giustificatamente ridotta (anche sulla base di apposite prove sperimentali) per tener conto del degrado per deformazioni cicliche, ai coefficienti parziali di sicurezza sui materiali γ_M si attribuiscono i valori precisati nel Cap. 4 per le situazioni eccezionali.

7.3.6.2 Verifiche degli elementi strutturali in termini di duttilità e capacità di deformazione

Deve essere verificato che i singoli elementi strutturali e la struttura nel suo insieme possiedano una duttilità coerente con il fattore di struttura q adottato. Questa condizione si può ritenere soddisfatta applicando le regole di progetto specifiche e di gerarchia delle resistenze indicate per le diverse tipologie costruttive.

Alternativamente, e coerentemente con modello e metodo di analisi utilizzato, si deve verificare che la struttura possieda una capacità di spostamento superiore alla domanda.

7.3.6.3 Verifiche degli elementi non strutturali e degli impianti

Per gli elementi costruttivi senza funzione strutturale debbono essere adottati magisteri atti ad evitare collassi fragili e prematuri e la possibile espulsione sotto l'azione della F_a (v. § 7.2.3) corrispondente allo *SLV*.

Per ciascuno degli impianti principali, gli elementi strutturali che sostengono e collegano i diversi elementi funzionali costituenti l'impianto tra loro ed alla struttura principale devono avere resistenza sufficiente a sostenere l'azione della F_a (v. § 7.2.4) corrispondente allo *SLV*.

7.3.7 CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Le verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio degli elementi strutturali, degli elementi non strutturali e degli impianti si effettuano rispettivamente in termini di resistenza, di contenimento del danno e di mantenimento della funzionalità.

7.3.7.1 Verifiche degli elementi strutturali in termini di resistenza

Per costruzioni di Classe III e IV, se si vogliono limitare i danneggiamenti strutturali, per tutti gli elementi strutturali, inclusi nodi e connessioni tra elementi, deve essere verificato che il valore di progetto di ciascuna sollecitazione (E_d) calcolato in presenza delle azioni sismiche corrispondenti allo *SLD* (v. § 3.2.1 e § 3.2.3.2) ed attribuendo ad η il valore di 2/3, sia inferiore al corrispondente valore della resistenza di progetto (R_d), calcolato secondo le regole specifiche indicate per ciascun tipo strutturale nel Cap. 4 con riferimento alle situazioni eccezionali.

7.3.7.2 Verifiche degli elementi strutturali in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso I e II si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca agli elementi costruttivi senza funzione strutturale danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali, qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti eccessivi interpiano, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo *SLD* (v. § 3.2.1 e § 3.2.3.2) siano inferiori ai limiti indicati nel seguito

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

$$d_r < 0,005 h \quad (7.3.16)$$

- b) per tamponamenti progettati in modo da non subire danni a seguito di spostamenti di interpiano d_{rp} , per effetto della loro deformabilità intrinseca ovvero dei collegamenti alla struttura:

$$d_r \leq d_{rp} \leq 0,01 h \quad (7.3.17)$$

- c) per costruzioni con struttura portante in muratura ordinaria

$$d_r < 0,003 h \quad (7.3.18)$$

- d) per costruzioni con struttura portante in muratura armata

$$d_r < 0,004 h \quad (7.3.19)$$

dove:

d_r è lo spostamento interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti al solaio superiore ed inferiore, calcolati secondo i §§ 7.3.3 o 7.3.4,

h è l'altezza del piano.

In caso di coesistenza di diversi tipi di tamponamenti o struttura portante nel medesimo piano della costruzione, deve essere assunto il limite di spostamento più restrittivo. Qualora gli spostamenti di interpiano siano superiori a $0,005 h$ (caso b) le verifiche della capacità di spostamento degli elementi non strutturali vanno estese a tutti i tamponamenti, alle tramezzature interne ed agli impianti.

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso III e IV si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca danni agli elementi costruttivi senza funzione strutturale tali da rendere temporaneamente non operativa la costruzione.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo *SLO* (v. § 3.2.1 e § 3.2.3.2) siano inferiori ai 2/3 dei limiti in precedenza indicati.

7.3.7.3 Verifiche degli impianti in termini di mantenimento della funzionalità

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso III e IV, si deve verificare che gli spostamenti strutturali o le accelerazioni (a seconda che gli impianti siano più vulnerabili per effetto dei primi o delle seconde) prodotti dalle azioni relative allo *SLO* non siano tali da produrre interruzioni d'uso degli impianti stessi.

7.4 COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO

7.4.1 GENERALITÀ

L'impostazione delle presenti norme, con le regole di progetto che da essa discendono, prevede che le costruzioni in cemento armato posseggano in ogni caso una adeguata capacità di dissipare energia in campo inelastico per azioni cicliche ripetute, senza che ciò comporti riduzioni significative della resistenza nei confronti delle azioni sia verticali che orizzontali.

7.4.2 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

7.4.2.1 Conglomerato

Non è ammesso l'uso di conglomerati di classe inferiore a C20/25.

7.4.2.2 Acciaio

Per le strutture si deve utilizzare acciaio B450C di cui al § 11.3.2.1.

Si consente l'utilizzo di acciai di tipo B450A, con diametri compresi tra 5 e 10 mm, per le reti e i tralicci; se ne consente inoltre l'uso per l'armatura trasversale unicamente se è rispettata almeno una delle seguenti condizioni: elementi in cui è impedita la plasticizzazione mediante il rispetto del criterio di gerarchia delle resistenze, elementi secondari di cui al § 7.2.3, strutture poco dissipative con fattore di struttura $q \leq 1,5$.

7.4.3 TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI STRUTTURA

7.4.3.1 Tipologie strutturali

Le strutture sismo-resistenti in cemento armato previste dalle presenti norme possono essere classificate nelle seguenti tipologie:

- *strutture a telaio*, nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a telai spaziali, aventi resistenza a taglio alla base $\geq 65\%$ della resistenza a taglio totale;
- *strutture a pareti*, nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a pareti, singole o accoppiate, aventi resistenza a taglio alla base $\geq 65\%$ della resistenza a taglio totale⁴;
- *strutture miste telaio-pareti*, nelle quali la resistenza alle azioni verticali è affidata prevalentemente ai telai, la resistenza alle azioni orizzontali è affidata in parte ai telai ed in parte alle pareti, singole o accoppiate; se più del 50% dell'azione orizzontale è assorbita dai telai si parla di *strutture miste equivalenti a telai*, altrimenti si parla di *strutture miste equivalenti a pareti*;
- *strutture deformabili torsionalmente*, composte da telai e/o pareti, la cui rigidezza torsionale non soddisfa ad ogni piano la condizione $r/l_s > 0,8$, nella quale:

⁴ Una parete è un elemento strutturale di supporto per altri elementi che ha una sezione trasversale caratterizzata da un rapporto tra dimensione massima e minima in pianta superiore a 4. Si definisce parete di forma composta l'insieme di pareti semplici collegate in modo da formare sezioni a L, T, U, I ecc. Una parete accoppiata consiste di due o più pareti singole collegate tra loro da travi duttili ("travi di accoppiamento") distribuite in modo regolare lungo l'altezza. Ai fini della determinazione del fattore di struttura q una parete si definisce accoppiata quando è verificata la condizione che il momento totale alla base prodotto dalle azioni orizzontali è equilibrato, per almeno il 20%, dalla coppia prodotta dagli sforzi verticali indotti nelle pareti dalla azione sismica.

r^2 = rapporto tra rigidità torsionale e flessionale di piano

$$I_s^2 = (L^2 + B^2)/12 \quad (L \text{ e } B \text{ dimensioni in pianta del piano})$$

- *strutture a pendolo inverso*, nelle quali almeno il 50% della massa è nel terzo superiore dell'altezza della costruzione o nelle quali la dissipazione d'energia avviene alla base di un singolo elemento strutturale⁵.

Le strutture delle costruzioni in calcestruzzo possono essere classificate come appartenenti ad una tipologia in una direzione orizzontale ed ad un'altra tipologia nella direzione orizzontale ortogonale alla precedente.

Una struttura a pareti è da considerarsi come *struttura a pareti estese debolmente armate* se, nella direzione orizzontale d'interesse, essa ha un periodo fondamentale, calcolato nell'ipotesi di assenza di rotazioni alla base, non superiore a T_C , e comprende almeno due pareti con una dimensione orizzontale non inferiore al minimo tra 4,0m ed i 2/3 della loro altezza, che nella situazione sismica portano insieme almeno il 20% del carico gravitazionale.

Se una struttura non è classificata come *struttura a pareti estese debolmente armate*, tutte le sue pareti devono essere progettate come duttili.

7.4.3.2 Fattori di struttura

Il fattore di struttura da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica orizzontale è calcolato come riportato nel § 7.3.1.

I massimi valori di q_0 relativi alle diverse tipologie ed alle due classi di duttilità considerate (CD''A'' e CD''B'') sono contenuti nella tabella seguente.

Tabella 7.4.I – Valori di q_0

Tipologia	q_0	
	CD''B''	CD''A''
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste	$3,0\alpha_u/\alpha_1$	$4,5\alpha_u/\alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate	3,0	$4,0\alpha_u/\alpha_1$
Strutture deformabili torsionalmente	2,0	3,0
Strutture a pendolo inverso	1,5	2,0

Le strutture a pareti estese debolmente armate devono essere progettate in CD "B". Strutture aventi i telai resistenti all'azione sismica composti, anche in una sola delle direzioni principali, con travi a spessore devono essere progettate in CD''B'' a meno che tali travi non si possano considerare elementi strutturali "secondari".

Per strutture regolari in pianta, possono essere adottati i seguenti valori di α_u/α_1 :

a) Strutture a telaio o miste equivalenti a telai

- strutture a telaio di un piano $\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$
- strutture a telaio con più piani ed una sola campata $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$
- strutture a telaio con più piani e più campate $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$

b) Strutture a pareti o miste equivalenti a pareti

- strutture con solo due pareti non accoppiate per direzione orizzontale $\alpha_u/\alpha_1 = 1,0$
- altre strutture a pareti non accoppiate $\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$
- strutture a pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$

⁵ Non appartengono a questa categoria i telai ad un piano con i pilastri collegati in sommità lungo entrambe le direzioni principali dell'edificio e per i quali la forza assiale non eccede il 30% della resistenza a compressione della sola sezione di calcestruzzo.

Per prevenire il collasso delle strutture a seguito della rottura delle pareti, i valori di q_0 devono essere ridotti mediante il fattore k_w

$$k_w = \begin{cases} 1,00 & \text{per strutture a telaio e miste equivalenti a telai} \\ 0,5 \leq (1+\alpha_0)/3 \leq 1 & \text{per strutture a pareti, miste equivalenti a pareti, torsionalmente deformabili} \end{cases}$$

dove α_0 è il valore assunto in prevalenza dal rapporto tra altezze e larghezze delle pareti. Nel caso in cui gli α_0 delle pareti non differiscano significativamente tra di loro, il valore di α_0 per l'insieme delle pareti può essere calcolato assumendo come altezza la somma delle altezze delle singole pareti e come larghezza la somma delle larghezze.

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

7.4.4 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Per le strutture di fondazione vale quanto indicato nel § 7.2.5.

Per gli elementi strutturali secondari delle strutture in elevazione vale quanto indicato nel § 7.2.3.

Le indicazioni successive si applicano solo agli elementi strutturali principali delle strutture in elevazione. Per essi si effettuano verifiche di resistenza, nei modi indicati nei §§ 7.3.6.1 e 7.3.7.1, e verifiche di duttilità, in accordo con il § 7.3.6.2. Qualora non si proceda ad un'analisi non lineare, le verifiche di duttilità si possono effettuare controllando che la duttilità di curvatura μ_φ nelle zone critiche risulti

$$\mu_\varphi \geq \begin{cases} 2q_0 - 1 & \text{per } T_1 \geq T_C \\ 1 + 2(q_0 - 1)T_C/T_1 & \text{per } T_1 < T_C \end{cases} \quad (7.4.1)$$

dove T_1 è il periodo proprio fondamentale della struttura.

La duttilità di curvatura μ_φ può essere calcolata come rapporto tra la curvatura cui corrisponde una riduzione del 15% della massima resistenza a flessione ovvero il raggiungimento delle deformazioni ultime del calcestruzzo ϵ_{cu} o dell'acciaio ϵ_{uk} e la curvatura al limite di snervamento e deve risultare almeno 1,5 volte la duttilità di curvatura calcolata con le espressioni (7.4.1).

7.4.4.1 Travi

7.4.4.1.1 Sollecitazioni di calcolo

I momenti flettenti di calcolo, da utilizzare per il dimensionamento o verifica delle travi, sono quelli ottenuti dall'analisi globale della struttura per le combinazioni di carico di cui al § 3.2.4.

Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, le sollecitazioni di taglio di calcolo V_{Ed} si ottengono sommando il contributo dovuto ai carichi gravitazionali agenti sulla trave, considerata incernierata agli estremi, alle sollecitazioni di taglio corrispondenti alla formazione delle cerniere plastiche nella trave e prodotte dai momenti resistenti $M_{b,Rd,1,2}$ delle due sezioni di plasticizzazione (generalmente quelle di estremità) determinati come indicato in § 4.1.2.1.2, amplificati del fattore di sovreresistenza γ_{Rd} assunto pari, rispettivamente, ad 1,20 per strutture in CD'A", ad 1,00 per strutture in CD'B" (v. Fig. 7.4.1).

Per ciascuna direzione e ciascun verso di applicazione delle azioni sismiche, si considerano due valori di sollecitazione di taglio, massimo e minimo, ipotizzando rispettivamente la presenza e l'assenza dei carichi variabili e momenti resistenti $M_{b,Rd,1,2}$, da assumere in ogni caso di verso concorde sulla trave.

Nei casi in cui le cerniere plastiche non si formino nella trave ma negli elementi che la sostengono, le sollecitazioni di taglio sono calcolate sulla base della resistenza di questi ultimi.

I momenti resistenti sono da calcolare sulla base delle armature flessionali effettivamente presenti, compreso il contributo di quelle poste all'interno della larghezza collaborante di eventuali solette piene, se ancorate al di fuori della campata in esame.

La larghezza collaborante è da assumersi uguale alla larghezza del pilastro b_c (v. Fig. 7.4.2a) su cui la trave confluisce più:

- due volte l'altezza della soletta da ciascun lato, nel caso di travi confluenti in pilastri interni (v. Fig. 7.4.2b);
- due o quattro volte l'altezza della soletta da ciascun lato in cui è presente una trave trasversale di altezza simile, nel caso di travi confluenti rispettivamente in pilastri esterni o interni (v. Fig. 7.4.2c e 7.4.2d).

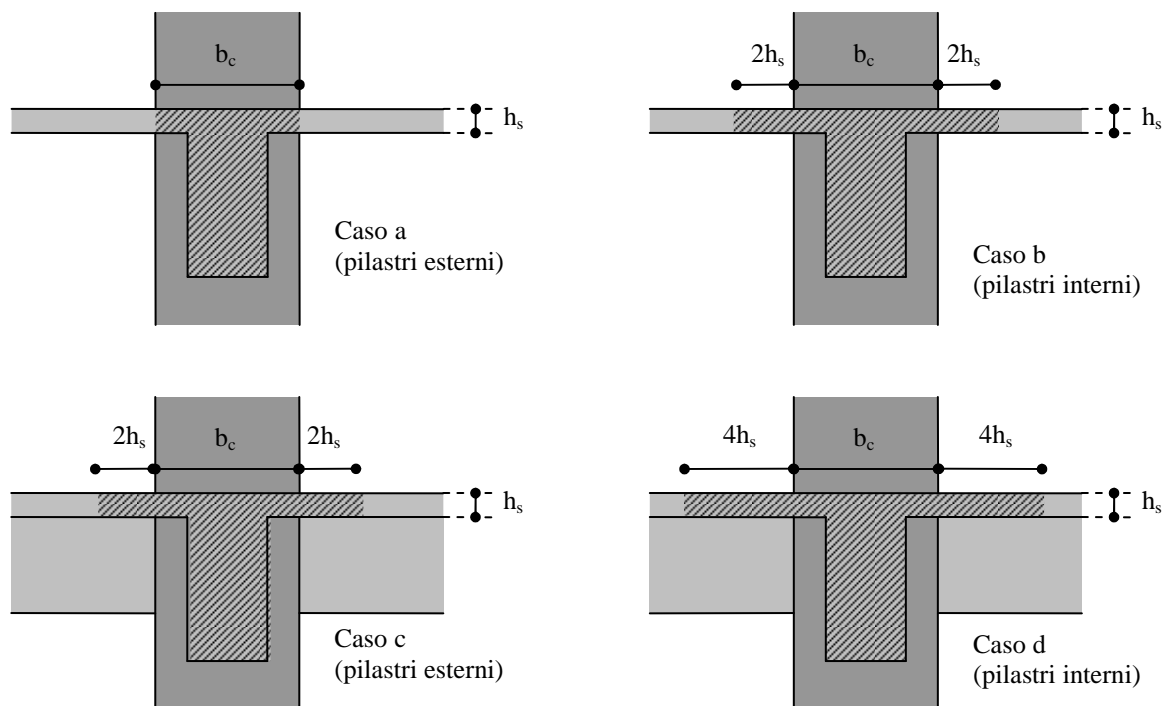


Figura 7.4.1 – Larghezza collaborante delle travi.

7.4.4.1.2 Verifiche di resistenza

7.4.4.1.2.1 Flessione

In ogni sezione il momento resistente, calcolato come indicato nel § 4.1.2.1.2, deve risultare superiore o uguale al momento flettente di calcolo, determinato come indicato nel § 7.4.4.1.1.

7.4.4.1.2.2 Taglio

Per le strutture in CD" B", la resistenza a taglio nei confronti delle sollecitazioni determinate come indicato nel § 7.4.4.1.1 è calcolata come indicato nel § 4.1.2.1.3.

Per le strutture in CD" A", vale quanto segue:

- la resistenza a taglio si calcola come indicato in § 4.2.1.3 assumendo nelle zone critiche $\text{ctg}\theta = 1$;

Se nelle zone critiche il rapporto tra il taglio minimo e quello massimo risulta inferiore a -0,5, e se il maggiore tra i valori assoluti dei due tagli supera il valore:

$$V_{R1} = \left(2 - \left| \frac{V_{Ed,min}}{V_{Ed,max}} \right| \right) \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \quad (7.4.2)$$

dove b_w è la larghezza dell'anima della trave e d è l'altezza utile della sua sezione, allora nel piano verticale di inflessione della trave devono essere disposti due ordini di armature diagonali, l'uno inclinato di $+45^\circ$ e l'altro di -45° rispetto all'asse della trave.

La resistenza deve essere affidata per metà alle staffe e per metà ai due ordini di armature inclinate, per le quali deve risultare

$$V_{Ed,max} \leq \frac{A_s \cdot f_{yd}}{\sqrt{2}} \quad (7.4.3)$$

dove A_s è l'area di ciascuno dei due ordini di armature inclinate.

7.4.4.2 Pilastri

7.4.4.2.1 Sollecitazioni di calcolo

Per ciascuna direzione e ciascun verso di applicazione delle azioni sismiche, si devono proteggere i pilastri dalla plasticizzazione prematura adottando opportuni momenti flettenti di calcolo; tale condizione si consegue qualora, per ogni nodo trave-pilastro ed ogni direzione e verso dell'azione sismica, la resistenza complessiva dei pilastri sia maggiore della resistenza complessiva delle travi amplificata del coefficiente γ_{Rd} , in accordo con la formula:

$$\sum M_{C,Rd} \geq \gamma_{Rd} \cdot \sum M_{b,Rd} \quad (7.4.4)$$

dove:

$\gamma_{Rd} = 1,30$ per le strutture in CD "A" e $\gamma_{Rd} = 1,10$ per le strutture in CD "B",

$M_{C,Rd}$ è il momento resistente del generico pilastro convergente nel nodo, calcolato per i livelli di sollecitazione assiale presenti nelle combinazioni sismiche delle azioni;

$M_{b,Rd}$ è il momento resistente della generica trave convergente nel nodo.

Nel caso in cui si sia adottato il modello elastico incrudente di fig. 4.1.2 a, i momenti $M_{C,Rd}$ e $M_{b,Rd}$ si determinano come specificato nel § 4.1.2.1.2, assumendo la deformazione massima dell'acciaio $\epsilon_s = 1\%$.

Nella (7.4.4) si assume il nodo in equilibrio ed i momenti, sia nei pilastri che nelle travi, tra loro concordi. Nel caso in cui i momenti nel pilastro al di sopra ed al di sotto del nodo siano tra loro discordi, al denominatore della formula (7.4.4) va posto il solo valore maggiore, il minore va sommato ai momenti di plasticizzazione delle travi.

Per la sezione di base dei pilastri del piano terreno si adotta come momento di calcolo il maggiore tra il momento risultante dall'analisi ed il momento $M_{C,Rd}$ della sezione di sommità del pilastro.

Il suddetto criterio di gerarchia delle resistenze non si applica alle sezioni di sommità dei pilastri dell'ultimo piano.

Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, le sollecitazioni di taglio da utilizzare per le verifiche ed il dimensionamento delle armature si ottengono dalla condizione di equilibrio del pilastro soggetto all'azione dei momenti resistenti nelle sezioni di estremità superiore $M_{C,Rd}^s$ ed inferiore $M_{C,Rd}^i$ secondo l'espressione:

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{C,Rd}^s + M_{C,Rd}^i}{l_p} \quad (7.4.5)$$

nella quale l_p è la lunghezza del pilastro. Nel caso in cui i tamponamenti non si estendano per l'intera altezza dei pilastri adiacenti, le sollecitazioni di taglio da considerare per la parte del pilastro priva di tamponamento sono calcolati utilizzando la relazione (7.4.5), dove l'altezza l_p è assunta pari alla estensione della parte di pilastro priva di tamponamento.

7.4.4.2.2 Verifiche di resistenza

7.4.4.2.2.1 Presso-flessione

Per le strutture in CD "B" ed in CD "A" la sollecitazione di compressione non deve eccedere, rispettivamente, il 65% ed il 55% della resistenza massima a compressione della sezione di solo calcestruzzo.

La verifica a presso-flessione deviata può essere condotta in maniera semplificata effettuando, per ciascuna direzione di applicazione del sisma, una verifica a presso-flessione retta nella quale le sollecitazioni vengono determinate come indicato nel § 7.4.4.2.1 e la resistenza, calcolata come indicato nel § 4.1.2.1.2, viene ridotta del 30%.

7.4.4.2.2.2 Taglio

La resistenza delle sezioni dei pilastri a taglio, da confrontare con le rispettive sollecitazioni determinate come indicato nel § 7.4.4.2.1, è calcolata come indicato nel § 4.1.2.1.3.

7.4.4.3 Nodi trave-pilastro

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

La resistenza del nodo deve essere tale da assicurare che non pervenga alla rottura prima delle zone della trave e del pilastro ad esso adiacenti. Sono da evitare, per quanto possibile, eccentricità tra l'asse della trave e l'asse del pilastro concorrenti in un nodo.

Si distinguono due tipi di nodi:

- *nodi interamente confinati*, così definiti quando in ognuna delle quattro facce verticali si innesta una trave. Il confinamento si considera realizzato quando, su ogni faccia del nodo, la sezione della trave copre per almeno i 3/4 la larghezza del pilastro e, su entrambe le coppie di facce opposte del nodo, le sezioni delle travi si ricoprono per almeno i 3/4 dell'altezza;
- *nodi non interamente confinati*: tutti i nodi non appartenenti alla categoria precedente.

Il taglio agente in direzione orizzontale in un nodo deve essere calcolato tenendo conto delle sollecitazioni più gravose che, per effetto dell'azione sismica, si possono verificare negli elementi che vi confluiscono. In assenza di più accurate valutazioni, la forza di taglio agente nel nucleo di calcestruzzo del nodo può essere calcolata, per ciascuna direzione dell'azione sismica, come:

$$V_{jbd} = \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} - V_C \text{ per nodi interni} \quad (7.4.6)$$

$$V_{jbd} = \gamma_{Rd} \cdot A_{s1} \cdot f_{yd} - V_C \text{ per nodi esterni} \quad (7.4.7)$$

in cui $\gamma_{Rd} = 1,20$, A_{s1} ed A_{s2} sono rispettivamente l'area dell'armatura superiore ed inferiore della trave e V_C è la forza di taglio nel pilastro al di sopra del nodo, derivante dall'analisi in condizioni sismiche.

7.4.4.3.1 Verifiche di resistenza

La verifica di resistenza del nodo deve essere effettuata per le sole strutture in CD "A".

La compressione diagonale indotta dal meccanismo a traliccio non deve eccedere la resistenza a compressione del calcestruzzo. In assenza di modelli più accurati, il requisito può ritenersi soddisfatto se:

$$V_{jbd} \leq \eta \cdot f_{cd} \cdot b_j \cdot h_{jc} \cdot \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}} \quad (7.4.8)$$

in cui

$$\eta = \alpha_j \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \text{ con } f_{ck} \text{ espresso in MPa} \quad (7.4.9)$$

ed α_j è un coefficiente che vale 0,6 per nodi interni e 0,48 per nodi esterni, v_d è la forza assiale nel pilastro al di sopra del nodo normalizzata rispetto alla resistenza a compressione della sezione di solo calcestruzzo, h_{jc} è la distanza tra le giaciture più esterne di armature del pilastro, b_j è la larghezza effettiva del nodo. Quest'ultima è assunta pari alla minore tra:

- la maggiore tra le larghezze della sezione del pilastro e della sezione della trave;
- la minore tra le larghezze della sezione del pilastro e della sezione della trave, ambedue aumentate di metà altezza della sezione del pilastro.

Per evitare che la massima trazione diagonale del calcestruzzo ecceda la f_{ctd} deve essere previsto un adeguato confinamento. In assenza di modelli più accurati, si possono disporre nel nodo staffe orizzontali di diametro non inferiore a 6 mm, in modo che:

$$\frac{A_{sh} \cdot f_{ywd}}{b_j \cdot h_{jw}} \geq \frac{[V_{jbd} / (b_j \cdot h_{jc})]^2}{f_{ctd} + v_d \cdot f_{cd}} - f_{ctd} \quad (7.4.10)$$

in cui i simboli già utilizzati hanno il significato in precedenza illustrato, A_{sh} è l'area totale della sezione delle staffe e h_{jw} è la distanza tra le giaciture di armature superiori e inferiori della trave.

In alternativa, l'integrità del nodo a seguito della fessurazione diagonale può essere garantita integralmente dalle staffe orizzontali se

$$A_{sh} \cdot f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} \cdot (A_{s1} + A_{s2}) \cdot f_{yd} \cdot (1 - 0,8v_d) \text{ per nodi interni} \quad (7.4.11)$$

$$A_{sh} \cdot f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} \cdot A_{s2} \cdot f_{yd} \cdot (1 - 0,8v_d) \text{ per nodi esterni} \quad (7.4.12)$$

dove A_{s1} ed A_{s2} hanno il significato visto in precedenza, γ_{Rd} vale 1,20, v_d è la forza assiale normalizzata agente al di sopra del nodo, per i nodi interni, al di sotto del nodo, per i nodi esterni.

7.4.4.4 Diaframmi orizzontali

7.4.4.4.1 Verifiche di resistenza

Vale quanto enunciato nel § 7.3.6.1.

7.4.4.5 Pareti

7.4.4.5.1 Sollecitazioni di calcolo

In mancanza di analisi più accurate, le sollecitazioni di calcolo nelle pareti possono essere determinate mediante la seguente procedura semplificata.

Il diagramma dei momenti flettenti lungo l'altezza della parete è ottenuto per traslazione verso l'alto dell'involuppo del diagramma dei momenti derivante dall'analisi. L'involuppo può essere assunto

lineare, se la struttura non presenta significative discontinuità in termini di massa, rigidità e resistenza lungo l'altezza. La traslazione deve essere in accordo con l'inclinazione degli elementi compressi nel meccanismo resistente a taglio e può essere assunta pari ad h_{cr} (altezza della zona inelastica di base).

L'altezza h_{cr} è data dal più grande dei seguenti valori: l'altezza della sezione di base della parete (l_w), un sesto dell'altezza della parete (h_w); l'altezza critica da assumere non deve essere maggiore dell'altezza del piano terra, nel caso di edifici con numero di piani non superiore a 6, maggiore di due volte l'altezza del piano terra, per edifici con oltre 6 piani, e comunque non maggiore di due volte l'altezza della sezione di base.

Per strutture sia in CD "B" che in CD "A" si deve tener conto del possibile incremento delle forze di taglio a seguito della formazione della cerniera plastica alla base della parete.

Per le strutture in CD "B" questo requisito si ritiene soddisfatto se si incrementa del 50% il taglio derivante dall'analisi. Per pareti estese debolmente armate il taglio ad ogni piano può essere ottenuto amplificando il taglio derivante dall'analisi del fattore $(q+1)/2$. Nelle strutture miste, il taglio nelle pareti non debolmente armate deve tener conto delle sollecitazioni dovute ai modi di vibrare superiori. A tal fine, il taglio derivante dall'analisi può essere sostituito dal diagramma d'involuppo riportato in Fig. 7.4.1, nella quale h_w è l'altezza della parete, A è il taglio alla base incrementato, B non deve essere inferiore a $0,5A$.

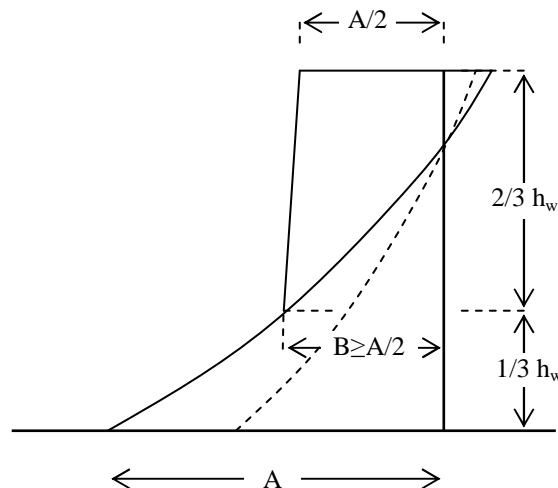


Figura 7.4.2 – Diagramma di involuppo delle forze di taglio nelle pareti di strutture miste.

Per le strutture in CD "A" il taglio deve essere incrementato del fattore

$$1,5 \leq q \cdot \sqrt{\left(\frac{\gamma_{rd}}{q} \cdot \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}\right)^2 + 0,1 \left(\frac{S_e(T_C)}{S_e(T_1)}\right)} \leq q \quad \text{per pareti snelle} \quad (7.4.13)$$

$$\gamma_{rd} \cdot \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \leq q \quad \text{per pareti tozze} \quad (7.4.14)$$

intendendo per snelle le pareti con un rapporto tra altezza e larghezza superiore a 2, ponendo $\gamma_{Rd}=1,2$ ed indicando con M_{Ed} ed M_{Rd} i momenti flettenti rispettivamente di calcolo e resistente alla base della parete, con T_1 periodo fondamentale di vibrazione dell'edificio nella direzione dell'azione sismica, con $S_e(T)$ l'ordinata dello spettro di risposta elastico.

Se il fattore di struttura q è superiore a 2, si deve tener conto delle forza assiale dinamica aggiuntiva che si genera nelle pareti per effetto dell'apertura e chiusura di fessure orizzontali e del sollevamento dal suolo. In assenza di più accurate analisi essa può essere assunta pari al $\pm 50\%$ della forza assiale dovuta ai carichi verticali in condizioni sismiche.

7.4.4.5.2 Verifiche di resistenza

Nel caso di pareti semplici, la verifica di resistenza si effettua con riferimento al rettangolo di base. Nel caso di pareti di forma composta, la verifica va fatta considerando la parte di sezione costituita dalle anime parallele o approssimativamente parallele alla direzione principale sismica ed attribuendo alle ali dimensioni date dal minimo fra: effettiva larghezza dell'ala, metà della distanza fra anime adiacenti, 25% dell'altezza complessiva della parete h_w .

7.4.4.5.2.1 Presso-flessione

Per tutte le pareti, la forza normale di compressione non deve eccedere rispettivamente il 40% in CD"B" e il 35% in CD"A" della resistenza massima a compressione della sezione di solo calcestruzzo.

Le verifiche devono essere condotte nel modo indicato per i pilastri nel § 7.4.4.2.2 tenendo conto, nella determinazione della resistenza, di tutte le armature longitudinali presenti nella parete.

Per le pareti estese debolmente armate occorre limitare le tensioni di compressione nel calcestruzzo per prevenire l'instabilità fuori dal piano, secondo quanto indicato nel § 4.1.2.1.7.2 per i pilastri singoli.

7.4.4.5.2.2 Taglio

Per le strutture in CD"B" le verifiche devono essere condotte nel modo indicato per i pilastri nel § 7.4.4.2.2 e devono considerare anche la possibile rottura per scorrimento.

Per le strutture in CD"A" nelle verifiche si deve considerare la possibile rottura a taglio compressione del calcestruzzo dell'anima, la possibile rottura a taglio trazione delle armature dell'anima, la possibile rottura per scorrimento nelle zone critiche.

Verifica a taglio compressione del calcestruzzo dell'anima

La determinazione della resistenza è condotta in accordo con il § 4.1.2.1.3, assumendo un braccio delle forze interne z pari all'80% dell'altezza della sezione ed un'inclinazione delle diagonali compresse pari a 45°. Nelle zone critiche tale resistenza va moltiplicata per un fattore riduttivo 0,4.

Verifica a taglio trazione dell'armatura dell'anima

Il calcolo dell'armatura d'anima deve tener conto del rapporto di taglio $\alpha_s = M_{Ed} / (V_{Ed} \cdot l_w)$ in cui l_w è l'altezza della sezione. Per la verifica va considerato, ad ogni piano, il massimo valore di α_s .

Se $\alpha_s \geq 2$, la determinazione della resistenza è condotta in accordo con il § 4.1.2.1.3, assumendo un braccio delle forze interne z pari all'80% dell'altezza della sezione ed un'inclinazione delle diagonali compresse pari a 45°. Altrimenti si utilizzano le seguenti espressioni:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} + 0,75 \cdot \rho_h \cdot f_{yd,h} \cdot b_w \cdot \alpha_s \cdot l_w \quad (7.4.15)$$

$$\rho_h \cdot f_{yd,h} \cdot b_{wo} \cdot z \leq \rho_v \cdot f_{yd,v} \cdot b_w \cdot z + \min N_{Ed} \quad (7.4.16)$$

in cui ρ_h e ρ_v sono i rapporti tra l'area della sezione dell'armatura orizzontale o verticale, rispettivamente, e l'area della relativa sezione di calcestruzzo, $f_{yd,h}$ e $f_{yd,v}$ sono i valori di progetto della resistenza delle armature orizzontali e verticali, b_w è lo spessore dell'anima, N_{Ed} è la forza assiale di progetto (positiva se di compressione), $V_{Rd,c}$ è la resistenza a taglio degli elementi non armati, determinata in accordo con il § 4.1.2.1.3.1, da assumersi nulla nelle zone critiche quando N_{Ed} è di trazione.

Verifica a scorrimento nelle zone critiche

Sui possibili piani di scorrimento (per esempio le riprese di getto o i giunti costruttivi) posti all'interno delle zone critiche deve risultare

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s} \quad (7.4.17)$$

dove $V_{Rd,s}$ è il valore di progetto della resistenza a taglio nei confronti dello scorrimento

$$V_{Rd,s} = V_{dd} + V_{id} + V_{fd} \quad (7.4.18)$$

nella quale V_{dd} , V_{id} e V_{fd} rappresentano, rispettivamente, il contributo dell'effetto "spinotto" delle armature verticali, il contributo delle armature inclinate presenti alla base, il contributo della resistenza per attrito, e sono dati dalle espressioni:

$$V_{dd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1,3 \cdot \sum A_{sj} \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} \\ 0,25 \cdot f_{yd} \cdot \sum A_{sj} \end{array} \right. \quad (7.4.19)$$

$$V_{id} = f_{yd} \cdot \sum A_{si} \cdot \cos \phi_i \quad (7.4.20)$$

$$V_{fd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \mu_f \cdot \left[\left(\sum A_{sj} \cdot f_{yd} + N_{Ed} \right) \cdot \xi + M_{Ed}/z \right] \\ 0,5\eta \cdot f_{cd} \cdot \xi \cdot l_w \cdot b_{wo} \end{array} \right. \quad (7.4.21)$$

dove η è dato dall'espressione (7.4.9) (in cui $\alpha_j=0,60$), μ_f è il coefficiente d'attrito calcestruzzo-calcestruzzo sotto azioni cicliche (può essere assunto pari a 0,60), $\sum A_{sj}$ la somma delle aree delle barre verticali intersecanti il piano contenente la potenziale superficie di scorrimento, ξ l'altezza della parte compressa della sezione normalizzata all'altezza della sezione, A_{sj} l'area di ciascuna armatura inclinata che attraversa il piano detto formando con esso un angolo ϕ_i .

Per le pareti tozze deve risultare $V_{id} > V_{Ed}/2$.

La presenza di armature inclinare comporta un incremento della resistenza a flessione alla base della parete che deve essere considerato quando si determina il taglio di calcolo V_{Ed} .

7.4.4.6 Travi di accoppiamento dei sistemi a pareti

La verifica delle travi di accoppiamento è da eseguire con i procedimenti contenuti nel § 7.4.4.1 se è soddisfatta almeno una delle due condizioni seguenti:

- il rapporto tra luce netta e altezza è uguale o superiore a 3;
- la sollecitazione di taglio di calcolo risulta:

$$V_{Ed} \leq f_{ctd} \cdot b \cdot d \quad , \quad (7.4.22)$$

essendo b la larghezza e d l'altezza utile della sezione.

Se le condizioni precedenti non sono soddisfatte la sollecitazione di taglio deve essere assorbita da due ordini di armature diagonali, opportunamente staffate, disposte ad X sulla trave che si ancorano nelle pareti adiacenti, con sezione pari, per ciascuna diagonale, ad A_s , tale da soddisfare la relazione:

$$V_{Ed} \leq 2 A_s f_{yd} \cdot \sin \phi \quad (7.4.23)$$

essendo ϕ l'angolo minimo tra ciascuna delle due diagonali e l'asse orizzontale.

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

7.4.5 COSTRUZIONI CON STRUTTURA PREFABBRICATA

La prefabbricazione di parti di una struttura progettata per rispondere alle prescrizioni relative agli edifici in cemento armato richiede la dimostrazione che il collegamento in opera delle parti è tale da conferire il previsto livello di monoliticità in termini di resistenza, rigidità e duttilità.

Le prescrizioni di cui al presente § 7.4.5 sono aggiuntive rispetto a quelle contenute nei capitoli precedenti, per quanto applicabili e non esplicitamente modificate.

7.4.5.1 Tipologie strutturali e fattori di struttura

Le presenti norme prendono in considerazione le seguenti tipologie di sistemi strutturali, già definite nel § 7.4.3.1:

- strutture a telaio;
- strutture a pareti;
- strutture miste telaio-pareti.

In aggiunta si considerano anche le seguenti categorie:

- strutture a pannelli;
- strutture monolitiche a cella;
- strutture a pilastri isostatici (strutture monopiano, con elementi di copertura sostenuti da appoggi fissi gravanti su pilastri isostatici).

I valori massimi di q_0 per queste ultime categorie sono contenuti nella tabella seguente:

Tabella 7.4.II – Valori di q_0 per strutture prefabbricate

Tipologia	q_0	
	CD" B "	CD" A "
Struttura a pannelli	3,0	4,0 α_0/α_1
Strutture monolitiche a cella	2,0	3,0
Strutture a pilastri isostatici	2,5	3,5

Altre tipologie possono essere utilizzate giustificando i fattori di struttura adottati e impiegando regole di dettaglio tali da garantire i requisiti generali di sicurezza di cui alle presenti norme.

Nelle strutture prefabbricate il meccanismo di dissipazione energetica è associato prevalentemente alle rotazioni plastiche nelle zone critiche. In aggiunta, la dissipazione può avvenire attraverso meccanismi plastici a taglio nelle connessioni, purché le forze di richiamo non diminuiscano significativamente al susseguirsi dei cicli dell'azione sismica e si evitino fenomeni d'instabilità. Nella scelta del fattore di struttura complessivo q possono essere considerate le capacità di dissipazione per meccanismi a taglio, specialmente nei sistemi a pareti prefabbricate, tenendo conto dei valori di duttilità locali a scorrimento μ_s .

Il fattore q deve essere ridotto del 50% nel caso in cui i collegamenti non rispettino le indicazioni riportate nel § 7.4.5.2 e non può assumere un valore maggiore di 1,5 per strutture che non rispettino le indicazioni riportate nel § 7.4.5.3.

7.4.5.2 Collegamenti

Negli elementi prefabbricati e nei loro collegamenti si deve tener conto del possibile degrado a seguito delle deformazioni cicliche in campo plastico. Quando necessario, la resistenza di progetto dei collegamenti prefabbricati valutata per carichi non ciclici deve essere opportunamente ridotta per le verifiche sotto azioni sismiche.

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

Per gli edifici prefabbricati a pannelli portanti l'idoneità dei collegamenti tra i pannelli con giunti gettati o saldati devono essere adeguatamente dimostrata mediante le prove sperimentali di idoneità.

I collegamenti tra elementi monodimensionali (trave-pilastro) devono garantire la congruenza degli spostamenti verticali e orizzontali, ed il trasferimento delle sollecitazioni deve essere assicurato da dispositivi meccanici. A questo vincolo può accoppiarsi, all'altro estremo della trave, un vincolo

scorrevole. L'ampiezza del piano di scorrimento deve risultare, con ampio margine, maggiore dello spostamento dovuto alla azione sismica.

In caso di collegamenti tra elementi prefabbricati di natura non monolitica, che influenzino in modo sostanziale il comportamento statico dell'organismo strutturale, e quindi anche la sua risposta sotto azioni sismiche, sono possibili le tre situazioni seguenti, a ciascuna delle quali deve corrispondere un opportuno criterio di dimensionamento:

- a) collegamenti situati al di fuori delle previste zone critiche, che quindi non influiscono sulle capacità dissipative della struttura;
- b) collegamenti situati nelle zone critiche alle estremità degli elementi prefabbricati, ma sovradimensionati in modo tale da spostare la plasticizzazione in zone attigue situate all'interno degli elementi;
- c) collegamenti situati nelle zone critiche alle estremità degli elementi prefabbricati, dotati delle necessarie caratteristiche in termini di duttilità e di quantità di energia dissipabile.

Per strutture a pilastri isostatici, il collegamento tra pilastro ed elemento orizzontale deve essere di tipo fisso (rigido o elastico). Le travi prefabbricate in semplice appoggio devono essere strutturalmente connesse ai pilastri o alle pareti (di supporto). Le connessioni devono assicurare la trasmissione delle forze orizzontali nella situazione sismica di progetto senza fare affidamento sull'attrito. Ciò vale anche per le connessioni tra gli elementi secondari dell'impalcato e le travi portanti.

In tutti i casi, i collegamenti devono essere in grado di assorbire gli spostamenti relativi e di trasferire le forze risultanti dall'analisi, con adeguati margini di sicurezza.

7.4.5.2.1 *Indicazioni progettuali*

Strutture intelaiate

Collegamenti tipo a)

Il collegamento deve essere posizionato ad una distanza dalla estremità dell'elemento, trave o pilastro, dove si ha la zona critica, pari almeno alla lunghezza del tratto ove è prevista armatura trasversale di contenimento, ai sensi del § 7.4.4.1.2 e del § 7.4.4.2.2, aumentata di una volta l'altezza utile della sezione.

La resistenza del collegamento deve essere non inferiore alla sollecitazione locale di calcolo. Per il momento si assume il maggiore tra il valore derivante dall'analisi ed il valore ricavato, con la gerarchia delle resistenze, dai momenti resistenti delle zone critiche adiacenti moltiplicati per il fattore di sovrarresistenza γ_{Rd} . Il taglio di calcolo è determinato con le regole della gerarchia delle resistenze di cui al § 7.4.4. Si utilizza un fattore di sovrarresistenza $\gamma_{Rd} = 1,10$ per strutture in CD"B", un fattore di sovrarresistenza $\gamma_{Rd} = 1,20$ per strutture in CD"A".

Collegamenti tipo b)

Le parti degli elementi adiacenti alle unioni devono essere dimensionate con gli stessi procedimenti previsti nel § 7.4.4 per le strutture monolitiche, in funzione della classe di duttilità adottata, e dotate dei relativi dettagli di armatura che ne assicurino la prevista duttilità. Si utilizza un fattore di sovrarresistenza $\gamma_{Rd} = 1,20$ per strutture in CD"B", un fattore di sovrarresistenza $\gamma_{Rd} = 1,35$ per strutture in CD"A".

Le armature longitudinali delle connessioni devono essere completamente ancorate prima delle sezioni terminali delle zone critiche. Le armature delle zone critiche devono essere completamente ancorate fuori delle connessioni.

Per strutture in CD"A" non è ammessa la giunzione dei pilastri all'interno dei nodi e delle zone critiche.

Collegamenti tipo c)

Previa dimostrazione analitica che il funzionamento del collegamento è equivalente a quello di uno interamente realizzato in opera e che soddisfi le prescrizioni di cui al § 7.4.4, la struttura è assimilabile ad una di tipo monolitico.

L' idoneità di giunzioni atte a realizzare il meccanismo plastico previsto per le strutture a telaio ed a soddisfare le richieste globali e locali di duttilità ciclica nella misura corrispondente alle CD "A" e "B" può essere desunta da normative di comprovata validità oppure da prove sperimentali in scala reale che includano almeno tre cicli completi di deformazione di ampiezza corrispondente al fattore di struttura q , effettuate su sotto-insiemi strutturali significativi.

Strutture a pilastri isostatici

I collegamenti di tipo fisso devono possedere una resistenza a taglio pari alla minore delle due quantità seguenti:

- a) la forza orizzontale necessaria per indurre nella sezione di base del pilastro un momento flettente pari al momento resistente ultimo, moltiplicata per un fattore $\gamma_{Rd} = 1,35$ per strutture in CD "A", e $\gamma_{Rd} = 1,20$ per strutture in CD "B";
- b) la forza di taglio derivante dall' analisi con una azione sismica valutata con $q = 1$.

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

$$\Delta = (d_e^2 + d_r^2)^{1/2} \quad (7.4.24)$$

nella quale:

d_e è lo spostamento relativo dovuto all' azione sismica tra le due parti della struttura collegate dall' apparecchio scorrevole, calcolato come indicato al § 7.3.3 ed assumendo che le due parti collegate oscillino in opposizione di fase

d_r è lo spostamento relativo in condizioni sismiche tra le fondazioni delle due parti collegate (i e j, v. § 3.2.5.2).

7.4.5.2 Valutazione della resistenza

La resistenza delle connessioni tra elementi prefabbricati deve essere valutata con gli stessi coefficienti parziali di sicurezza applicabili alle situazioni non sismiche, come indicato nei §§ 4.1.2.1.1, 4.2.3.1.1, 4.2.3.1.4 o 4.2.7.2.2 secondo quanto di competenza.

Nella valutazione della resistenza allo scorrimento si deve trascurare l' attrito dovuto agli sforzi esterni di compressione.

Gli elementi di acciaio connessi agli elementi di calcestruzzo possono essere considerati nel contributo alla resistenza sismica se capaci di resistere a deformazioni cicliche per il livello atteso di duttilità.

7.4.5.3 Elementi strutturali

Per gli elementi strutturali si applicano le regole progettuali degli elementi non prefabbricati.

Pilastri

Sono permesse connessioni pilastro-pilastro all' interno delle zone critiche solo per strutture in CD "B".

Per strutture a pilastri isostatici le colonne devono essere fissate in fondazione con vincoli d' incastro.

Pareti di pannelli prefabbricati

Deve essere evitato il degrado della resistenza delle connessioni. Tale requisito si ritiene soddisfatto se tutte le connessioni verticali sono ruvide o provviste di connettori a taglio e verificate a taglio.

Nella verifica delle connessioni orizzontali la forza assiale di trazione deve essere portata da un'armatura longitudinale verticale disposta nella zona tesa del pannello e ancorata completamente nel corpo dei pannelli sopra- e sottostanti. Per le connessioni che sono solo parzialmente tese sotto le azioni sismiche, la verifica di resistenza a taglio deve essere fatta considerando esclusivamente la zona compressa; in questo caso come valore della forza assiale si deve considerare il valore della risultante di compressione su questa zona.

Diaframmi

Il comportamento a diaframma è reso più efficace se le connessioni sono solo su appositi supporti. Un'appropriata cappa di cemento armato gettato in opera può migliorare significativamente la rigidità dei diaframmi.

Le forze di trazione devono essere portate da apposite armature disposte lungo il perimetro del diaframma e nelle connessioni interne con gli altri elementi prefabbricati. Se si prevede una cappa di cemento armato gettato in opera, dette armature possono essere posizionate nella cappa stessa.

Le forze di taglio lungo le connessioni piastra-piastra o piastra-trave devono essere moltiplicate per un fattore maggiorativo pari a 1,30.

Gli elementi di sostegno, sia al di sotto che al di sopra del diaframma, devono essere adeguatamente connessi ad esso; a tal fine non si considerano le forze di attrito dovute alle forze di compressione esterne.

7.4.6 DETTAGLI COSTRUTTIVI

Le indicazioni fornite nel seguito in merito ai dettagli costruttivi si applicano sia alle strutture in c.a. gettate in opera che alle strutture in c.a. prefabbricate. I dettagli costruttivi sono articolati in termini di:

- limitazioni geometriche
- limitazioni di armatura

7.4.6.1 Limitazioni geometriche

7.4.6.1.1 Travi

La larghezza b della trave deve essere ≥ 20 cm e, per le travi basse comunemente denominate "a spessore", deve essere non maggiore della larghezza del pilastro, aumentata da ogni lato di metà dell'altezza della sezione trasversale della trave stessa, risultando comunque non maggiore di due volte b_c , essendo b_c la larghezza del pilastro ortogonale all'asse della trave.

Il rapporto b/h tra larghezza e altezza della trave deve essere $\geq 0,25$.

Non deve esserci eccentricità tra l'asse delle travi che sostengono pilastri in falso e l'asse dei pilastri che le sostengono. Esse devono avere almeno due supporti, costituiti da pilastri o pareti. Le pareti non possono appoggiarsi in falso su travi o solette.

Le zone critiche si estendono, per CD"B" e CD"A", per una lunghezza pari rispettivamente a 1 e 1,5 volte l'altezza della sezione della trave, misurata a partire dalla faccia del nodo trave-pilastro o da entrambi i lati a partire dalla sezione di prima plasticizzazione. Per travi che sostengono un pilastro in falso, si assume una lunghezza pari a 2 volte l'altezza della sezione misurata da entrambe le facce del pilastro.

7.4.6.1.2 Pilastri

La dimensione minima della sezione trasversale non deve essere inferiore a 250 mm.

Se θ , quale definito nel § 7.3.1, risulta $>0,1$, l'altezza della sezione non deve essere inferiore ad un decimo della maggiore tra le distanze tra il punto in cui si annulla il momento flettente e le estremità del pilastro.

In assenza di analisi più accurate si può assumere che la lunghezza della zona critica sia la maggiore tra: l'altezza della sezione, 1/6 dell'altezza libera del pilastro, 45 cm, l'altezza libera del pilastro se questa è inferiore a 3 volte l'altezza della sezione.

7.4.6.1.3 Nodi trave-pilastro

Sono da evitare per quanto possibile eccentricità tra l'asse della trave e l'asse del pilastro concorrenti in un nodo. Nel caso che tale eccentricità superi 1/4 della larghezza del pilastro la trasmissione degli sforzi deve essere assicurata da armature adeguatamente dimensionate allo scopo.

7.4.6.1.4 Pareti

Lo spessore delle pareti deve essere non inferiore al valore massimo tra 150 mm, (200 mm nel caso in cui nelle travi di collegamento siano da prevedersi, ai sensi del § 7.4.4.6, armature inclinate), e 1/20 dell'altezza libera di interpiano.

Possono derogare da tale limite, su motivata indicazione del progettista, le strutture a funzionamento scatolare ad un solo piano non destinate ad uso abitativo.

Devono essere evitate aperture distribuite irregolarmente, a meno che la loro presenza non venga specificamente considerata nell'analisi, nel dimensionamento e nella disposizione delle armature.

In assenza di analisi più accurate si può assumere che l'altezza delle zone critiche sia la maggiore tra: la larghezza della parete e 1/6 della sua altezza.

7.4.6.2 Limitazioni di armatura

7.4.6.2.1 Travi

Armature longitudinali

Almeno due barre di diametro non inferiore a 14 mm devono essere presenti superiormente e inferiormente per tutta la lunghezza della trave.

In ogni sezione della trave, salvo giustificazioni che dimostrino che le modalità di collasso della sezione sono coerenti con la classe di duttilità adottata, il rapporto geometrico ρ relativo all'armatura tesa, indipendentemente dal fatto che l'armatura tesa sia quella al lembo superiore della sezione A_s o quella al lembo inferiore della sezione A_i , deve essere compreso entro i seguenti limiti:

$$\frac{1,4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3,5}{f_{yk}} \quad (7.4.25)$$

dove:

ρ è il rapporto geometrico relativo all'armatura tesa pari ad $A_s/(b \cdot h)$ oppure ad $A_i/(b \cdot h)$;

ρ_{comp} è il rapporto geometrico relativo all'armatura compressa;

f_{yk} è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio (in MPa).

Nelle zone critiche della trave, inoltre, deve essere $\rho_{comp} \geq 1/2 \rho$ e comunque $\geq 0,25 \rho$.

L'armatura superiore, disposta per il momento negativo alle estremità delle travi, deve essere contenuta, per almeno il 75%, entro la larghezza dell'anima e comunque, per le sezioni a T o ad L,

entro una fascia di soletta pari rispettivamente alla larghezza del pilastro, od alla larghezza del pilastro aumentata di 2 volte lo spessore della soletta da ciascun lato del pilastro, a seconda che nel nodo manchi o sia presente una trave ortogonale. Almeno $\frac{1}{4}$ della suddetta armatura deve essere mantenuta per tutta la lunghezza della trave.

Le armature longitudinali delle travi, sia superiori che inferiori, devono attraversare, di regola, i nodi senza ancorarsi o giuntarsi per sovrapposizione in essi. Quando ciò non risulti possibile, sono da rispettare le seguenti prescrizioni:

- le barre vanno ancorate oltre la faccia opposta a quella di intersezione con il nodo, oppure rivoltate verticalmente in corrispondenza di tale faccia, a contenimento del nodo;
- la lunghezza di ancoraggio delle armature tese va calcolata in modo da sviluppare una tensione nelle barre pari a $1,25 f_{yk}$, e misurata a partire da una distanza pari a 6 diametri dalla faccia del pilastro verso l'interno.

La parte dell'armatura longitudinale della trave che si ancora oltre il nodo non può terminare all'interno di una zona critica, ma deve ancorarsi oltre di essa.

La parte dell'armatura longitudinale della trave che si ancora nel nodo, deve essere collocata all'interno delle staffe del pilastro. Per prevenire lo sfilamento di queste armature il diametro delle barre non inclinate deve essere $\leq \alpha_{bL}$ volte l'altezza della sezione del pilastro, essendo

$$\alpha_{bL} = \begin{cases} \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8v_d}{1 + 0,75k_D \cdot \rho_{comp} / \rho} & \text{per nodi interni} \\ \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot (1 + 0,8v_d) & \text{per nodi esterni} \end{cases} \quad (7.4.26)$$

dove: v_d è la forza assiale di progetto normalizzata;

k_D vale 1 o $\frac{2}{3}$, rispettivamente per CD "A" e per CD "B";

γ_{Rd} vale 1,2 o 1, rispettivamente per CD "A" e per CD "B".

Se per nodi esterni non è possibile soddisfare tale limitazione, si può prolungare la trave oltre il pilastro, si possono usare piastre saldate alla fine delle barre, si possono piegare le barre per una lunghezza minima pari a 10 volte il loro diametro disponendo un'apposita armatura trasversale dietro la piegatura.

Armature trasversali

Nelle zone critiche devono essere previste staffe di contenimento. La prima staffa di contenimento deve distare non più di 5 cm dalla sezione a filo pilastro; le successive devono essere disposte ad un passo non superiore alla minore tra le grandezze seguenti:

- un quarto dell'altezza utile della sezione trasversale;
- 175 mm e 225 mm, rispettivamente per CD "A" e CD "B";
- 6 volte e 8 volte il diametro minimo delle barre longitudinali considerate ai fini delle verifiche, rispettivamente per CD "A" e CD "B";
- 24 volte il diametro delle armature trasversali.

Per staffa di contenimento si intende una staffa rettangolare, circolare o a spirale, di diametro minimo 6 mm, con ganci a 135° prolungati per almeno 10 diametri alle due estremità. I ganci devono essere assicurati alle barre longitudinali.

7.4.6.2.2 Pilastrì

Nel caso in cui i tamponamenti non si estendano per l'intera altezza dei pilastrì adiacenti, l'armatura risultante deve essere estesa per una distanza pari alla profondità del pilastro oltre la zona priva di tamponamento. Nel caso in cui l'altezza della zona priva di tamponamento fosse inferiore a 1,5 volte la profondità del pilastro, debbono essere utilizzate armature bi-diagonali.

Nel caso precedente, qualora il tamponamento sia presente su un solo lato di un pilastro, l'armatura trasversale da disporre alle estremità del pilastro ai sensi del § 7.4.5.3. deve essere estesa all'intera altezza del pilastro.

Armature longitudinali

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

Nella sezione corrente del pilastro, la percentuale geometrica ρ di armatura longitudinale, con ρ rapporto tra l'area dell'armatura longitudinale e l'area della sezione del pilastro, deve essere compresa entro i seguenti limiti:

$$1\% \leq \rho \leq 4\% \quad (7.4.27)$$

Se sotto l'azione del sisma la forza assiale su un pilastro è di trazione, la lunghezza di ancoraggio delle barre longitudinali deve essere incrementata del 50%.

Armature trasversali

Nelle zone critiche devono essere rispettate le condizioni seguenti: le barre disposte sugli angoli della sezione devono essere contenute dalle staffe; almeno una barra ogni due, di quelle disposte sui lati, deve essere trattenuta da staffe interne o da legature; le barre non fissate devono trovarsi a meno di 15 cm e 20 cm da una barra fissata, rispettivamente per CD"A" e CD"B".

Il diametro delle staffe di contenimento e legature deve essere non inferiore a 6 mm ed il loro passo deve essere non superiore alla più piccola delle quantità seguenti:

- 1/3 e 1/2 del lato minore della sezione trasversale, rispettivamente per CD"A" e CD"B";
- 125 mm e 175 mm, rispettivamente per CD"A" e CD"B";
- 6 e 8 volte il diametro delle barre longitudinali che collegano, rispettivamente per CD"A" e CD"B".

Si devono disporre staffe in un quantitativo minimo non inferiore a

$$\frac{A_{st}}{s} \geq \begin{cases} 0,08 \frac{f_{cd} \cdot b_{st}}{f_{yd}} & \text{per CD"A" al di fuori della zona critica e per CD "B"} \\ 0,12 \frac{f_{cd} \cdot b_{st}}{f_{yd}} & \text{per CD "A"} \end{cases} \quad (7.4.28)$$

in cui A_{st} è l'area complessiva dei bracci delle staffe, b_{st} è la distanza tra i bracci più esterni delle staffe ed s è il passo delle staffe.

7.4.6.2.3 Nodi trave-pilastro

Indipendentemente da quanto richiesto dalla verifica nel § 7.4.4.3.1, lungo le armature longitudinali del pilastro che attraversano i nodi non confinati devono essere disposte staffe di contenimento in quantità almeno pari alla maggiore prevista nelle zone del pilastro inferiore e superiore adiacenti al nodo. Questa regola può non essere osservata nel caso di nodi interamente confinati.

Per i nodi non confinati, appartenenti a strutture sia in CD"A" che in CD"B", le staffe orizzontali presenti lungo l'altezza del nodo devono verificare la seguente condizione:

$$\frac{n_{st} \cdot A_{st}}{i \cdot b_j} \geq 0,05 \frac{f_{ck}}{f_{yk}} \quad (7.4.29)$$

nella quale n_{st} ed A_{st} sono rispettivamente il numero di bracci e l'area della sezione trasversale della barra della singola staffa orizzontale, i è l'interasse delle staffe, e b_j è la larghezza utile del nodo determinata come segue:

- se la trave ha una larghezza b_w superiore a quella del pilastro b_c , allora \bar{b}_j è il valore minimo fra b_w e $b_c + h_c/2$, essendo h_c la dimensione della sezione della colonna parallela alla trave;
- se la trave ha una larghezza b_w inferiore a quella del pilastro b_c , allora \bar{b}_j è il valore minimo fra b_c e $b_w + h_c/2$.

7.4.6.2.4 Pareti

Le armature, sia orizzontali che verticali, devono avere diametro non superiore ad 1/10 dello spessore della parete, devono essere disposte su entrambe le facce della parete, ad un passo non superiore a 30 cm, devono essere collegate con legature, in ragione di almeno nove ogni metro quadrato.

Nella zona critica si individuano alle estremità della parete due zone confinate aventi per lati lo spessore della parete e una lunghezza “confinata” l_c pari al 20% della lunghezza in pianta l della parete stessa e comunque non inferiore a 1,5 volte lo spessore della parete. In tale zona il rapporto geometrico ρ dell’armatura totale verticale, riferito all’area confinata, deve essere compreso entro i seguenti limiti:

$$1\% \leq \rho \leq 4\% \quad (7.4.30)$$

Nelle zone confinate l’armatura trasversale deve essere costituita da barre di diametro non inferiore a 6 mm, disposti in modo da fermare una barra verticale ogni due con un passo non superiore a 8 volte il diametro della barra o a 10 cm. Le barre non fissate devono trovarsi a meno di 15 cm da una barra fissata.

Le armature inclinate che attraversano potenziali superfici di scorrimento devono essere efficacemente ancorate al di sopra e al di sotto della superficie di scorrimento ed attraversare tutte le sezioni della parete poste al di sopra di essa e distanti da essa meno della minore tra $1/2$ altezza ed $1/2$ larghezza della parete.

Nella rimanente parte della parete, in pianta ed in altezza, vanno seguite le regole delle condizioni non sismiche, con un’armatura minima orizzontale e verticale pari allo 0,2%, per controllare la fessurazione da taglio.

7.4.6.2.5 Travi di accoppiamento

Nel caso di armatura ad X, ciascuno dei due fasci di armatura deve essere racchiuso da armatura a spirale o da staffe di contenimento con passo non superiore a 100 mm.

In questo caso, in aggiunta all’armatura diagonale deve essere disposta nella trave armatura di diametro almeno 10 mm distribuita a passo 10 cm in direzione sia longitudinale che trasversale ed armatura corrente di 2 barre da 16 mm ai bordi superiore ed inferiore.

Gli ancoraggi delle armature nelle pareti devono essere del 50% più lunghi di quanto previsto per il dimensionamento in condizioni non sismiche.

7.5 COSTRUZIONI D'ACCIAIO

La resistenza delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata in accordo con le regole presentate nella vigente normativa, integrate dalle regole di progettazione e di dettaglio fornite dal § 7.5.4 al § 7.5.6.

Nel caso di comportamento strutturale non dissipativo la resistenza delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata in accordo con le regole di cui al § 4.2. delle presenti norme, non essendo necessario soddisfare i requisiti di duttilità.

Nel caso di comportamento strutturale dissipativo le strutture devono essere progettate in maniera tale che le zone dissipative si sviluppino ove la plasticizzazione o l'instabilità locale o altri fenomeni di degrado dovuti al comportamento isteretico non influenzano la stabilità globale della struttura.

Nelle zone dissipative, al fine di assicurare che le stesse si formino in accordo con quanto previsto in progetto, la possibilità che il reale limite di snervamento dell'acciaio sia maggiore del nominale deve essere tenuta in conto attraverso un opportuno coefficiente di sovrarresistenza del materiale γ_{Rd} , definito al § 7.5.1.

Le parti non dissipative delle strutture dissipative ed i collegamenti tra le parti dissipative ed il resto della struttura devono possedere una sovrarresistenza sufficiente a consentire lo sviluppo della plasticizzazione ciclica delle parti dissipative.

7.5.1 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

L'acciaio strutturale deve essere conforme ai requisiti del § 11.3.4.9.

Il coefficiente di sovrarresistenza del materiale, γ_{Rd} , è definito come il rapporto fra il valore medio $f_{y,m}$ della tensione di snervamento e il valore caratteristico f_{yk} nominale. In assenza di valutazioni specifiche si possono assumere i valori indicati nella Tab. 7.5.I;

Tabella 7.5.I - Fattori di sovrarresistenza γ_{Rd}

Acciaio	$\gamma_{Rd} = \frac{f_{y,m}}{f_{yk}}$
S 235	1,20
S 275	1,15
S 355	1,10
S 420	1,10
S 460	1,10

Se la tensione di snervamento f_{yk} dell'acciaio delle zone non dissipative e delle connessioni è superiore alla $f_{y,max}$ dell'acciaio delle zone dissipative, è possibile assumere $\gamma_{Rd}=1,00$.

7.5.2 TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI STRUTTURA

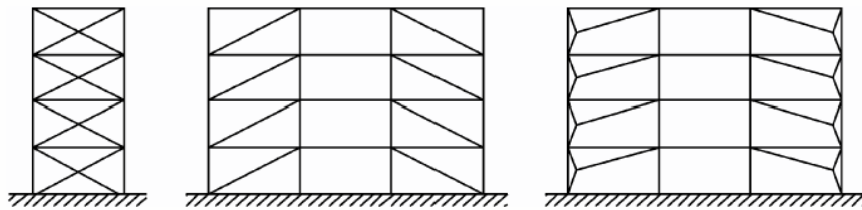
7.5.2.1 Tipologie strutturali

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

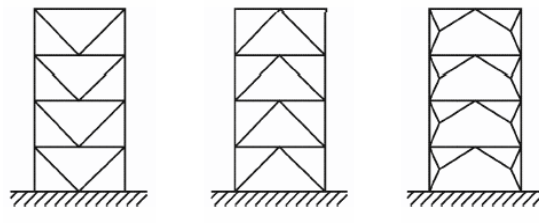
- strutture intelaiate:** composte da telai che resistono alle forze orizzontali con un comportamento prevalentemente flessionale. In queste strutture le zone dissipative sono principalmente collocate alle estremità delle travi in prossimità dei collegamenti trave-colonna,

dove si possono formare le cerniere plastiche e l'energia viene dissipata per mezzo della flessione ciclica plastica.

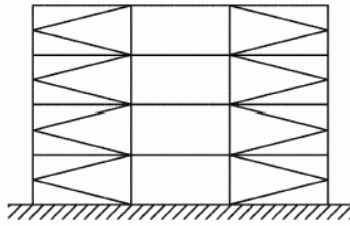
- b) **Strutture con controventi concentrici:** nei quali le forze orizzontali sono assorbite principalmente da membrature soggette a forze assiali. In queste strutture le zone dissipative sono principalmente collocate nelle diagonali tese. Pertanto possono essere considerati in questa tipologia solo quei controventi per cui lo snervamento delle diagonali tese precede il raggiungimento della resistenza delle aste strettamente necessarie ad equilibrare i carichi esterni. I controventi reticolari concentrici possono essere distinti nelle seguenti tre categorie (Fig. 7.5.1):
- b1) **controventi con diagonale tesa attiva**, in cui la resistenza alle forze orizzontali e le capacità dissipative sono affidate alle aste diagonali soggette a trazione.
 - b2) **controventi a V**, in cui le forze orizzontali devono essere assorbite considerando sia le diagonali tese che quelle compresse. Il punto d'intersezione di queste diagonali giace su di una membratura orizzontale che deve essere continua.
 - b3) **controventi a K**, in cui il punto d'intersezione delle diagonali giace su una colonna. Questa categoria non deve essere considerata dissipativa in quanto il meccanismo di collasso coinvolge la colonna.
- c) **Strutture con controventi eccentrici:** nei quali le forze orizzontali sono principalmente assorbite da membrature caricate assialmente, ma la presenza di eccentricità di schema permette la dissipazione di energia nei traversi per mezzo del comportamento ciclico a flessione e/o taglio. I controventi eccentrici possono essere classificati come dissipativi quando la plasticizzazione dei traversi dovuta alla flessione e/o al taglio precede il raggiungimento della resistenza ultima delle altre parti strutturali.
- d) **strutture a mensola o a pendolo inverso:** costituite da membrature pressoinflesse in cui le zone dissipative sono collocate alla base.
- e) **Strutture intelaiate con controventi concentrici:** nelle quali le azioni orizzontali sono assorbite sia da telai che da controventi agenti nel medesimo piano.
- f) **Strutture intelaiate con tamponature:** costituite da tamponature in muratura o calcestruzzo non collegate ma in contatto con le strutture intelaiate.



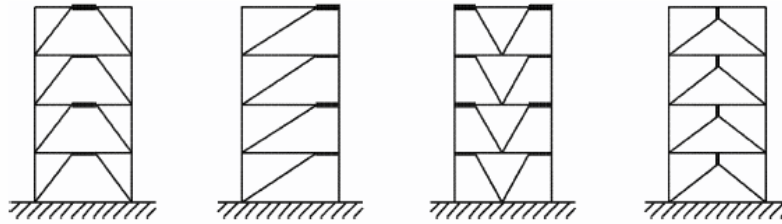
b1) Strutture con controventi concentrici a diagonale tesa attiva



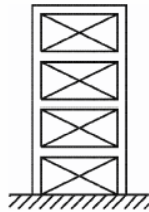
b2) Strutture con controventi concentrici a V



b3) Strutture con controventi concentrici a K



c) Strutture con controventi eccentrici



e) Strutture intelaiate con controventi concentrici

Figura 7.5.1. - Tipologie strutturali

Per le strutture in acciaio in cui le forze orizzontali sono assorbite da nuclei o pareti di controvento in cemento armato si rimanda al § 7.4.

Tipologie strutturali diverse da quelle sopraelencate possono essere utilizzate sulla base di criteri di progettazione non difformi da quelli considerati nella presente norma, a condizione che forniscano un grado di sicurezza non inferiore.

7.5.2.2 Fattori di struttura

Per ciascuna tipologia strutturale il valore massimo di riferimento per q_0 è indicato in Tab. 7.5.II.

Tabella 7.5.II – Limiti superiori dei valori di q_0 per le diverse tipologie strutturali e le diverse classi di duttilità.

TIPOLOGIA STRUTTURALE	q_0	
	CD "B"	CD "A"
a) Strutture intelaiate	4	$5\alpha_q/\alpha_1$
c) Strutture con controventi eccentrici		
b1) Controventi concentrici a diagonale tesa attiva	4	4
b2) Controventi concentrici a V	2	2,5
d) Strutture a mensola o a pendolo inverso	2	$2\alpha_q/\alpha_1$
e) Strutture intelaiate con controventi concentrici	4	$4\alpha_q/\alpha_1$
f) Strutture intelaiate con tamponature in muratura	2	2

Tali valori di q_0 sono da intendersi validi a patto che vengano rispettate le regole di progettazione e di dettaglio fornite dal § 7.5.4 al § 7.5.6.

In particolare, essi richiedono collegamenti progettati con un margine di sovraresistenza tale da consentire il completo sfruttamento delle risorse di duttilità locale delle membrature collegate. Tale requisito si può ritenere soddisfatto se sono rispettate le regole di progettazione di cui al § 7.5.4.4.

Per le strutture regolari in pianta possono essere adottati i seguenti valori di α_u/α_1 :

- edifici a 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 a più piani $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$
- edifici con strutture a mensola o a pendolo inverso $\alpha_u/\alpha_1 = 1,0$

7.5.3 REGOLE DI PROGETTO GENERALI PER ELEMENTI STRUTTURALI DISSIPATIVI

Le regole di progetto seguenti si applicano alle parti delle strutture sismo-resistenti progettate per avere un comportamento strutturale dissipativo. Le zone dissipative devono avere un'adeguata duttilità ed una sufficiente resistenza, determinata come precisato nel § 4.2.2.2.

7.5.3.1 Parti compresse e/o inflesse delle zone dissipative

Si deve garantire una duttilità locale sufficiente degli elementi che dissipano energia in compressione e/o flessione limitando il rapporto larghezza-spessore b/t secondo le classi di sezioni trasversali specificate nel § 4.2.2.1. delle presenti norme.

In funzione della classe di duttilità e del fattore di struttura q_0 usato in fase di progetto, le prescrizioni relative alle classi di sezioni trasversali di elementi in acciaio che dissipano energia, sono quelle indicate in Tab. 7.5.III.

Tabella 7.5.III - Classe della sezione trasversale di elementi dissipativi in funzione della classe di duttilità e di q_0

Classe di duttilità	Valore di riferimento del fattore di struttura q_0	Classe di sezione trasversale richiesta
CD "B"	$2 < q_0 \leq 4$	Classe 1 o 2
CD "A"	$q_0 > 4$	Classe 1

7.5.3.2 Parti tese delle zone dissipative

Nel caso di membrature tese con collegamenti bullonati, la resistenza plastica di progetto deve risultare inferiore alla resistenza ultima di progetto della sezione netta in corrispondenza dei fori per i dispositivi di collegamento. Pertanto si deve verificare che:

$$\frac{A_{res}}{A} \geq 1,1 \cdot \frac{\gamma_{M2}}{\gamma_{M0}} \cdot \frac{f_{yk}}{f_{tk}} \quad (7.5.1)$$

essendo A l'area lorda e A_{res} l'area resistente costituita dall'area netta in corrispondenza dei fori integrata da un'eventuale area di rinforzo e i fattori parziali γ_{M0} e γ_{M2} sono definiti nella Tab. 4.2.V del § 4.2.3.1.1. delle presenti norme.

7.5.3.3 Collegamenti in zone dissipative

I collegamenti in zone dissipative devono avere sufficiente sovrarresistenza per consentire la plasticizzazione delle parti collegate. Si ritiene che tale requisito di sovrarresistenza sia soddisfatto nel caso di saldature a completa penetrazione.

Nel caso di collegamenti con saldature a cordoni d'angolo e nel caso di collegamenti bullonati il seguente requisito deve essere soddisfatto:

$$R_{j,d} \geq \gamma_{Rd} \cdot 1,1 \cdot R_{pl,Rd} = R_{U,Rd} \quad (7.5.2)$$

dove:

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

$R_{pl,Rd}$ è la resistenza plastica di progetto della membratura collegata (da valutarsi secondo le indicazioni del § 4.2;

$R_{U,Rd}$ è il limite superiore della resistenza plastica della membratura collegata.

7.5.4 REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE INTELAIATE

Al fine di conseguire un comportamento duttile, i telai devono essere progettati in modo che le cerniere plastiche si formino nelle travi piuttosto che nelle colonne.

Questo requisito non è richiesto per le sezioni delle colonne alla base ed alla sommità dei telai multipiano e per tutte le sezioni degli edifici monopiano.

7.5.4.1 Travi

Nelle sezioni in cui è attesa la formazione delle cerniere plastiche devono essere verificate le seguenti relazioni:

$$M_{Ed}/M_{pl,Rd} \leq 1 \quad (7.5.3)$$

$$N_{Ed}/N_{pl,Rd} \leq 0,15 \quad (7.5.4)$$

$$(V_{Ed,G} + V_{Ed,M})/V_{pl,Rd} \leq 0,50 \quad (7.5.5)$$

dove:

M_{Ed} , N_{Ed} e V_{Ed} sono i valori di progetto del momento flettente, della sollecitazione assiale e del taglio;

$M_{pl,Rd}$, $N_{pl,Rd}$ e $V_{pl,Rd}$ sono i valori delle resistenze plastiche di progetto, flessionale, assiale e tagliante determinate secondo criteri di cui al § 4.2.4.1.2;

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

$V_{Ed,M}$ è la forza di taglio dovuta all'applicazione di momenti plastici equiversi $M_{pl,Rd}$ nelle sezioni in cui è attesa la formazione delle cerniere plastiche.

In assenza di ritegni trasversali, le travi devono avere resistenza sufficiente nei confronti dell'instabilità flessionale e flesso-torsionale, determinata come in § 4.2.4.1.3. ed assumendo la formazione della cerniera plastica nella sezione più sollecitata in condizioni sismiche.

7.5.4.2 Colonne

Le colonne devono essere verificate in compressione considerando la più sfavorevole combinazione di sollecitazioni assiali e flessionali.

Le sollecitazioni di progetto sono determinate come:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{Rd} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \quad (7.5.6)$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1\gamma_{Rd} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E} \quad (7.5.7)$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1\gamma_{Rd} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E} \quad (7.5.8)$$

in cui

$N_{Ed,G}, M_{Ed,G}, V_{Ed,G}$ sono le sollecitazioni di compressione, flessione e taglio dovute alle azioni non sismiche;

$N_{Ed,E}, M_{Ed,E}, V_{Ed,E}$ sono le sollecitazioni dovute alle azioni non sismiche;

γ_{Rd} è il fattore di sovraresistenza;

Ω è il minimo valore tra gli $\Omega_i = M_{pl,Rd,i} / M_{Ed,i}$ di tutte le travi in cui si attende la formazione di cerniere plastiche, essendo $M_{Ed,i}$ il momento flettente di progetto della i -esima trave in condizioni sismiche e $M_{pl,Rd,i}$ il corrispondente momento plastico.

Nelle colonne in cui si attende la formazione di cerniere plastiche, le sollecitazioni devono essere calcolate nell'ipotesi che nelle cerniere plastiche il momento flettente sia pari a $M_{pl,Rd}$.

Il taglio di progetto deve rispettare la seguente limitazione:

$$V_{Ed} / V_{pl,Rd} \leq 0,50 \quad (7.5.9)$$

I pannelli nodali dei collegamenti trave-colonna devono essere progettati in modo tale da escludere la loro plasticizzazione e instabilizzazione a taglio. Tale requisito si può ritenere soddisfatto quando:

$$V_{vp,Ed} / \min(V_{vp,Rd}, V_{vb,Rd}) < 1 \quad (7.5.10)$$

essendo $V_{vp,Ed}$, $V_{vp,Rd}$ e $V_{vb,Rd}$ rispettivamente la forza di progetto e la resistenza a taglio per plasticizzazione e la resistenza a taglio per instabilità del pannello, queste ultime valutate come in § 4.2.4.1.2 e 4.2.4.1.3.

7.5.4.3 Gerarchia delle resistenze trave-colonna

Per assicurare lo sviluppo del meccanismo globale dissipativo è necessario rispettare la seguente gerarchia delle resistenze tra la trave e la colonna dove, oltre ad aver rispettato tutte le regole di dettaglio previste nella presente norma, si assicuri per ogni nodo trave-colonna del telaio che

$$\sum M_{C,pl,Rd} \geq \gamma_{RD} \cdot \sum M_{b,pl,Rd} \quad (7.5.11)$$

dove $\gamma_{RD}=1,3$ per strutture in classe CD"A" e 1,1 per CD"B", $M_{C,pl,Rd}$ è il momento resistente della colonna calcolato per i livelli di sollecitazione assiale presenti nella colonna nelle combinazioni sismiche delle azioni ed $M_{b,pl,Rd}$ è il momento resistente delle travi che convergono nel nodo trave-colonna.

7.5.4.4 Collegamenti trave-colonna

I collegamenti trave-colonna devono essere progettati in modo da possedere una adeguata sovraresistenza per consentire la formazione delle cerniere plastiche alle estremità delle travi secondo le indicazioni di cui al § 7.5.3.3. In particolare, il momento flettente resistente del collegamento, $M_{j,Rd}$, trave-colonna deve soddisfare la seguente relazione

$$M_{j,Rd} \geq 1,1 \cdot \gamma_{Rd} \cdot M_{b,pl,Rd} \quad (7.5.12)$$

dove $M_{b,pl,Rd}$ è il momento resistente della trave collegata e γ_{Rd} è il coefficiente di sovra-resistenza indicato nella tabella 7.5.I.

7.5.4.5 Pannelli nodali

Nei nodi trave-colonna, i pannelli d'anima delle colonne devono possedere una resistenza sufficiente e consentire lo sviluppo del meccanismo dissipativo della struttura a telaio, e cioè la plasticizzazione delle sezioni delle travi convergenti nel nodo trave-colonna.

La forza di taglio agente sul pannello d'anima del nodo trave-colonna deve essere determinata assumendo la completa plasticizzazione delle travi in esso convergenti secondo lo schema e le modalità previste in fase di progetto.

7.5.4.6 Collegamenti colonna-fondazione

Il collegamento colonna-fondazione deve essere progettato in modo tale da risultare sovra-resistente rispetto alla colonna ad esso collegata.

In particolare, il momento resistente plastico del collegamento deve rispettare la seguente disuguaglianza

$$M_{C,Rd} \geq 1,1 \cdot \gamma_{Rd} \cdot M_{c,pl,Rd}(N_{Ed}) \quad (7.5.13)$$

dove $M_{c,pl,Rd}$ è il momento resistente plastico di progetto della colonna, calcolato per lo sforzo normale di progetto N_{Ed} che fornisce la condizione più gravosa per il collegamento di base. Il coefficiente γ_{Rd} è fornito nel §7.5.1.

7.5.5 REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE CON CONTROVENTI CONCENTRICI

Le strutture con controventi concentrici devono essere progettate in modo che la plasticizzazione delle diagonali tese preceda la rottura delle connessioni e l'instabilizzazione di travi e colonne.

Le diagonali hanno essenzialmente funzione portante nei confronti delle azioni sismiche e, a tal fine, tranne che per i controventi a V, devono essere considerate le sole diagonali tese.

Le membrature di controvento devono appartenere alla prima o alla seconda classe di cui al § 4.2.2.1. Qualora esse siano costituite da sezioni circolari cave, il rapporto tra il diametro esterno d e lo spessore t deve soddisfare la limitazione $d/t \leq 36$. Nel caso in cui le aste di controvento siano costituite da profili tubolari a sezione rettangolare, i rapporti larghezza-spessore delle parti che costituiscono la sezione non devono eccedere 18, a meno che le pareti del tubo non siano irrigidite.

La risposta carico-spostamento laterale deve risultare sostanzialmente indipendente dal verso dell'azione sismica.

Per edifici con più di due piani, la snellezza adimensionale delle diagonali deve rispettare le seguenti condizioni

$1,3 \leq \bar{\lambda} \leq 2$ in telai con controventi ad X;

$\bar{\lambda} \leq 2$ in telai con controventi a V.

Per garantire un comportamento dissipativo omogeneo delle diagonali all'interno della struttura, i coefficiente di sovra-resistenza $\Omega_i = N_{pl,Rd,i}/N_{Ed,i}$ calcolati per tutti gli elementi di controvento, devono differire tra il massimo ed il minimo di non più del 25%.

Travi e colonne considerate soggette prevalentemente a sforzi assiali in condizioni di sviluppo del meccanismo dissipativo previsto per tale tipo di struttura devono rispettare la condizione

$$N_{Ed}/N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \leq 1 \quad (7.5.14)$$

in cui N_{Ed} è valutata con l'espressione 7.5.6 e $N_{pl,Rd}$ è la resistenza nei confronti dell'instabilità, calcolata come in § 4.2.3.1.6 § 4.3.3.1.3 tenendo conto dell'interazione con il momento flettente M_{Ed} valutato con l'espressione 7.5.7. Nei telai con controventi a V le travi devono resistere agli

effetti delle azioni di natura non sismica senza considerare il supporto dato dalle diagonali e alle forze verticali squilibrate che si sviluppano per effetto delle azioni sismiche a seguito della plasticizzazione delle diagonali tese e dell'instabilizzazione delle diagonali compresse. Per determinare questo effetto si può considerare una forza pari a $N_{pl,Rd}$ nelle diagonali tese e a $\gamma_{pb} \cdot N_{pl,Rd}$ nelle diagonali compresse, essendo $\gamma_{pb} = 0,30$ il fattore che permette di stimare la resistenza residua dopo l'instabilizzazione. I collegamenti delle diagonali alle altre parti strutturali devono garantire il rispetto del requisito di sovra-resistenza di cui al § 7.5.3.3.

7.5.5.1 Resistenza dei collegamenti

I collegamenti delle diagonali di controvento alle altre parti strutturali devono essere progettati secondo quanto esposto in § 7.5.3.3.

7.5.6 REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE CON CONTROVENTI ECCENTRICI

I controventi eccentrici dividono le travi dei telai in due o più parti. Ad una di queste parti, chiamata «elemento di connessione» o «link», è affidato il compito di dissipare l'energia sismica attraverso deformazioni plastiche cicliche taglianti e/o flessionali.

Gli elementi di connessione vengono denominati «corti» quando la plasticizzazione avviene per taglio, «lunghi» quando la plasticizzazione avviene per flessione e «intermedi» quando la plasticizzazione è un effetto combinato di taglio e flessione. In relazione alla lunghezza “e” del dell'elemento di connessione, si adotta la classificazione seguente:

$$\text{«corti»}: e \leq 0,8(1 + \alpha) \frac{M_{1,Rd}}{V_{1,Rd}} \quad (7.5.15a)$$

$$\text{«intermedi»}: 0,8(1 + \alpha) \frac{M_{1,Rd}}{V_{1,Rd}} < e < 1,5(1 + \alpha) \frac{M_{1,Rd}}{V_{1,Rd}} \quad (7.5.15b)$$

$$\text{«lunghi»}: e \geq 1,5(1 + \alpha) \frac{M_{1,Rd}}{V_{1,Rd}} \quad (7.5.15c)$$

dove $M_{1,Rd}$ e $V_{1,Rd}$ sono, rispettivamente, la resistenza flessionale e la resistenza a taglio di progetto dell'elemento di connessione, α è il rapporto tra il minore ed il maggiore dei momenti flettenti attesi alle due estremità dell'elemento di connessione⁶. Per le sezioni ad I il momento resistente, $M_{1,Rd}$, ed il taglio resistente, $V_{1,Rd}$, dell'elemento di connessione sono definiti in assenza di sollecitazione assiale, rispettivamente, dalle formule:

$$M_{1,Rd} = f_y \cdot b \cdot t_f \cdot (h - t_f) \quad (7.5.16)$$

$$V_{1,Rd} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot t_w \cdot (h - t_f) \quad (7.5.17)$$

Quando il valore della sollecitazione assiale di calcolo N_{Ed} presente nell'elemento di connessione supera il 15% della resistenza plastica a sollecitazione assiale della sezione dell'elemento, $N_{pl,Rd}$, va tenuta opportunamente in conto la riduzione della resistenza plastica a taglio, $V_{1,Rd}$, e flessione, $M_{1,Rd}$, dell'elemento di connessione.

L'angolo di rotazione rigida θ_p tra l'elemento di connessione e l'elemento contiguo non deve eccedere i seguenti valori:

⁶ Quando $\alpha=1$ i momenti flettenti alle due estremità sono uguali e nell'elemento di connessione si formano due cerniere plastiche.

$$\text{«corti»}: \theta_p \leq 0,08\text{rad} \quad (7.5.18a)$$

$$\text{«lunghi»}: \theta_p \leq 0,02\text{rad} \quad (7.5.18b)$$

Per gli elementi di connessione «intermedi» si interpola linearmente tra questi valori.

La resistenza ultima degli elementi di connessione (M_u, V_u), a causa di diversi effetti, quali l'incrudimento, la partecipazione della soletta dell'impalcato e l'aleatorietà della tensione di snervamento, è maggiore di M e V . Sulla base dei risultati sperimentali disponibili, la sovrarresistenza può essere calcolata mediante le seguenti relazioni:

$$\begin{aligned} \text{«corti»}: \quad M_u &= 0,75 \cdot e \cdot V_{l,Rd} \\ V_u &= 1,5 \cdot V_{l,Rd} \end{aligned} \quad (7.5.19a)$$

$$\begin{aligned} \text{«lunghi»}: \quad M_u &= 1,5 \cdot M_{l,Rd} \\ V_u &= 2 \cdot \frac{M_{l,Rd}}{e} \end{aligned} \quad (7.5.19b)$$

Tali relazioni riguardano gli elementi di connessione «corti» e «lunghi», rispettivamente; nel caso degli elementi di connessione «intermedi» la resistenza ultima può essere determinata per interpolazione.

Per garantire un comportamento dissipativo omogeneo degli elementi di collegamento all'interno della struttura, i coefficienti di sovra-resistenza Ω_i calcolati per tutti gli elementi di collegamento, devono differire tra il massimo ed il minimo di non più del 25%. I coefficienti Ω_i degli elementi «link» sono definiti secondo le formule seguenti

$$\text{«lunghi» ed «intermedi»}: \Omega_i = 1,5 \cdot M_{l,Rd,i} / M_{Ed,i} \quad (7.5.20a)$$

$$\text{«corti»}: \Omega_i = 1,5 \cdot V_{l,Rd,i} / V_{Ed,i} \quad (7.5.20a)$$

dove $M_{l,Rd}$ e $V_{l,Rd}$ sono momento e taglio resistenti dell'elemento di collegamento, $M_{Ed,i}$ e $V_{Ed,i}$ sono le sollecitazioni di calcolo ottenute dalla combinazione sismica. Le membrature che non contengono gli elementi di connessione devono essere verificate come indicato in §7.5.5, in cui Ω_i è il minimo tra tutti gli $\Omega_i = 1,5 \cdot M_{l,Rd,i} / M_{Ed,i}$ relativi agli elementi di connessione «lunghi» ed il minimo fra tutti gli $\Omega_i = 1,5 \cdot V_{l,Rd,i} / V_{Ed,i}$ relativi agli elementi di connessione «corti».

Il comportamento degli elementi di connessione lunghi è dominato dalla plasticizzazione per flessione. Le modalità di collasso tipiche di tali elementi di connessione sono rappresentate dalla instabilità locale della piattabanda compressa e dalla instabilità flessio-torsionale. In tal caso gli irrigidimenti devono distare $1.5 b_f$ dalla estremità degli elementi di connessione.

In tutti i casi, gli irrigidimenti d'anima devono essere disposti da ambo i lati in corrispondenza delle estremità delle diagonali. Con riferimento al dettaglio costruttivo degli irrigidimenti, nel caso di «elementi di connessione corti» e travi di modesta altezza (600 mm) è sufficiente che gli irrigidimenti siano disposti da un solo lato dell'anima, impegnando almeno i 3/4 della altezza dell'anima. Tali irrigidimenti devono avere spessore non inferiore a t_w , e comunque non inferiore a 10 mm, e larghezza pari a $(b_f/2) - t_w$.

Nel caso degli elementi di connessione lunghi e degli elementi di connessione intermedi, gli irrigidimenti hanno lo scopo di ritardare l'instabilità locale e, pertanto, devono impegnare l'intera altezza dell'anima.

Le saldature che collegano il generico elemento di irrigidimento all'anima devono essere progettate per sopportare una sollecitazione pari a $A_{st} f_y$, essendo A_{st} l'area dell'elemento di irrigidimento; le saldature che lo collegano alle piattabande devono essere progettate per sopportare una sollecitazione pari a $A_{st} f_y / 4$.

7.5.6.1 Resistenza dei collegamenti

Si applica quanto esposto in § 7.5.3.3, intendendo con il termine $R_{pl,Rd}$ la resistenza plastica sviluppata dall'elemento di connessione.

7.6 COSTRUZIONI COMPOSTE DI ACCIAIO-CALCESTRUZZO

Gli edifici con struttura sismo-resistente composta acciaio-calcestruzzo devono essere progettati assumendo uno dei seguenti comportamenti strutturali:

- a) comportamento strutturale dissipativo con meccanismi di dissipazione in componenti e membrature composte acciaio-calcestruzzo;
- b) comportamento strutturale dissipativo con meccanismi di dissipazione in componenti e membrature in solo acciaio strutturale;
- c) comportamento strutturale non-dissipativo.

L'assunzione del comportamento strutturale tipo b) è subordinata all'adozione di misure specifiche atte a prevenire l'attivazione dei componenti in calcestruzzo sulla resistenza delle zone dissipative. In questi casi, il progetto della struttura va condotto con riferimento ai metodi di cui al § 4.3 delle presenti norme, per le combinazioni di carico non sismiche, e con riferimento ai paragrafi successivi del presente capitolo per le combinazioni di carico comprendenti gli effetti sismici.

Ai fini dei criteri di dimensionamento si applicano le indicazioni del § 7.2.1.

7.6.1 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

7.6.1.1 Calcestruzzo

Non è ammesso l'impiego di calcestruzzo di classe inferiore a C20/25.

Nella progettazione, nel campo di applicazione delle presenti norme, non è consentito l'impiego di calcestruzzi di classe superiore alla C40/50.

7.6.1.2 Acciaio per c.a.

L'acciaio per c.a. deve essere del tipo B450C, di cui al § 11.3.2.1 delle presenti norme; l'uso dell'acciaio B450A è consentito nei soli casi previsti nel § 7.4.2.2.

7.6.1.3 Acciaio strutturale

L'acciaio strutturale deve corrispondere alle qualità di cui al § 7.5 e al § 11.3.4. delle presenti norme.

7.6.2 TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI STRUTTURA

7.6.2.1 Tipologie strutturali

Le costruzioni composte acciaio-calcestruzzo possono essere realizzate con riferimento alle tipologie strutturali seguenti, il cui funzionamento è descritto nel § 7.5.2:

- a) strutture intelaiate;
- b) strutture con controventi concentrici realizzati in acciaio strutturale;
- c) strutture con controventi eccentrici nelle quali gli elementi di connessione, attraverso la plasticizzazione dei quali avviene la dissipazione, devono essere realizzati in solo acciaio strutturale;
- d) strutture a mensola o a pendolo inverso;

e) strutture intelaiate controventate

Per strutture con pareti o nuclei in c.a., nelle quali la resistenza all'azione sismica è affidata alle parti in cemento armato, si rimanda al § 7.4. Le pareti possono essere accoppiate mediante travi in acciaio o composte.

7.6.2.2 Fattori di struttura

Si applicano le prescrizioni di cui al § 7.5.6 per quanto riguarda il valore di riferimento q_0 del fattore di struttura, a condizione che siano rispettate le prescrizioni e le regole esposte nel presente capitolo.

7.6.3 RIGIDEZZA DELLA SEZIONE TRASVERSALE COMPOSTA

La rigidezza elastica della sezione nella quale il calcestruzzo è sollecitato da sforzi di compressione va valutata utilizzando un coefficiente di omogeneizzazione $n = E_a/E_{cm} = 7$, essendo E_{cm} il modulo di elasticità secante del calcestruzzo.

Il calcolo del momento di inerzia non fessurato, I_1 , delle sezioni composte in cui il calcestruzzo è soggetto a compressione, va valutato omogeneizzando il calcestruzzo della soletta compreso nella larghezza efficace, determinata come al § 7.6.5.1.1.

Nei casi in cui il calcestruzzo è soggetto a sforzi di trazione, la rigidezza della sezione composta dipende dal momento di inerzia della sezione fessurata I_2 , calcolato assumendo fessurato il calcestruzzo ed attive le sole componenti metalliche della sezione, profilo strutturale ed armatura collocata nella larghezza efficace.

7.6.4 CRITERI DI PROGETTO E DETTAGLI PER STRUTTURE DISSIPATIVE

7.6.4.1 Criteri di progetto per strutture dissipative

Il progetto delle strutture composte acciaio-calcestruzzo di tipo dissipativo deve garantire una risposta globale stabile anche in presenza di fenomeni locali di plasticizzazione, instabilità o altri connessi al comportamento isteretico della struttura. A tale scopo occorre dotare le zone dissipative di adeguata resistenza e duttilità.

Nel caso di comportamento tipo b) di cui al § 7.6, la resistenza va valutata per le parti in carpenteria metallica secondo quanto indicato nel § 7.5. In tutti i casi in cui la zona dissipativa è di tipo composto, la resistenza va calcolata facendo riferimento alle regole specifiche riportate nel presente documento ed a metodologie di comprovata affidabilità.

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

La capacità di dissipazione può essere attribuita solamente alle membrature; pertanto i collegamenti e tutte le componenti non dissipative della struttura devono essere dotati di adeguata sovraresistenza.

7.6.4.2 Resistenza plastica delle zone dissipative

La progettazione sismica delle strutture composte acciaio-calcestruzzo è basata sulla valutazione del limite inferiore ($E_{pl,Rd}$) e del limite superiore ($E_{U,Rd}$) della resistenza plastica.

Il limite inferiore della resistenza delle zone dissipative ($E_{pl,Rd}$) va impiegato nell'ambito delle verifiche di progetto degli elementi dissipativi, per cui deve risultare $E_{Sd} < E_{pl,Rd}$, essendo E_{Sd} il valore della caratteristica della sollecitazione relativa alla combinazione di carico sismica.

Il limite superiore della resistenza delle zone dissipative ($E_{U,Rd}$) va impiegato per le verifiche di gerarchia delle resistenze necessarie per lo sviluppo dei meccanismi di collasso prescelti. Tale

valore tiene conto degli effetti della sovraresistenza analogamente a quanto previsto nelle strutture in acciaio: $E_{U,Rd} = 1,1 \gamma_{Rd} E_{pl,Rd}$, con γ_{Rd} definito nel § 7.5.1.

7.6.4.3 Collegamenti composti nelle zone dissipative

I fenomeni di plasticizzazione durante l'evento sismico devono aver luogo esclusivamente nei componenti in acciaio strutturale per cui si deve garantire l'integrità dei componenti in calcestruzzo soggetto a compressione.

Lo snervamento delle barre di armatura della soletta può essere ammesso solamente quando le travi composte soddisfano le prescrizioni di cui al § 7.6.5.2 circa la profondità dell'asse neutro adimensionalizzato a rottura (Tab. 7.6.IV).

Per il progetto dei collegamenti deve risultare:

$$R_{j,d} \geq R_{U,Rd} \quad (7.6.1)$$

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

$R_{U,Rd}$ è il limite superiore della resistenza plastica della membratura collegata, valutato come indicato al precedente § 7.6.4.2.

Nelle zone di intersezione tra trave e colonna vanno disposte apposite armature metalliche nella soletta in calcestruzzo per governare effetti locali di diffusione delle tensioni. La progettazione delle armature longitudinali nel calcestruzzo delle zone nodali deve essere effettuata con modelli che soddisfino l'equilibrio.

Nei nodi trave-colonna caratterizzati da profili rivestiti completamente o parzialmente di calcestruzzo, la resistenza a taglio del pannello può essere calcolata come la somma dei contributi del calcestruzzo e del pannello in acciaio. In particolare, se l'altezza della sezione della trave non differisce da quella del pilastro di più del 40% la resistenza a taglio si ottiene sommando i due contributi resistenti forniti, rispettivamente, dall'acciaio e dal calcestruzzo

$$V_{wp,Rd} = 0,8 \cdot (V_{wp,s,Rd} + V_{wp,c,Rd}) \quad (7.6.2)$$

dove $V_{wp,s,Rd}$ è il contributo resistente del pannello d'anima in acciaio calcolato secondo i metodi indicati nel § 4.2, $V_{wp,c,Rd}$ è il contributo resistente a taglio fornito dal calcestruzzo che deve essere determinato utilizzando appropriati modelli resistenti a puntone tipici delle strutture in calcestruzzo. Lo sforzo di taglio di progetto $V_{wp,Sd}$, con cui confrontare la resistenza di progetto $V_{wp,Rd}$, è calcolato considerando le forze su di esso applicate e tenendo in conto lo sviluppo delle resistenze plastiche degli elementi "dissipativi" in esso convergenti, quali le travi composte.

7.6.5 REGOLE SPECIFICHE PER LE MEMBRATURE

Nelle zone dissipative il rapporto tra la larghezza e lo spessore dei pannelli d'anima e delle ali deve rispettare i seguenti limiti:

- per le zone dissipative in solo acciaio (non rivestite in calcestruzzo) valgono le indicazioni di cui al precedente § 7.5.6.
- per le zone dissipative rivestite in calcestruzzo i valori dei rapporti larghezza-spessore per le facce dei profilati metallici impiegati devono rispettare le limitazioni di cui alla Tab. 7.6.I

Tabella 7.6.I - Valori limite della snellezza per i profilati metallici.

Valore di riferimento del fattore di struttura q_0	$1,5 \div 2 \leq q_0 \leq 4$	$q_0 > 4$
Sezione ad H o I parzialmente o totalmente rivestita di calcestruzzo: limiti per le sporgenze delle ali c/t_f :	14 ϵ	9 ϵ
Sezione rettangolare cava riempita di calcestruzzo: h/t limite	38 ϵ	24 ϵ
Sezione circolare cava riempita di calcestruzzo: d/t limite	85 ϵ^2	80 ϵ^2

Nella Tab. 7.6.1 è

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

c/t_f è il rapporto tra la larghezza e lo spessore della parte in aggetto dell'ala definita nella Fig. 7.6.1

d/t ed h/t sono i rapporti tra massima dimensione esterna e spessore.

Nel progetto di tutti i tipi di colonne composte si può tener conto della resistenza della sola sezione in acciaio o della combinazione di quella dell'acciaio e del calcestruzzo. La dimensione minima, base o altezza per le sezioni rettangolari o diametro per le sezioni circolari, delle colonne completamente rivestite di calcestruzzo deve essere non inferiore a 250 mm.

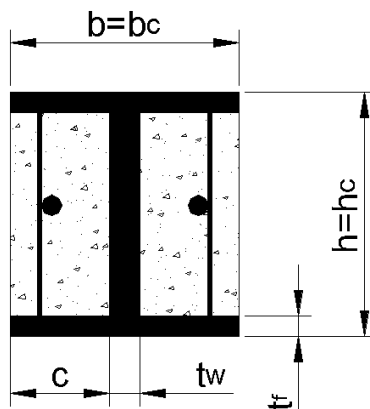


Figura 7.6.1 - Rapporti dimensionali

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

Quando è necessario sfruttare interamente la resistenza plastica di una colonna composta per soddisfare la gerarchia delle resistenze o le verifiche di resistenza, si deve garantire la completa interazione tra la componente in acciaio e quella in calcestruzzo.

In tutti i casi in cui è insufficiente il trasferimento degli sforzi tangenziali per aderenza ed attrito, è richiesto l'uso di connettori a taglio per il trasferimento mediante interazione meccanica e il ripristino dell'azione composta, calcolati secondo quanto indicato in §4.3.

7.6.5.1 Travi con soletta collaborante

Nelle travi con soletta collaborante il grado di connessione N/N_f , definito al § 4.6.5.2.1., deve risultare non inferiore a 0,8 e la resistenza complessiva dei connettori a taglio nella zona in cui il calcestruzzo della soletta è teso non deve essere inferiore alla resistenza plastica delle armature longitudinali.

La resistenza di calcolo dei connettori a piolo si ottiene, a partire da quella indicata al § 4.6.5.4, applicando un fattore di riduzione 0,75.

Nelle zone dissipative soggette a momento positivo va controllato il rapporto x/d dato da:

$$x/d < \varepsilon_{cu}(\varepsilon_{cu} + \varepsilon_a) \quad (7.6.3)$$

nella quale :

- x è la profondità dell'asse neutro a rottura,
- d è l'altezza totale della sezione composta;
- ε_{cu} è la deformazione a rottura del calcestruzzo valutata tenendo conto degli effetti di degrado ciclico del materiale;

- ϵ_a è la deformazione totale al lembo teso del profilo metallico.

Il suddetto requisito di duttilità può ritenersi soddisfatto quando il rapporto x/d soddisfa i limiti riportati in Tab. 7.6.II.

Tabella 7.6.II - Valori limite del rapporto x/d per le travi composte, al variare del fattore q_0 .

f_y (N/mm ²)	$1,5 < q_0 \leq 4$	$q_0 > 4$
	$(x/d)_{\text{limite}}$	$(x/d)_{\text{limite}}$
235	0,36	0,27
275	0,32	0,24
355	0,27	0,20

7.6.5.1.1 Definizione della larghezza efficace delle travi composte

La determinazione delle caratteristiche geometriche della sezione composta va effettuata considerando un'opportuna larghezza collaborante della soletta e delle relative armature longitudinali.

La larghezza collaborante b_{eff} si determina con le modalità indicate nel § 4.3.2.3 e si ottiene come somma delle due aliquote b_{e1} e b_{e2} ai due lati dell'asse della trave e della larghezza b_c impegnata direttamente dai connettori.

$$b_{\text{eff}} = b_{e1} + b_{e2} + b_c \quad (7.6.4)$$

Ciascuna aliquota b_{e1} , b_{e2} va calcolata sulla base delle indicazioni contenute nelle Tab. 7.6.III e 7.6.IV e non deve superare, rispettivamente, la metà dell'interasse tra le travi o l'intera distanza del bordo libero della soletta dall'asse della trave adiacente.

Nelle tabelle che seguono, con riferimento alla diversa collocazione delle membrature nell'ambito del telaio, sono riportati i valori della larghezza efficace parziale b_{ei} da utilizzare nella analisi elastica della struttura (momento d'inerzia/rigidezza flessionale) – Tab. 7.6.III – e per il calcolo dei momenti plastici – Tab. 7.6.IV.

I termini utilizzati sono definiti nella Fig. 7.6.2. Nella Tab. 7.6.IV con b_{magg} viene individuata la larghezza di eventuali piastre addizionali saldate alle piattabande delle colonne con lo scopo di aumentare la capacità portante del calcestruzzo in prossimità dell'area nodale; qualora queste non siano installate, tale parametro coincide con la larghezza b_c della colonna.

7.6.5.2 Membrature composte parzialmente rivestite di calcestruzzo

L'adozione di specifici dettagli d'armatura trasversale, come quelli riportati in Fig. 7.6.1, può ritardare l'innescio dei fenomeni di instabilità locale nelle zone dissipative. I limiti riportati in Tab. 7.6.I per le piattabande possono essere incrementati se tali barre sono caratterizzate da un interasse longitudinale, s_l , minore della lunghezza netta, c , della piattabanda, $s_l/c < 1,0$. In particolare:

- per $s_l/c \leq 0,5$, i limiti di Tab. 7.6.I possono essere moltiplicati per un coefficiente 1,50;
- per $0,5 < s_l/c < 1,0$ si può interpolare linearmente tra i coefficienti 1,50 e 1,00.

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

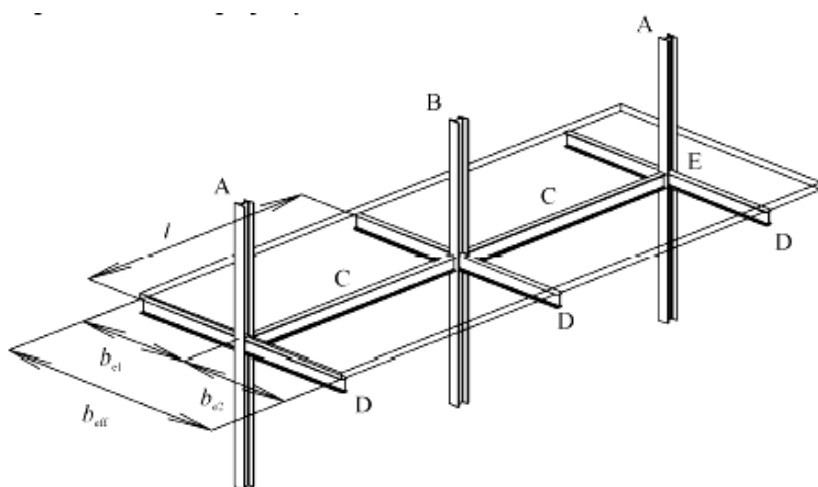
I valori minimi dell'interasse delle staffe necessario per poter assicurare all'elemento composta una buon comportamento sotto azioni sismiche sono ricavati dalle limitazioni presentate in § 7.6.5.3

Tabella 7.6.III - Definizione della larghezza efficace parziale per il calcolo della rigidezza flessionale..

	Membratura trasversale	Larghezza efficace parziale b_{ei}
Nodo/Colonna interni	Presente o non presente	Per M^- : 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

Tabella 7.6.IV - Definizione della larghezza efficace parziale per il calcolo del momento plastico.

Segno del momento flettente	Posizione	Membratura trasversale	Larghezza efficace parziale b_{ei}
Negativo, M^-	Colonna interna	Armatura sismica incrociata	0,10 L
Negativo, M^-	Colonna esterna	Armature ancorate alle travi di facciata o al cordolo di estremità	0,10 L
Negativo, M^-	Colonna esterna	Armature non ancorate alle travi di facciata o al cordolo di estremità	0
Positivo, M^+	Colonna interna	Armatura sismica incrociata	0,075 L
Positivo, M^+	Colonna esterna	Trave in acciaio trasversale dotata di connettori; Soletta disposta in modo da raggiungere o superare il filo esterno della colonna disposta in asse forte	0,075 L
Positivo, M^+	Colonna esterna	Trave trasversale assente o priva di connettori; Soletta disposta in modo da raggiungere o superare il filo esterno della colonna disposta in asse forte	$b_{magg}/2 + 0,7 h_c/2$
Positivo, M^+	Colonna esterna	Disposizioni differenti	$b_{magg}/2 \leq 0,05 L$



- A = colonna esterna
- B = colonna interna
- C = trave longitudinale
- D = trave trasversale
- E = sbalzo in calcestruzzo

Figura 7.6.2 - Definizione degli elementi in una struttura intelaiata

7.6.5.3 Colonne composte completamente rivestite di calcestruzzo

Nelle strutture intelaiate le zone critiche delle colonne sono entrambe le estremità dei tratti di lunghezza libera delle colonne, e nei sistemi di controventi eccentrici le porzioni di colonna adiacenti agli elementi di connessione. Per la loro lunghezza si rimanda al § 7.4.6.1.2.

La dimensione minima, base o altezza per le sezioni rettangolari o diametro per le sezioni circolari, delle colonne completamente rivestite di calcestruzzo deve essere non inferiore a 250 mm.

La presenza di armatura trasversale nelle zone dissipative interviene sui fenomeni di instabilità locale del profilo metallico quando disposta secondo un interasse s minore della larghezza c della piattabanda del profilo. In particolare, possono essere seguite le indicazioni fornite in § 7.6.5.2 che permettono di modificare i valori limite della snellezza delle piattabande dei profilati metallici.

Nelle zone prossime agli elementi dissipativi, in genere in sommità ed alla base dei pilastri, deve essere disposta un'armatura trasversale, in grado di produrre un efficace effetto di confinamento sul calcestruzzo, con un interasse che non deve eccedere il minimo dei seguenti valori: metà della dimensione minima del nucleo di calcestruzzo contenuto nelle staffe, 175 mm oppure 8 volte il diametro minimo dell'armatura longitudinale disposta lungo la colonna. Tale interasse nei pilastri del livello più basso è da assumere pari al minimo dei seguenti valori: metà della dimensione minima del nucleo di calcestruzzo contenuto nelle staffe, 150mm oppure 6 volte il diametro minimo dell'armatura longitudinale disposta lungo la colonna.

Il diametro minimo delle armature trasversali non deve essere inferiore a 6 mm e comunque pari al massimo dei seguenti valori: 6mm e a 0,35 volte il diametro massimo minimo delle armature longitudinali moltiplicato per $(f_{ydf}/f_{ydw})^{0,5}$ essendo f_{ydf} e f_{ydw} le tensioni di progetto della piattabanda e dell'armatura.

7.6.5.4 Colonne composte riempite di calcestruzzo.

I profilati metallici devono rispettare i rapporti dimensionali riportati in Tabella 7.6.I. La resistenza a taglio nelle zone dissipative può essere valutata facendo riferimento alla sola sezione di acciaio o sulla base di quella in cemento armato. In quest'ultimo caso il rivestimento in acciaio può essere utilizzato come armatura a taglio.

7.6.6 REGOLE SPECIFICHE PER STRUTTURE INTELAIATE

7.6.6.1 Analisi strutturale

L'analisi strutturale è basata sul principio dell'omogeneizzazione che per le sezioni composte è riassunto al punto 7.6.3. 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:

$$I_{eq} = 0.6 I_1 + 0.4 I_2. \quad (7.6.5)$$

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

$$(EI)_C = 0.9(EI_a + r E_{cm} I_c + E I_s) \quad (7.6.6)$$

nella quale E e E_{cm} sono i moduli di elasticità dell'acciaio e del calcestruzzo; I_a , I_c e I_s sono i momenti di inerzia della sezione in acciaio, del calcestruzzo e delle armature, rispettivamente. Il coefficiente di riduzione r dipende dal tipo di sezione trasversale, ma può essere generalmente assunto pari a 0.5.

7.6.6.2 Regole di dettaglio per travi e colonne

Le travi devono essere verificate per instabilità flessionale e flesso-torsionale in accordo con il § 4.6.4.5 assumendo la formazione di un momento plastico negativo ad una estremità dell'elemento.

I tralicci composti non possono essere usati come elementi dissipativi.

Per le travi si applicano le formule di verifica di cui al paragrafo § 7.5.4.1 della presente norma.

Ai fini della verifica delle colonne si applicano le regole di cui al paragrafo § 7.5.4.2 della presente norma.

7.6.6.3 Collegamenti trave-colonna

I collegamenti trave-colonna devono essere progettati secondo le indicazioni contenute al punto 7.5.4.3.

7.6.6.4 Gerarchia trave-colonna

Per assicurare lo sviluppo delle cerniere plastiche secondo la configurazione prevista occorre definire un meccanismo dissipativo che assicuri una richiesta locale di duttilità compatibile con gli elementi strutturali coinvolti, eliminando perciò meccanismi di piano soffice. Tale requisito si considera soddisfatto se, dopo aver rispettato tutte le regole di dettaglio previste nella presente norma, si assicuri per ogni nodo trave-colonna del telaio che

$$\sum M_{C,pl,Rd} \geq \gamma_{Rd} \cdot \sum M_{b,pl,Rd} \quad (7.6.7)$$

dove $\gamma_{Rd} = 1,30$ per le strutture in CD "A" e $1,10$ per le strutture in CD "B", con le regole applicative e il significato dei simboli dati in § 7.5.4.3, $M_{C,pl,Rd}$ è il momento resistente della colonna calcolato per i livelli di sollecitazione assiale presenti nella colonna nelle combinazioni sismiche delle azioni ed $M_{b,pl,Rd}$ è il momento resistente delle travi che convergono nel nodo trave-colonna.

7.6.6.5 Collegamenti colonna-fondazione

I collegamenti colonna-fondazione devono essere progettati secondo le indicazioni contenute al punto § 7.5.4.6.

7.6.7 REGOLE SPECIFICHE PER STRUTTURE CON CONTROVENTI CONCENTRICI

I telai composti con controventi concentrici devono essere progettati in modo da innescare la plasticizzazione nei soli controventi tesi, prima della rottura delle connessioni e prima della plasticizzazione o instabilità delle colonne e delle travi.

A tal fine occorre rispettare le regole di progetto e di dettaglio di cui al § 7.5.5.

7.6.8 REGOLE SPECIFICHE PER STRUTTURE CON CONTROVENTI ECCENTRICI

I telai composti con controventi eccentrici devono essere progettati in modo tale che la dissipazione di energia sia localizzata nei link e abbia luogo per plasticizzazione a taglio e/o a flessione dello stesso.

Le colonne, le travi e i controventi possono essere sia in acciaio che composti acciaio-calcestruzzo. I collegamenti e tutte le parti delle membrature e dei controventi esterni ai link a taglio devono

essere mantenuti in campo elastico sotto la massima azione che può essere generata dalla plasticizzazione e dall'incrudimento in campo ciclico del link.

Il controllo del meccanismo di collasso va eseguito con riferimento al punto § 7.5.6.

7.7 COSTRUZIONI DI LEGNO

Per le costruzioni in legno, si definiscono i seguenti termini:

- duttilità statica: si intende il rapporto tra lo spostamento ultimo e lo spostamento al limite del comportamento elastico, valutati con prove quasi-statiche in accordo alle pertinenti normative sui metodi di prova per le strutture di legno;
- nodi semi-rigidi: giunzioni con deformabilità significativa, tale da dovere essere presa in considerazione nelle analisi strutturali, e da valutarsi secondo le pertinenti normative di calcolo;
- nodi rigidi: giunzioni con deformabilità trascurabile, ai fini del comportamento strutturale, da valutarsi secondo le pertinenti normative di calcolo;
- unioni con mezzi di unione a gambo cilindrico: unioni con mezzi meccanici di unione a gambo cilindrico (chiodi, viti, spinotti, bulloni ecc.), sollecitati perpendicolarmente al loro asse;
- nodi di carpenteria: collegamenti nei quali le azioni sono trasferite per mezzo di zone di contatto, e senza l'utilizzo di mezzi di unione meccanici; esempio di giunzioni di questo tipo sono: l'incastro a dente semplice, il giunto tenone-mortasa, il giunto a mezzo legno, ed altri tipi frequentemente utilizzati nelle costruzioni tradizionali.

7.7.1 ASPETTI CONCETTUALI DELLA PROGETTAZIONE

Gli edifici sismoresistenti in legno devono essere progettati con una concezione strutturale in accordo ad uno dei seguenti comportamenti:

- a) comportamento strutturale dissipativo;
- b) comportamento strutturale scarsamente dissipativo.

Le strutture progettate secondo il comportamento a) devono appartenere alla CD "A" o "B", nel rispetto dei requisiti di cui al § 7.7.3 in relazione a: tipologia strutturale, tipologia di connessione e duttilità della connessione.

Le zone dissipative debbono essere localizzate nei collegamenti; le membrature lignee debbono essere considerate a comportamento elastico, a meno che non vengano adottati per gli elementi strutturali provvedimenti tali da soddisfare i requisiti di duttilità di cui al § 7.7.3.

Le proprietà dissipative devono essere valutate sulla base di comprovata documentazione tecnico - scientifica, basata su sperimentazione dei singoli collegamenti o dell'intera struttura o su parte di essa, in accordo con normative di comprovata validità.

Per le strutture progettate secondo il comportamento b), gli effetti devono essere calcolati mediante un'analisi elastica globale, assumendo un fattore di struttura q non superiore ad 1,5.

7.7.2 MATERIALI E PROPRIETÀ DELLE ZONE DISSIPATIVE

Si applica, per quanto riguarda il legno, quanto previsto al § 4.4; con riferimento alle altre parti strutturali, si applica quanto contenuto al Cap. 4 per gli altri materiali.

Qualora si faccia affidamento a comportamenti strutturali dissipativi (CD "A" o "B"), in mancanza di più precise valutazioni teoriche e sperimentali, si devono applicare le regole seguenti:

- a) nelle zone considerate dissipative possono essere utilizzati solamente materiali e mezzi di unione che garantiscono un adeguato comportamento di tipo oligociclico;
- b) le unioni incollate devono essere considerate in generale come non dissipative;
- c) i nodi di carpenteria possono essere utilizzati solamente quando questi possono garantire una sufficiente dissipazione energetica, senza presentare rischi di rottura fragile per taglio o per trazione ortogonale alla fibratura, e con la presenza di dispositivi atti ad evitarne la sconnessione.

Quanto richiesto nel precedente capoverso (a) può considerarsi soddisfatto se viene rispettato quanto riportato nel successivo § 7.7.3.

Per l'utilizzo nelle pareti di taglio e nei diaframmi orizzontali, i pannelli strutturali di rivestimento devono rispettare le seguenti condizioni:

- a) i pannelli di particelle hanno una massa volumica non inferiore a 650 kg/m^3 e spessore non inferiore a 13 mm;
- b) i pannelli di compensato presentano spessore non inferiore a 9 mm.

L'acciaio utilizzato per i mezzi di unione meccanici deve soddisfare i seguenti requisiti:

- a) l'acciaio utilizzato deve essere compatibile con le prescrizioni riportate nella normativa di riferimento (europea o nazionale) per le strutture in acciaio;
- b) le caratteristiche di duttilità delle connessioni tra gli elementi di rivestimento strutturale e gli elementi intelaiati di legno per le classi di duttilità A o B (si veda il successivo § 7.7.3) devono essere verificate mediante prove sperimentali per controllare il soddisfacimento di quanto richiesto nel successivo § 7.7.3.

7.7.3 TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI STRUTTURA

In funzione del loro comportamento duttile e della capacità di dissipazione di energia sotto carichi ciclici, gli edifici a struttura di legno devono essere assegnati alla CD "A" o "B". Tutte le strutture che non rispettano le condizioni richieste per le CD "A" o "B" si debbono considerare come strutture aventi una scarsa capacità di dissipazione energetica, alle quali si assegna un fattore di struttura $q \leq 1,5$.

Nella Tab. 7.7.I sono riportati, per ciascuna classe, alcuni esempi di strutture e i valori massimi q_0 del fattore di struttura da adottarsi in mancanza di altre specifiche valutazioni. Nel caso in cui il controventamento della struttura sia affidato a materiali diversi (calcestruzzo armato, acciaio), si deve fare riferimento ai pertinenti paragrafi del presente documento.

Tabella 7.7.I - Tipologie strutturali e fattori di struttura massimi q_0 per le classi di duttilità

Classe		q_0	Esempi di strutture
A	Strutture aventi una alta capacità di dissipazione energetica	3,0	Pannelli di parete chiodati con diaframmi incollati, collegati mediante chiodi e bulloni; strutture reticolari con giunti chiodati
		4,0	Portali iperstatici con mezzi di unione a gambo cilindrico, spinotti e bulloni (con le precisazioni contenute nei seguenti capoversi del § 7.7.3)
		5,0	Pannelli di parete chiodati con diaframmi chiodati, collegati mediante chiodi e bulloni
B	Strutture aventi una bassa capacità di dissipazione energetica	2,0	Pannelli di parete incollati con diaframmi incollati, collegati mediante chiodi e bulloni; strutture reticolari con collegamenti a mezzo di bulloni o spinotti; strutture cosiddette miste, ovvero con intelaiatura (sismo-resistente) in legno e tamponature non portanti
			Portali isostatici con giunti con mezzi di unione a gambo cilindrico, spinotti e bulloni (con le precisazioni contenute nei seguenti capoversi del § 7.7.3)
		2,5	Portali iperstatici con mezzi di unione a gambo cilindrico, spinotti e bulloni (con le precisazioni contenute nei seguenti capoversi del § 7.7.3)

Strutture isostatiche in genere, archi a due cerniere, travi reticolari con connettori, in mancanza di specifiche valutazioni, sono da considerare come strutture aventi una scarsa capacità di dissipazione energetica, alle quali si deve dunque assegnare un fattore di struttura q_0 non superiore a 1,5.

Si assume sempre $q = q_0 \times K_R \geq 1,5$, attribuendo a K_R i valori indicati nel § 7.3.1.

Al fine di garantire valori del fattore di struttura q superiori ad 1,5, le zone considerate dissipative devono essere in grado di deformarsi plasticamente per almeno tre cicli a inversione completa, con un rapporto di duttilità statica pari a 4 per le strutture in CD “B” e pari a 6 per le strutture in CD “A”, senza che si verifichi una riduzione della loro resistenza maggiore del 20%.

Le disposizioni di cui al precedente capoverso nonché ai precedenti 7.7.2 a) e 7.7.2 b) possono considerarsi soddisfatte nelle zone dissipative di ogni tipologia strutturale se si verifica quanto segue:

- a) i collegamenti legno-legno o legno-acciaio sono realizzati con perni o con chiodi presentanti diametro d non maggiore di 12 mm ed uno spessore delle membrature lignee collegate non minore di $10d$;
- b) nelle pareti e nei diaframmi con telaio in legno, il materiale di rivestimento strutturale è di legno o di materiale da esso derivato, con uno spessore minimo pari a $4d$ e con diametro d dei chiodi non superiore a 3,1 mm.

Qualora tutte le precedenti prescrizioni non siano soddisfatte, ma sia almeno assicurato lo spessore minimo degli elementi collegati pari, rispettivamente, a $8d$ per il caso a) e a $3d$ per il caso b), si devono utilizzare valori ridotti del coefficiente q_0 con i valori massimi presentati in Tab. 7.7.II.

Tabella 7.7.II - Tipologie strutturali e valori ridotti del fattore di struttura massimo q_0 .

Tipologie strutturali	q_0
Portali iperstatici con mezzi di unione a gambo cilindrico (perni, bulloni)	2,5
Pannelli di parete chiodati con diaframmi chiodati	4,0

Per strutture con proprietà differenti ed indipendenti rispetto alle due direzioni orizzontali ortogonali di verifica sismica, si possono utilizzare valori differenti del fattore di struttura q_0 per la valutazione degli effetti dell'azione sismica per ognuna delle due direzioni.

7.7.4 ANALISI STRUTTURALE

Nell'analisi della struttura si deve tener conto, di regola, della deformabilità dei collegamenti.

Si devono utilizzare i valori di modulo elastico per “azioni istantanee”, ricavati a partire dai valori medi di modulo elastico degli elementi resistenti.

Gli impalcati devono essere in generale assunti con la loro deformabilità; possono essere assunti come rigidi nel modello strutturale, senza necessità di ulteriori verifiche se:

- a) sono state rispettate le disposizioni costruttive date nel successivo § 7.7.5.3 per gli impalcati o, in alternativa se pertinente, § 7.7.7.2;
- b) eventuali aperture presenti non influenzano significativamente la rigidezza globale di lastra nel proprio piano.

7.7.5 DISPOSIZIONI COSTRUTTIVE

7.7.5.1 Generalità

Le disposizioni costruttive date nei successivi § 7.7.5.2 e 7.7.5.3 si applicano alle parti di struttura resistenti alla sollecitazione sismica, progettate in accordo con il principio di comportamento dissipativo (CD “A” e “B”).

Le strutture con zone dissipative devono essere progettate in modo che tali zone siano localizzate principalmente in quei punti della struttura dove eventuali plasticizzazioni, instabilità locali o altri fenomeni dovuti al comportamento isteretico non compromettano la stabilità globale della struttura.

7.7.5.2 Disposizioni costruttive per i collegamenti

Le membrature compresse ed i loro collegamenti (come per esempio i giunti di carpenteria), per cui possa essere prevedibile il collasso a causa dell'inversione di segno della sollecitazione, devono essere progettati in modo tale che non si verifichino separazioni, dislocazioni, disassamenti.

Perni e bulloni devono essere serrati e correttamente inseriti nei loro alloggiamenti (nel rispetto delle tolleranze previste).

7.7.5.3 Disposizioni costruttive per gli impalcati

Per quanto riguarda gli impalcati, si applica in generale quanto previsto al § 4.4, con le variazioni seguenti:

- a) eventuali fattori di incremento della capacità portante dei mezzi di unione ai bordi dei rivestimenti strutturali e dell'incremento dell'interasse dei chiodi lungo i bordi discontinui dei pannelli non devono essere utilizzati;
- b) la distribuzione delle forze di taglio negli impalcati deve essere valutata tenendo conto della disposizione effettiva in pianta degli elementi di controvento verticali;
- c) i vincoli nel piano orizzontale tra impalcato e pareti portanti verticali devono essere di tipo bilatero.

Tutti i bordi dei rivestimenti strutturali devono essere collegati agli elementi del telaio: i rivestimenti strutturali che non terminano su elementi del telaio devono essere sostenuti e collegati da appositi elementi di bloccaggio taglio-resistenti. Dispositivi con funzione analoga devono essere inoltre disposti nei diaframmi orizzontali posti al di sopra di elementi verticali di controvento (ad esempio le pareti).

La continuità delle travi deve essere assicurata, specialmente in corrispondenza delle zone di impalcato che risultano perturbate dalla presenza di aperture.

Quando gli impalcati sono considerati, ai fini dell'analisi strutturale, come rigidi nel loro piano, in corrispondenza delle zone nelle quali si attua il trasferimento delle forze orizzontali agli elementi verticali (per esempio le pareti di controvento) si deve assicurare il mantenimento della direzione di tessitura delle travi di impalcato.

7.7.6 VERIFICHE DI SICUREZZA

I valori di resistenza degli elementi di legno fanno riferimento a carichi di tipo "istantaneo", nelle condizioni di servizio assunte per la struttura.

Al fine di garantire lo sviluppo del comportamento ciclico dissipativo in corrispondenza delle zone assunte come dissipative, tutti gli altri elementi strutturali e/o connessioni devono essere progettati con adeguati valori di sovrarresistenza. Tale requisito di sovrarresistenza si applica, in particolare, a:

- a) collegamenti di elementi tesi o qualsiasi collegamento alle strutture di fondazione;
- b) collegamenti tra diaframmi orizzontali ed elementi verticali di controvento.

I giunti di carpenteria non presentano rischi di rottura fragile se la verifica per tensioni tangenziali, condotta in accordo con il § 4.4, è soddisfatta utilizzando un ulteriore coefficiente parziale di sicurezza pari a 1,3.

7.7.7 REGOLE DI DETTAGLIO

7.7.7.1 Disposizioni costruttive per i collegamenti

Perni e bulloni di diametro d superiore a 16 mm non devono essere utilizzati nei collegamenti legno-legno e legno-acciaio, eccezion fatta quando essi siano utilizzati come elementi di chiusura dei connettori e tali, quindi, da non influenzare la resistenza a taglio.

Il collegamento realizzato mediante spinotti o chiodi a gambo liscio non deve essere utilizzato senza accorgimenti aggiuntivi volti ad evitare l'apertura del giunto.

Nel caso di tensioni perpendicolari alla fibratura, si devono osservare disposizioni aggiuntive al fine di evitare l'innescò di fratture parallele alla fibratura (splitting).

7.7.7.2 Disposizioni costruttive per gli impalcati

In assenza di elementi di controvento trasversali intermedi lungo la trave, il rapporto altezza/spessore per una trave a sezione rettangolare deve rispettare la condizione $h/b \leq 4$.

In siti caratterizzati da un valore $a_g \cdot S \geq 0,2 \cdot g$, particolare attenzione deve essere posta alla spaziatura degli elementi di fissaggio in zone di discontinuità.

7.8 COSTRUZIONI DI MURATURA

7.8.1 REGOLE GENERALI

7.8.1.1 Premessa

Le costruzioni in muratura devono essere realizzate nel rispetto di quanto contenuto nelle presenti Norme Tecniche ai §§ 4.5 e 11.10.

In particolare ai predetti paragrafi deve farsi riferimento per ciò che concerne le caratteristiche fisiche, meccaniche e geometriche degli elementi resistenti naturali ed artificiali, nonché per i relativi controlli di produzione e di accettazione in cantiere.

Il presente paragrafo divide le strutture di muratura in due tipi fondamentali: muratura ordinaria e muratura armata. Al riguardo si precisa che, per quanto attiene all'acciaio d'armatura, vale tutto quanto specificato dalle presenti Norme Tecniche relativamente alle costruzioni in calcestruzzo armato.

Ai fini delle verifiche di sicurezza, è in ogni caso obbligatorio l'utilizzo del "metodo semiprobabilistico agli stati limite", salvo quanto previsto al § 2.7 e al § 7.8.1.9.

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

7.8.1.2 Materiali

Gli elementi da utilizzare per costruzioni in muratura portante debbono essere tali da evitare rotture eccessivamente fragili. A tal fine gli elementi debbono possedere i requisiti indicati nel § 4.5.2 con le seguenti ulteriori indicazioni:

- percentuale volumetrica degli eventuali vuoti non superiore al 45% del volume totale del blocco;
- eventuali setti disposti parallelamente al piano del muro continui e rettilinei; le uniche interruzioni ammesse sono quelle in corrispondenza dei fori di presa o per l'alloggiamento delle armature;
- resistenza caratteristica a rottura nella direzione portante (f_{bk}), calcolata sull'area al lordo delle forature, non inferiore a 5 MPa;
- resistenza caratteristica a rottura nella direzione perpendicolare a quella portante ossia nel piano di sviluppo della parete (f_{bk}), calcolata nello stesso modo, non inferiore a 1,5 MPa.

La malta di allettamento per la muratura ordinaria deve avere resistenza media non inferiore a 5 MPa e i giunti verticali debbono essere riempiti con malta. L'utilizzo di materiali o tipologie murarie aventi caratteristiche diverse rispetto a quanto sopra specificato deve essere autorizzato preventivamente dal Servizio Tecnico Centrale, su parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Sono ammesse murature realizzate con elementi artificiali o elementi in pietra squadrata.

È consentito utilizzare la muratura di pietra non squadrata o la muratura listata solo nei siti ricadenti in zona 4.

7.8.1.3 Modalità costruttive e fattori di struttura

In funzione del tipo di tecnica costruttiva utilizzata, la costruzione può essere considerata in muratura ordinaria o in muratura armata. I valori massimi q_0 del fattore di struttura con cui

individuare lo spettro di progetto (v. § 3.2.3.5) da utilizzare nelle analisi lineari, sono indicati in Tab. 7.8.I.

Tabella 7.8.I - Valori di q_0 per le diverse tipologie strutturali.

TIPOLOGIA STRUTTURALE	q_0
Costruzioni in muratura ordinaria	$2,0 \alpha_u/\alpha_1$
Costruzioni in muratura armata	$2,5 \alpha_u/\alpha_1$
Costruzioni in muratura armata progettati secondo GR	$3,0 \alpha_u/\alpha_1$

Nel caso della muratura armata, valori compresi tra $2,0\alpha_u/\alpha_1$ e $2,5\alpha_u/\alpha_1$ possono essere applicati in funzione del sistema costruttivo prescelto, senza verificare quale sia il meccanismo di collasso della costruzione. Il valore $3,0 \alpha_u/\alpha_1$ può essere utilizzato solo applicando i principi di gerarchia delle resistenze (GR) descritti al § 7.8.1.7.

Si assume sempre $q = q_0 \times K_R$, attribuendo a K_R i valori indicati nel § 7.3.1.

I coefficienti α_1 e α_u sono definiti come segue:

α_1 è il moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, il primo pannello murario raggiunge la sua resistenza ultima (a taglio o a pressoflessione).

α_u è il 90% del moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, la costruzione raggiunge la massima forza resistente.

Il valore di α_u/α_1 può essere calcolato per mezzo di un'analisi statica non lineare (§ 7.3.4.1) e non può in ogni caso essere assunto superiore a 2,5.

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

- costruzioni in muratura ordinaria ad un piano $\alpha_u/\alpha_1 = 1,4$
- costruzioni in muratura ordinaria a due o più piani $\alpha_u/\alpha_1 = 1,8$
- costruzioni in muratura armata ad un piano $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$
- costruzioni in muratura armata a due o più piani $\alpha_u/\alpha_1 = 1,5$
- costruzioni in muratura armata progettate con la gerarchia delle resistenze $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$

7.8.1.4 Criteri di progetto e requisiti geometrici

Le piante delle costruzioni debbono essere quanto più possibile compatte e simmetriche rispetto ai due assi ortogonali. Le pareti strutturali, al lordo delle aperture, debbono avere continuità in elevazione fino alla fondazione, evitando pareti in falso. Le strutture costituenti orizzontamenti e coperture non devono essere spingenti. Eventuali spinte orizzontali, valutate tenendo in conto l'azione sismica, devono essere assorbite per mezzo di idonei elementi strutturali.

I solai devono assolvere funzione di ripartizione delle azioni orizzontali tra le pareti strutturali, pertanto devono essere ben collegati ai muri e garantire un adeguato funzionamento a diaframma. La distanza massima tra due solai successivi non deve essere superiore a 5 m.

La geometria delle pareti resistenti al sisma, deve rispettare i requisiti indicati nella Tab. 7.8.II, in cui t indica lo spessore della parete al netto dell'intonaco, h_0 l'altezza di libera inflessione della parete come definito al § 4.5.6.2, h' l'altezza massima delle aperture adiacenti alla parete, l la lunghezza della parete.

Tabella 7.8.II – *Requisiti geometrici delle pareti resistenti al sisma.*

Tipologie costruttive	t_{\min}	$(\lambda=h_0/t)_{\max}$	$(l/h')_{\min}$
Muratura ordinaria, realizzata con elementi in pietra squadrata	300 mm	10	0,5
Muratura ordinaria, realizzata con elementi artificiali	240 mm	12	0,4
Muratura armata, realizzata con elementi artificiali	240 mm	15	Qualsiasi
Muratura ordinaria, realizzata con elementi in pietra squadrata, in siti ricadenti in zona 3 e 4	240 mm	12	0,3
Muratura realizzata con elementi artificiali semipieni, in siti ricadenti in zona 4	200 mm	20	0,3
Muratura realizzata con elementi artificiali pieni, in siti ricadenti in zona 4	150 mm	20	0,3

7.8.1.5 Metodi di analisi

7.8.1.5.1 Generalità

I metodi di analisi di cui al § 7.3 debbono essere applicati con le seguenti precisazioni e restrizioni.

7.8.1.5.2 Analisi lineare statica

È applicabile nei casi previsti al § 7.3.3.2., anche nel caso di costruzioni irregolari in altezza, purché si ponga $\lambda = 1,0$.

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

Nell'ipotesi di infinita rigidezza nel piano dei solai, il modello può essere costituito dai soli elementi murari continui dalle fondazioni alla sommità, collegati ai soli fini traslazionali alle quote dei solai.

In alternativa, gli elementi di accoppiamento fra pareti diverse, quali travi o cordoli in cemento armato e travi in muratura (qualora efficacemente ammortate alle pareti), possono essere considerati nel modello, a condizione che le verifiche di sicurezza vengano effettuate anche su tali elementi. Per gli elementi di accoppiamento in muratura si seguono i criteri di verifica di cui ai §§ 7.8.1.6, 7.8.2.2 e 7.8.3.2. Possono essere considerate nel modello travi di accoppiamento in muratura ordinaria solo se sorrette da un cordolo di piano o da un architrave resistente a flessione efficacemente ammortato alle estremità. Per elementi di accoppiamento in cemento armato si seguono i criteri di cui al § 7.4.4.6, considerando efficaci per l'accoppiamento elementi aventi altezza almeno pari allo spessore del solaio. In presenza di elementi di accoppiamento l'analisi può essere effettuata utilizzando modelli a telaio, in cui le parti di intersezione tra elementi verticali e orizzontali possono essere considerate infinitamente rigide.

In caso di solai rigidi, la distribuzione del taglio nei diversi pannelli di uno stesso piano risultante dall'analisi lineare può essere modificata, a condizione che l'equilibrio globale di piano sia rispettato (il modulo e la posizione della forza risultante di piano restino invariati) e a condizione che il valore assoluto della variazione del taglio in ciascun pannello, ΔV , soddisfi la relazione $\Delta V \leq \max\{0,25|V|, 0,1|V_{\text{piano}}|\}$

dove V è il taglio nel pannello e V_{piano} è il taglio totale al piano nella direzione parallela al pannello.

Nel caso di solai deformabili la redistribuzione può essere effettuata solamente tra pannelli complanari collegati da cordoli o incatenamenti ovvero appartenenti alla stessa parete. In tal caso, nel calcolo dei limiti per la redistribuzione, V_{piano} è da intendersi come la somma dei tagli nei pannelli complanari ovvero appartenenti alla stessa parete.

Le verifiche fuori piano possono essere effettuate separatamente, e possono essere adottate le forze equivalenti indicate al § 7.2.3 per gli elementi non strutturali, assumendo $q_a = 3$. Più precisamente l'azione sismica ortogonale alla parete può essere rappresentata da una forza orizzontale distribuita, pari a $S_a \gamma_l / q_a$ volte il peso della parete nonché da forze orizzontali concentrate pari a $S_a \gamma_l / q_a$ volte il peso trasmesso dagli orizzontamenti che si appoggiano sulla parete, qualora queste forze non siano efficacemente trasmesse a muri trasversali disposti parallelamente alla direzione del sisma. Per le pareti resistenti al sisma, che rispettano i limiti di Tab. 7.8.II, si può assumere che il periodo T_a indicato al § 7.2.3 sia pari a 0. Per pareti con caratteristiche diverse la verifica fuori piano va comunque condotta valutando, anche in forma approssimata, T_a .

7.8.1.5.3 *Analisi dinamica modale*

È applicabile in tutti i casi, con le limitazioni di cui al § 7.3.3.1. Quanto indicato per modellazione e possibilità di redistribuzione nel caso di analisi statica lineare vale anche in questo caso.

Le verifiche fuori piano possono essere effettuate separatamente, adottando le forze equivalenti indicate al punto precedente per l'analisi statica lineare.

7.8.1.5.4 *Analisi statica non lineare*

L'analisi statica non lineare è applicabile agli edifici in muratura anche nei casi in cui la massa partecipante del primo modo di vibrare sia inferiore al 75% della massa totale ma comunque superiore al 60%.

Il modello geometrico della struttura può essere conforme a quanto indicato nel caso di analisi statica lineare ovvero essere ottenuto utilizzando modelli più sofisticati purché idonei e adeguatamente documentati.

I pannelli murari possono essere caratterizzati da un comportamento bilineare elastico perfettamente plastico, con resistenza equivalente al limite elastico e spostamenti al limite elastico e ultimo definiti per mezzo della risposta flessionale o a taglio di cui ai §§ 7.8.2.2 e 7.8.3.2. Gli elementi lineari in c.a. (cordoli, travi di accoppiamento) possono essere caratterizzati da un comportamento bilineare elastico perfettamente plastico, con resistenza equivalente al limite elastico e spostamenti al limite elastico e ultimo definiti per mezzo della risposta flessionale o a taglio.

7.8.1.5.5 *Analisi dinamica non lineare*

Si applica integralmente il § 7.3.4.2 facendo uso di modelli meccanici non lineari di comprovata e documentata efficacia nel riprodurre il comportamento dinamico e ciclico della muratura.

7.8.1.6 *Verifiche di sicurezza*

In caso di analisi lineare, al fine della verifica di sicurezza nei confronti dello stato limite ultimo, la resistenza di ogni elemento strutturale resistente al sisma deve risultare maggiore della sollecitazione agente per ciascuna delle seguenti modalità di collasso: pressoflessione, taglio nel piano della parete, pressoflessione fuori piano. Debbono essere comunque soggette a verifica a pressoflessione fuori del piano tutte le pareti aventi funzione strutturale, in particolare quelle portanti carichi verticali, anche quando non considerate resistenti al sisma in base ai requisiti di Tab. 7.8.II.

In caso di applicazione di principi di gerarchia delle resistenze (muratura armata) l'azione da applicare per la verifica a taglio è derivata dalla resistenza a pressoflessione, secondo quanto indicato al § 7.8.1.7.

Le modalità di verifica sono descritte ai § 7.8.2.2, 7.8.3.2.

Le verifiche di sicurezza si intendono automaticamente soddisfatte, senza l'effettuazione di alcun calcolo esplicito, per le costruzioni che rientrino nella definizione di costruzione semplice (§ 7.8.1.9).

Nel caso di analisi statica non lineare, la verifica di sicurezza consiste nel confronto tra la capacità di spostamento ultimo della costruzione e la domanda di spostamento ottenute applicando il procedimento illustrato al § 7.3.4.1. In ogni caso, per le costruzioni in muratura ordinaria, e per le costruzioni in muratura armata in cui non si sia applicato il criterio di gerarchia delle resistenze, nelle quali il rapporto tra il taglio totale agente sulla base del sistema equivalente ad un grado di libertà calcolato dallo spettro di risposta elastico e il taglio alla base resistente del sistema equivalente ad un grado di libertà ottenuto dall'analisi non lineare ecceda il valore 3,0, la verifica di sicurezza deve ritenersi non soddisfatta. La rigidità elastica del sistema bilineare equivalente si individua tracciando la secante alla curva di capacità nel punto corrispondente ad un taglio alla base pari a 0,7 volte il valore massimo (taglio massimo alla base). Il tratto orizzontale della curva bilineare si individua tramite l'uguaglianza delle aree sottese dalle curve tracciate fino allo spostamento ultimo del sistema.

Nel caso di analisi dinamica non lineare, la verifica di sicurezza consiste nel confronto tra la capacità di spostamento e la richiesta di spostamento.

7.8.1.7 Principi di gerarchia delle resistenze

I principi di gerarchia delle resistenze si applicano esclusivamente al caso di muratura armata.

Il principio fondamentale di gerarchia delle resistenze consiste nell'evitare il collasso per taglio per ogni pannello murario, assicurandosi che sia preceduto da modalità di collasso per flessione. Tale principio si intende rispettato quando ciascun pannello murario è verificato a flessione rispetto alle azioni agenti e sia verificato a taglio rispetto alle azioni risultanti dalla resistenza a collasso per flessione, amplificate del fattore $\gamma_{Rd} = 1,5$.

7.8.1.8 Fondazioni

Le strutture di fondazione devono essere realizzate in cemento armato, secondo quanto indicato al § 7.2.5, continue, senza interruzioni in corrispondenza di aperture nelle pareti soprastanti.

Qualora sia presente un piano cantinato o seminterrato in pareti di cemento armato esso può essere considerato quale struttura di fondazione dei sovrastanti piani in muratura portante, nel rispetto dei requisiti di continuità delle fondazioni, e non è computato nel numero dei piani complessivi in muratura.

7.8.1.9 Costruzioni semplici

Si definiscono "costruzioni semplici" quelli che rispettano le condizioni di cui al 4.5.6.4 integrate con le caratteristiche descritte nel seguito, oltre a quelle di regolarità in pianta ed in elevazione definite al § 7.2.2 e quelle definite ai successivi § 7.8.3.1, 7.8.5.1, rispettivamente per le costruzioni in muratura ordinaria, e in muratura armata. Per le costruzioni semplici ricadenti in zona 2, 3 e 4 non è obbligatorio effettuare alcuna analisi e verifica di sicurezza.

Le condizioni integrative richieste alle costruzioni semplici sono:

- in ciascuna delle due direzioni siano previsti almeno due sistemi di pareti di lunghezza complessiva, al netto delle aperture, ciascuno non inferiore al 50% della dimensione della costruzione nella medesima direzione. Nel conteggio della lunghezza complessiva possono

essere inclusi solamente setti murari che rispettano i requisiti geometrici della Tab. 7.8.II. La distanza tra questi due sistemi di pareti in direzione ortogonale al loro sviluppo longitudinale in pianta sia non inferiore al 75 % della dimensione della costruzione nella medesima direzione (ortogonale alle pareti). Almeno il 75 % dei carichi verticali sia portato da pareti che facciano parte del sistema resistente alle azioni orizzontali;

- in ciascuna delle due direzioni siano presenti pareti resistenti alle azioni orizzontali con interasse non superiore a 7 m, elevabili a 9 m per costruzioni in muratura armata;
- per ciascun piano il rapporto tra area della sezione resistente delle pareti e superficie lorda del piano non sia inferiore ai valori indicati nella tabella 7.8.III, in funzione del numero di piani della costruzione e della sismicità del sito, per ciascuna delle due direzioni ortogonali:

Tabella 7.8.III – Area pareti resistenti in ciascuna direzione ortogonale per costruzioni semplici.

Accelerazione di picco del terreno $a_g \cdot S$												
Tipo di struttura		Numero piani	$\leq 0,07$ g	$\leq 0,1$ g	$\leq 0,15$ g	$\leq 0,20$ g	$\leq 0,25$ g	$\leq 0,30$ g	$\leq 0,35$ g	$\leq 0,40$ g	$\leq 0,45$ g	$\leq 0,4725$ g
Muratura ordinaria	1		3,5 %	3,5 %	4,0 %	4,5 %	5,0 %	5,5 %	6,0 %	6,0 %	6,0 %	6,5 %
	2		4,0 %	4,0 %	4,5 %	5,0 %	5,5 %	6,0 %	6,5 %	6,5 %	6,5 %	7,0 %
	3		4,5 %	4,5 %	5,0 %	5,5 %	6,0 %	6,5 %	7,0 %			
Muratura armata	1		2,5 %	3,0 %	3,0 %	3,0 %	3,5 %	3,5 %	4,0 %	4,0 %	4,5 %	4,5 %
	2		3,0 %	3,5 %	3,5 %	3,5 %	4,0 %	4,0 %	4,5 %	5,0 %	5,0 %	5,0 %
	3		3,5 %	4,0 %	4,0 %	4,0 %	4,5 %	5,0 %	5,5 %	5,5 %	6,0 %	6,0 %
	4		4,0 %	4,5 %	4,5 %	5,0 %	5,5 %	5,5 %	6,0 %	6,0 %	6,5 %	6,5 %

(¹) S_T si applica solo nel caso di strutture di Classe d'uso III e IV (v. § 2.4.2)

È implicitamente inteso che per le costruzioni semplici il numero di piani non può essere superiore a 3 per le costruzioni in muratura ordinaria e a 4 per costruzioni in muratura armata.

Deve inoltre risultare, per ogni piano:

$$\sigma = \frac{N}{A} \leq 0,25 \frac{f_k}{\gamma_M} \quad (7.8.1)$$

in cui N è il carico verticale totale alla base di ciascun piano dell'edificio corrispondente alla somma dei carichi permanenti e variabili (valutati ponendo $\gamma_G = \gamma_Q = 1$), A è l'area totale dei muri portanti allo stesso piano e f_k è la resistenza caratteristica a compressione in direzione verticale della muratura.

Il dimensionamento delle fondazioni può essere effettuato in modo semplificato tenendo conto delle tensioni normali medie e delle sollecitazioni sismiche globali determinate con l'analisi statica lineare.

7.8.2 COSTRUZIONI IN MURATURA ORDINARIA

7.8.2.1 Criteri di progetto

Oltre ai criteri definiti al § 4.5.4.1 e al § 7.8.1.4, le costruzioni in muratura ordinaria debbono avere le aperture praticate nei muri verticalmente allineate. Se così non fosse, deve essere prestata particolare attenzione sia alla definizione di un adeguato modello strutturale sia nelle verifiche, in quanto il disallineamento delle aperture comporta discontinuità ed irregolarità nella trasmissione delle azioni interne. In assenza di valutazioni più accurate, si prendono in considerazione nel

modello strutturale e nelle verifiche esclusivamente le porzioni di muro che presentino continuità verticale dal piano oggetto di verifica fino alle fondazioni.

7.8.2.2 Verifiche di sicurezza

7.8.2.2.1 Pressoflessione nel piano

La verifica a pressoflessione di una sezione di un elemento strutturale si effettua confrontando il momento agente di calcolo con il momento ultimo resistente calcolato assumendo la muratura non reagente a trazione ed una opportuna distribuzione non lineare delle compressioni. Nel caso di una sezione rettangolare tale momento ultimo può essere calcolato come:

$$M_u = (l^2 t \sigma_o / 2) (1 - \sigma_o / 0,85 f_d) \quad (7.8.2)$$

dove:

M_u è il momento corrispondente al collasso per pressoflessione

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

t è lo spessore della zona compressa della parete

σ_o è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione ($= P/(lt)$, con P forza assiale agente positiva se di compressione). Se P è di trazione, $M_u = 0$

$f_d = f_k / \gamma_M$ è la resistenza a compressione di calcolo della muratura

In caso di analisi statica non lineare, la resistenza a pressoflessione può essere calcolata ponendo f_d pari al valore medio della resistenza a compressione della muratura, e lo spostamento ultimo può essere assunto pari allo 0,8% dell'altezza del pannello.

7.8.2.2.2 Taglio

La resistenza a taglio di ciascun elemento strutturale è valutata per mezzo della relazione seguente:

$$V_t = l' t f_{vd} \quad (7.8.3)$$

dove:

l' è la lunghezza della parte compressa della parete

t è lo spessore della parete

$f_{vd} = f_{vk} / \gamma_M$ è definito al § 4.5.6.1, calcolando la tensione normale media (indicata con σ_n nel paragrafo citato) sulla parte compressa della sezione ($\sigma_n = P / (l't)$).

Il valore di f_{vk} non può comunque essere maggiore di $1,4 \bar{f}_{bk}$, dove \bar{f}_{bk} indica la resistenza caratteristica a compressione degli elementi nella direzione di applicazione della forza, né maggiore di 1,5 MPa.

In caso di analisi statica non lineare, la resistenza a taglio può essere calcolata ponendo $f_{vd} = f_{vm0} + 0,4\sigma_n$ con f_{vm0} resistenza media a taglio della muratura (in assenza di determinazione diretta si può porre $f_{vm0} = f_{vk0}/0,7$), e lo spostamento ultimo può essere assunto pari allo 0,4% dell'altezza del pannello. Il valore di f_{vd} non può comunque essere maggiore di $2,0 \bar{f}_{bk}$ né maggiore di 2,2 MPa.

7.8.2.2.3 Pressoflessione fuori piano

Il valore del momento di collasso per azioni perpendicolari al piano della parete è calcolato assumendo un diagramma delle compressioni rettangolare, un valore della resistenza pari a $0,85 f_d$ e trascurando la resistenza a trazione della muratura.

7.8.2.2.4 Travi in muratura

La verifica di travi di accoppiamento in muratura ordinaria, in presenza di azione assiale orizzontale nota, viene effettuata in analogia a quanto previsto per i pannelli murari verticali. Qualora l'azione assiale non sia nota dal modello di calcolo (ad es. quando l'analisi è svolta su modelli a telaio con l'ipotesi di solai infinitamente rigidi nel piano), ma siano presenti, in prossimità della trave in muratura, elementi orizzontali dotati di resistenza a trazione (catene, cordoli), i valori delle resistenze possono essere assunti non superiori ai valori di seguito riportati ed associati ai meccanismi di rottura per taglio o per pressoflessione.

La resistenza a taglio V_t di travi di accoppiamento in muratura ordinaria in presenza di un cordolo di piano o di un architrave resistente a flessione efficacemente ammorsato alle estremità, può essere calcolata in modo semplificato come

$$V_t = h t f_{vd0} \quad (7.8.4)$$

dove:

h è l'altezza della sezione della trave

$f_{vd0} = f_{vk0} / \gamma_M$ è la resistenza di calcolo a taglio in assenza di compressione; nel caso di analisi statica non lineare può essere posta pari al valore medio ($f_{vd0} = f_{vm0}$).

Il massimo momento resistente, associato al meccanismo di pressoflessione, sempre in presenza di elementi orizzontali resistenti a trazione in grado di equilibrare una compressione orizzontale nelle travi in muratura, può essere valutato come

$$M_u = H_p \cdot h / 2 [1 - H_p / (0,85 f_{hd} \cdot h \cdot t)] \quad (7.8.5)$$

dove

H_p è il minimo tra la resistenza a trazione dell'elemento teso disposto orizzontalmente ed il valore $0,4 f_{hd} h t$

$f_{hd} = f_{hk} / \gamma_M$ è la resistenza di calcolo a compressione della muratura in direzione orizzontale (nel piano della parete). Nel caso di analisi statica non lineare essa può essere posta uguale al valore medio ($f_{hd} = f_{hm}$).

La resistenza a taglio, associata a tale meccanismo, può essere calcolata come

$$V_p = 2M_u / l \quad (7.8.6)$$

dove l è la luce libera della trave in muratura.

Il valore della resistenza a taglio per l'elemento trave in muratura ordinaria è assunto pari al minimo tra V_t e V_p .

7.8.3 COSTRUZIONI IN MURATURA ARMATA

7.8.3.1 Criteri di progetto

Tutte le pareti murarie devono essere efficacemente connesse da solai tali da costituire diaframmi rigidi, secondo quanto specificato al § 7.2.6

L'insieme strutturale risultante deve essere in grado di reagire alle azioni esterne orizzontali con un comportamento di tipo globale, al quale contribuisce soltanto la resistenza delle pareti nel loro piano.

7.8.3.2 Verifiche di sicurezza

7.8.3.2.1 Pressoflessione nel piano

Per la verifica di sezioni pressoinflesse può essere assunto un diagramma delle compressioni rettangolare, con profondità $0,8 x$, dove x rappresenta la profondità dell'asse neutro, e sollecitazione pari a $0,85 f_d$. Le deformazioni massime da considerare sono pari a $\epsilon_m = 0,0035$ per la muratura compressa e $\epsilon_s = 0,01$ per l'acciaio teso.

In caso di analisi statica non lineare si adottano come valori di calcolo le resistenze medie dei materiali, e lo spostamento ultimo può essere assunto pari allo 1,2% dell'altezza del pannello.

7.8.3.2.2 Taglio

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

$$V_t = V_{t,M} + V_{t,S} \quad (7.8.7)$$

$$V_{t,M} = d t f_{vd} \quad (7.8.8)$$

dove:

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

t è lo spessore della parete

$f_{vd} = f_{vk} / \gamma_M$ è definito al § 4.4.6.1 calcolando la tensione normale media (indicata con σ_n nel paragrafo citato) sulla sezione lorda di larghezza d ($\sigma_n = P/dt$).

$$V_{t,S} = (0,6 d A_{sw} f_{yd}) / s \quad (7.8.9)$$

dove:

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

A_{sw} è l'area dell'armatura a taglio disposta in direzione parallela alla forza di taglio, con passo s misurato ortogonalmente alla direzione della forza di taglio,

f_{yd} è la tensione di snervamento di calcolo dell'acciaio,

s è la distanza tra i livelli di armatura.

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

$$V_{t,c} = 0,3 f_d t d \quad (7.8.10)$$

dove:

t è lo spessore della parete

f_d è la resistenza a compressione di progetto della muratura.

In caso di analisi statica non lineare si adottano come valori di calcolo le resistenze medie dei materiali e lo spostamento ultimo può essere assunto pari allo 0,6% dell'altezza del pannello.

7.8.3.2.3 Pressoflessione fuori piano

Nel caso di azioni agenti perpendicolarmente al piano della parete, la verifica è effettuata adottando diagramma delle compressioni e valori di deformazione limite per muratura e acciaio in modo analogo al caso di verifica nel piano.

7.8.4 STRUTTURE MISTE CON PARETI IN MURATURA ORDINARIA O ARMATA

Nell'ambito delle costruzioni in muratura è consentito utilizzare strutture di diversa tecnologia per sopportare i carichi verticali, purché la resistenza all'azione sismica sia integralmente affidata agli

elementi di identica tecnologia. Nel caso in cui si affidi integralmente la resistenza alle pareti in muratura, per esse debbono risultare rispettate le prescrizioni di cui ai punti precedenti. Nel caso si affidi integralmente la resistenza alle strutture di altra tecnologia (ad esempio pareti in c.a.), debbono essere seguite le regole di progettazione riportate nei relativi capitoli della presente norma. In casi in cui si ritenesse necessario considerare la collaborazione delle pareti in muratura e dei sistemi di diversa tecnologia nella resistenza al sisma, quest'ultima deve essere verificata utilizzando i metodi di analisi non lineare.

I collegamenti fra elementi di tecnologia diversa debbono essere espressamente verificati. Particolare attenzione deve essere prestata alla verifica della efficace trasmissione dei carichi verticali. Inoltre è necessario verificare la compatibilità delle deformazioni per tutte le parti strutturali.

E' consentito altresì realizzare costruzioni costituite da struttura muraria nella parte inferiore e sormontate da un piano con struttura in cemento armato o acciaio o legno o altra tecnologia, alle seguenti condizioni:

- i limiti all'altezza delle costruzioni previsti per le strutture in muratura si intendono comprensivi delle parti in muratura e di quelle in altra tecnologia;
- la parte superiore di diversa tecnologia sia efficacemente ancorata al cordolo di coronamento della parte muraria;
- nel caso di metodo di analisi lineare, l'uso dell'analisi statica (nei limiti di applicabilità riportati al § 7.8.1.5.2) è consentito a patto di utilizzare una distribuzione di forze compatibile con la prima forma modale elastica in ciascuna direzione, calcolata con metodi sufficientemente accurati che tengano conto della distribuzione irregolare di rigidità in elevazione. A tal fine, in assenza di metodi più accurati, la prima forma modale può essere stimata dagli spostamenti ottenuti applicando staticamente alla costruzione la distribuzione di forze definita nel § 7.3.3.2;
- nel caso di analisi statica non lineare, si utilizzino le distribuzioni di forze orizzontali previste al § 7.3.4.1, dove la prima forma modale elastica è stata calcolata con metodi sufficientemente accurati.
- nel caso di analisi lineare, per la verifica della parte in muratura si utilizzi il fattore di struttura q prescritto al § 7.8.1.3; per la verifica della parte superiore di altra tecnologia si utilizzi il fattore di struttura adatto alla tipologia costruttiva e alla configurazione (regolarità) della parte superiore, comunque non superiore a 2,5;
- tutti i collegamenti fra la parte di diversa tecnologia e la parte in muratura siano localmente verificati in base alle forze trasmesse calcolate nell'analisi, maggiorate del 30%.

7.8.5 REGOLE DI DETTAGLIO

7.8.5.1 Costruzioni in muratura ordinaria

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

I cordoli debbono avere altezza minima pari all'altezza del solaio e larghezza almeno pari a quella del muro; è consentito un arretramento massimo di 6 cm dal filo esterno. L'armatura corrente non deve essere inferiore a 8 cm^2 , le staffe debbono avere diametro non inferiore a 6 mm ed interasse non superiore a 25 cm. Travi metalliche o prefabbricate costituenti i solai debbono essere prolungate nel cordolo per almeno la metà della sua larghezza e comunque per non meno di 12 cm ed adeguatamente ancorate ad esso.

In corrispondenza di incroci d'angolo tra due pareti perimetrali sono prescritte, su entrambe le pareti, zone di parete muraria di lunghezza non inferiore a 1 m, compreso lo spessore del muro trasversale.

Al di sopra di ogni apertura deve essere realizzato un architrave resistente a flessione efficacemente ammortato alla muratura.

7.8.5.2 Costruzioni in muratura armata

Quanto indicato al § 7.8.2 per la muratura ordinaria si applica anche alla muratura armata, con le seguenti eccezioni e le pertinenti prescrizioni di cui al § 4.5.7.

Gli architravi soprastanti le aperture possono essere realizzati in muratura armata.

Le barre di armatura debbono essere esclusivamente del tipo ad aderenza migliorata e debbono essere ancorate in modo adeguato alle estremità mediante piegature attorno alle barre verticali. In alternativa possono essere utilizzate, per le armature orizzontali, armature a traliccio o conformate in modo da garantire adeguata aderenza ed ancoraggio.

La percentuale di armatura orizzontale, calcolata rispetto all'area lorda della muratura, non può essere inferiore allo 0,04 %, né superiore allo 0,5%.

Parapetti ed elementi di collegamento tra pareti diverse debbono essere ben collegati alle pareti adiacenti, garantendo la continuità dell'armatura orizzontale e, ove possibile, di quella verticale.

Agli incroci delle pareti perimetrali è possibile derogare dal requisito di avere su entrambe le pareti zone di parete muraria di lunghezza non inferiore a 1 m.