

7 PROGETTAZIONE IN PRESENZA DI 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 capitoli 4 e 5; si deve inoltre fare sempre riferimento a quanto indicato nel capitolo 2 per la valutazione della sicurezza e nel capitolo 3 per la valutazione dell'azione sismica.

Le costruzioni da edificarsi in siti a sismicità molto bassa ai sensi del DPR 380/01 e dell'**Allegato A** 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 $S_d(T_1) = 0,05g$ per tutte le tipologie costruttive eccetto che per la muratura ordinaria, per la quale si assumerà $S_d(T_1) = 0,07g^1$. 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 di esercizio e ultimi, quali definiti al punto 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 considererà 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 *SLU*.

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 al punto 7.3.3.7.

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.

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.

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

7.2 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE

7.2.1 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE

Le costruzioni devono essere dotate di sistemi strutturali che garantiscano rigidezza e resistenza nei confronti delle azioni sismiche provenienti da due direzioni orizzontali ortogonali. La componente verticale verrà considerata solo in presenza di elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, elementi precompressi con l'esclusione dei solai, elementi a mensola di luce significativa, strutture di tipo spingente, pilastri in falso, edifici con piani sospesi, ponti e purché il sito nel quale la costruzione sorge non sia a *sismicità molto bassa* o *bassa*. Si dovrà inoltre tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico nei casi precisati in § 3.2.5.1. Si terrà 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, deve essere evitato l'uso contestuale di fondazioni su pali e di fondazioni dirette nella stessa struttura, a meno che uno studio specifico non ne dimostri l'accettabilità o che si tratti di un ponte.

Le costruzioni soggette all'azione sismica devono essere progettate in accordo con uno dei 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).

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} , definito di volta in volta nei successivi paragrafi.

La resistenza nominale di calcolo 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.

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: lo spostamento relativo tra le due parti, determinato in base alle azioni allo stato limite ultimo, deve essere amplificato per un coefficiente parziale coerente con il fattore di struttura q adottato; 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 esclusivamente sull’attrito per assicurare la trasmissione di forze orizzontali tra parti della struttura.

I dettagli costruttivi delle regioni critiche e delle connessioni tra queste regioni 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.

Una costruzione è *regolare in pianta* se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

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

Una costruzione è *regolare in altezza* se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- e) tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione;
- f) massa e rigidità rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla cima della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidità non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidità si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. 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.

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 *SLU*, 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 potrà essere inferiore ad 1/100 della quota dei punti considerati misurata dal piano di fondazione, moltiplicata per $a_g/0,35g$. Qualora non si eseguano calcoli specifici, lo spostamento massimo di una costruzione contigua esistente, non isolata alla base, potrà essere stimato in 1/100 dell'altezza della costruzione, moltiplicata per $a_g/0,35g$.

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 degli edifici di nuova costruzione

L'altezza massima degli edifici di nuova costruzione è specificata nella tabella **7.2.I**, in funzione del sistema costruttivo e della zona sismica. Le altezze massime ivi riportate sono incrementate del 50% per gli edifici isolati alla base.

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.

Tabella 7.2.I – Altezze massime consentite

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

Agli effetti delle limitazioni sopradette l'altezza dei nuovi edifici, nelle strade e nei terreni in piano, è rappresentata dalla massima differenza di livello fra il piano di copertura più elevato ed il terreno, ovvero, ove esista, il piano stradale o il marciapiede nelle immediate vicinanze degli edifici stessi. Sono esclusi dal computo dell'altezza eventuali volumi tecnici come torrioni delle scale e degli ascensori.

Nel caso di copertura a tetto detta altezza va misurata dalla quota d'imposta della falda e, per falde con imposte a quote diverse, dalla quota d'imposta della più alta.

Nel caso in cui l'edificio abbia piani cantinati o seminterrati, la differenza di livello tra il piano più elevato di copertura e quello di estradosso delle fondazioni non può eccedere di più di 4 m i limiti riportati nella tabella **7.2.I**.

Nel caso di edifici costruiti su terreni in pendio, le altezze indicate nella tabella **7.2.I** possono essere incrementate di 1,5 m, a condizione che la media delle altezze di tutti i fronti rientri nei limiti indicati.

Per le costruzioni in legno è ammessa la costruzione di una base a pareti in c.a. o in muratura, di altezza non superiore a 4 m, nel qual caso i limiti indicati nella tabella **7.2.I** si riferiscono alla sola parte in legno.

I limiti indicati nella tabella **7.2.I** non si riferiscono a strutture realizzate in legno lamellare (con fondazioni in calcestruzzo e collegamenti in acciaio), per le quali non è prevista alcuna limitazione in altezza.

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".

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 dovranno essere valutati e tenuti in conto. Questo requisito si intende soddisfatto incrementando di un fattore 2 l'eccentricità accidentale di cui al punto 7.3.3.2.

Qualora la distribuzione di tali elementi sia fortemente irregolare in altezza dovrà 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 tabella **7.4.I**.

Tabella 7.4.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 lampadari	

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

$$S_a = \alpha S \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_I)^2} - 0.5 \right] \quad (7.2.2)$$

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 par. 3.2.3.2.1;

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

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

Z è la quota 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 assumerà sempre $Z=0$.

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

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. In particolare l'effetto dell'azione sismica sull'impianto, in assenza di determinazioni più precise, può essere valutato considerando una forza (F_s) 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 allo snervamento doppia di quella degli eventuali elementi duttili ad essi contigui, ma non superiore a quella risultante da un'analisi eseguita con coefficiente di struttura pari ad 1.

Gli impianti non possono essere vincolati alla costruzione contando sul solo 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.

In caso di terremoto deve essere limitato il rischio di fuoriuscite incontrollate di gas, particolarmente in prossimità di utenze elettriche e materiali infiammabili. Impianti a gas dimensionati per un consumo superiore ai 50 m³/h debbono essere dotati di valvole per l'interruzione automatica della distribuzione in caso di terremoto o comunque in caso di rilascio incontrollato di gas dalla linea. I tubi per la fornitura del gas, al passaggio dal terreno alla costruzione, dovranno essere progettati per sopportare senza rotture i massimi spostamenti relativi edificio-terreno dovuti all'azione sismica di progetto.

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

7.2.5 REQUISITI STRUTTURALI DEGLI ELEMENTI DI FONDAZIONE

Le fondazioni, superficiali e profonde, devono essere progettate per rimanere in campo elastico e subire spostamenti residui trascurabili sotto l'azione sismica di progetto per lo SLU.

Le travi di fondazione devono avere armature longitudinali in percentuale non inferiore allo 0.2 % sia inferiormente che superiormente per l'intera lunghezza.

I pali di calcestruzzo devono essere armati per tutta la loro lunghezza.

7.2.5.1 Collegamenti orizzontali tra fondazioni

Si deve tenere conto della presenza di spostamenti relativi del terreno di fondazione sul piano orizzontale 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:

- $\pm 0,3 N_{sd} a_g S/g$ per sottosuoli di fondazione di tipo B
- $\pm 0,5 N_{sd} a_g S/g$ per sottosuoli di fondazione di tipo C ed E
- $\pm 0,6 N_{sd} a_g S/g$ per sottosuoli di fondazione di tipo D

dove N_{sd} è il valore medio degli sforzi verticali agenti sugli elementi collegati.

Per sottosuoli di tipo A è consentito omettere i collegamenti, senza ulteriori valutazioni e senza tener conto degli spostamenti relativi nelle verifiche della struttura in elevazione. Per tutte le costruzioni, con la sola eccezione dei ponti, i collegamenti devono essere sempre predisposti qualora anche una sola delle fondazioni delle due parti collegate sia su sottosuoli B, C, D o E.

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. Per configurazioni strutturali regolari in pianta, sul modello tridimensionale si possono eseguire due analisi piane ortogonali, secondo le direzioni di traslazione retta, aggiungendo a posteriori gli effetti torsionali.

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. La scelta degli elementi "secondari" può essere cambiata a seguito di analisi preliminari.

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. In ogni caso, essi possono essere considerati infinitamente rigidi solo se, modellandone la deformabilità nel piano, i loro spostamenti orizzontali in condizioni sismiche non superano per più del 10% quelli calcolati con l'assunzione di piano rigido.

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, ad esempio in funzione dell'influenza dello sforzo normale permanente.

Nel caso di comportamento non dissipativo, cui ci si riferisce quando si progetta per gli stati limite di esercizio, si adottano unicamente i modelli lineari;

Nel caso di comportamento dissipativo, cui ci si riferisce quando si progetta per gli stati limite ultimi, 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.

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:

$$q = q_0 \times K_R \quad 7.3.1$$

dove: q_0 è il valore massimo del coefficiente di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto α_0/α_1 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 sua resistenza flessionale;

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 strutture regolari in pianta, qualora non si proceda ad una analisi non lineare finalizzata alla valutazione del rapporto α_u/α_1 , per esso possono essere adottati i valori indicati nei paragrafi successivi per le diverse tipologie costruttive.

Per le strutture non regolari in pianta, si possono adottare valori di α_u/α_1 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, esse possono essere trascurate nel caso in cui la condizione seguente sia verificata ad ogni orizzontamento:

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

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 esclusivamente 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 presenti.

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 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). In alternativa all'analisi modale si può adottare una integrazione al passo, modellando l'azione sismica indirettamente 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 sia condizionata 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, 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.

Dovranno essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. Si suggerisce a tal riguardo di 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%.

Se il periodo di vibrazione di ciascun modo differisce di almeno il 10% da quello di tutti gli altri, la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi può essere effettuata calcolando la radice quadrata della somma dei quadrati degli effetti relativi a ciascun modo, secondo l'espressione:

$$E = (\sum_i E_i^2)^{1/2} \quad 7.3.3$$

con: E valore combinato dell'effetto ed E_i valore dell'effetto relativo al modo i.

Altrimenti deve essere utilizzata una combinazione quadratica completa, quale quella indicata nell'espressione (7.3.4):

$$E = (\sum_i \sum_j \rho_{ij} \times E_i \times E_j)^{1/2} \quad 7.3.4$$

con: E_j valore dell'effetto relativo al modo j

ρ_{ij} coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j calcolato secondo la seguente espressione:

$$\rho_{ij} = (8\xi_i \times \xi_j \times (1 + \beta_{ij}) \times \beta_{ij}^{3/2}) / ((1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4\xi^2 \times \beta_{ij} \times (1 + \beta_{ij})^2)$$

ξ_i, ξ_j smorzamento viscoso convenzionale rispettivamente del modo i e del modo j

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

Gli effetti della torsione accidentale sugli edifici 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, per l'eccentricità accidentale del baricentro delle masse rispetto alla sua posizione nominale. 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 della forza.

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 $2,5 T_C$.

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:

$$T_1 = C_1 \times H^{3/4} \quad 7.3.5$$

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 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:

$$F_i = F_h \times z_i \times W_i / \sum_j z_j W_j \quad 7.3.6$$

dove: $F_h = S_d(T_1) \times \frac{W \times \lambda}{g}$

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, calcolato secondo quanto indicato per ogni tipo strutturale

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.

Gli effetti torsionali accidentali debbono 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 dell'edificio, misurata perpendicolarmente alla direzione dell'azione sismica considerata

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

7.3.3.3 Valutazione degli spostamenti

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

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

dove

$$\begin{aligned} \mu_d &= q && \text{se } T_1 \geq 1,5T_C \\ \mu_d &= 1 + (q-1)1,5T_C / T_1 && \text{se } T_1 < 1,5T_C \end{aligned} \quad 7.3.9$$

7.3.4 ANALISI NON LINEARE STATICA O DINAMICA

7.3.4.1 Analisi non lineare statica

Questo tipo di analisi può essere applicato 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.

Gli obiettivi principali di questo tipo di analisi sono la valutazione della sequenza di formazione delle cerniere plastiche fino alla trasformazione della struttura in un meccanismo, l'esame della redistribuzione delle sollecitazioni susseguenti alla formazione delle cerniere plastiche e la valutazione dell'entità delle rotazioni delle cerniere plastiche al raggiungimento dello spostamento prefissato.

L'analisi statica non lineare consiste nell'applicare alla struttura i carichi gravitazionali ed un sistema di forze orizzontali scalate in modo da far crescere monotonamente, sia in direzione positiva che negativa, lo spostamento orizzontale di un punto di controllo posto sulla struttura, fino al raggiungimento delle condizioni di collasso locale o globale.

Il punto di controllo deve essere collocato nel centro di massa dell'ultimo livello della costruzione.

La curva relazione tra il taglio alla base e lo spostamento laterale del punto di controllo deve essere determinata per spostamenti del punto di controllo fino a 1,5 volte lo spostamento di riferimento.

Le forze devono essere distribuite proporzionalmente alle forze d'inerzia orizzontali ad ogni livello della costruzione. Si devono considerare almeno due distribuzioni di forze d'inerzia, ricadenti una nelle distribuzioni principali (**Gruppo 1**) ed una 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 ad 1 secondo;

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.

La curva caratteristica del sistema equivalente è approssimata da una legge bilineare nella quale la rigidezza del primo ramo è la rigidezza secante calcolata per una forza pari al 60% della forza di plasticizzazione e la pendenza del secondo ramo deve essere scelta in modo da consentire l'uguaglianza delle aree sottese dalle due curve. La forza di plasticizzazione non deve eccedere la resistenza della struttura.

Nel caso in cui il periodo elastico della costruzione T^* risulti $T^* \geq T_C$ la risposta in spostamento del sistema anelastico è assunta uguale a quella di un sistema elastico di pari periodo (v. § 3.2.3.2.3):

$$d_{\max}^* = d_{e,\max}^* = S_{De}(T^*) \quad 7.3.11$$

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

$$d_{\max}^* = \frac{d_{e,\max}^*}{q^*} \left[1 + (q^* - 1) \frac{T_C}{T^*} \right] \geq d_{e,\max}^* \quad 7.3.12$$

dove $q^* = \frac{S_e(T^*)m^*}{F_y^*}$ rappresenta il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente.

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

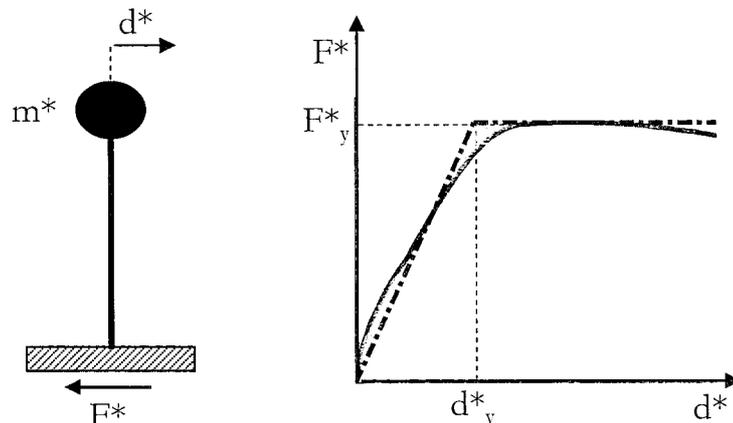


Figura 7.3.1 – Sistema e diagramma bilineare equivalenti

7.3.4.2 Analisi non lineare dinamica

L'analisi dinamica non lineare 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 verificare l'adeguatezza del fattore di struttura q , consentendo il confronto tra duttilità richieste e duttilità disponibili, nonché di verificare l'integrità degli elementi strutturali nei confronti di possibili comportamenti fragili.

Nel caso in cui si utilizzino almeno 7 diversi gruppi di accelerogrammi gli effetti sulla struttura potranno essere rappresentati dai valori medi degli effetti più sfavorevoli ottenuti dalle analisi; nel caso di un numero inferiore di gruppi di accelerogrammi, si farà riferimento ai valori più sfavorevoli degli effetti.

In nessun caso si potranno adottare meno di tre gruppi di accelerogrammi.

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

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

Nel caso in cui, con la sola eccezione del comportamento del sistema d'isolamento, sussistano le condizioni per l'esecuzione di analisi statiche lineari si potrà utilizzare un modello semplificato del sistema strutturale considerando la struttura come una massa rigida, collegata a terra tramite elementi che riproducano correttamente il comportamento del sistema d'isolamento risultante dal contributo di tutti i suoi dispositivi. Lo spostamento ottenuto dall'analisi verrà assunto come spostamento di progetto del sistema d'isolamento, mentre l'accelerazione massima sulla massa rigida sarà utilizzata, nell'ipotesi di distribuzione linearmente crescente lungo l'altezza dell'accelerazione, per la valutazione delle forze d'inerzia da applicare ai singoli piani nella formula (4.2) del par. 4.5.2, in sostituzione di $S_d(T_1)$.

Gli effetti torsionali sul sistema d'isolamento verranno valutati come precisato in 7.10.5.3.1, adottando valori delle rigidità equivalenti coerenti con gli spostamenti risultanti dall'analisi.

7.3.5 ANALISI NON LINEARE STATICA O DINAMICA

7.3.5.1 Analisi non lineare statica

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

- valutare i rapporti di sovraresistenza α_u/α_1 di cui ai punti 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.

L'analisi statica non lineare consiste nell'applicare alla struttura i carichi gravitazionali ed un sistema di forze orizzontali tutte scalate in modo da far crescere monotonamente lo spostamento orizzontale di un punto di controllo posto sulla struttura, fino al raggiungimento delle condizioni di collasso locale o globale.

Gli obiettivi principali di questo tipo di analisi sono la valutazione della sequenza di formazione delle cerniere plastiche fino alla trasformazione della struttura in un meccanismo, l'esame della redistribuzione delle sollecitazioni susseguenti alla formazione delle cerniere plastiche e la valutazione dell'entità delle rotazioni delle cerniere plastiche al raggiungimento dello spostamento prefissato.

Il metodo si articola nei passi seguenti:

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

Le proprietà degli elementi possono essere basate, salvo diversa indicazione, sui valori medi delle proprietà dei materiali.

Legame forza-spostamento generalizzato

Devono essere applicate alla struttura almeno due distinte distribuzioni di forze orizzontali:

- una distribuzione di forze proporzionali alle masse;
- una distribuzione di forze proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al modo di vibrare principale nella direzione considerata.

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

L'analisi deve essere spinta fino al superamento dello stato limite oggetto della verifica. Il diagramma risultante ha in ascissa lo spostamento del punto di controllo e in ordinata il taglio alla base.

Sistema bi-lineare equivalente

Si indichi con Φ il vettore rappresentativo del modo di vibrare principale della struttura per la direzione considerata dell'azione sismica, normalizzato al valore della componente relativa al punto di controllo.

Il "coefficiente di partecipazione" Γ è definito dalla relazione

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \Phi_i}{\sum m_i \Phi_i^2} \quad 7.3.8$$

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

$$\begin{aligned} F^* &= F_b / \Gamma \\ d^* &= d_c / \Gamma \end{aligned} \quad 7.3.9$$

La curva caratteristica forza F^* - spostamento d^* del sistema equivalente è approssimata da una bilineare definita in base al criterio di uguaglianza delle aree.

In mancanza di valutazioni più accurate, le coordinate del punto di snervamento del sistema bi-lineare equivalente possono essere definite nel seguente modo:

- $F_y^* = F_{bu} / \Gamma$ dove F_{bu} è la resistenza massima della struttura (fig 7.3.1);
- $d_y^* = F_y^* / k^*$ dove k^* è la rigidezza secante del sistema equivalente ottenuta dall'eguaglianza delle aree come indicato nella figura 7.1.

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

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}} \quad 7.3.10$$

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

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente

Nel caso che $T^* \geq T_C$ la risposta in spostamento del sistema anelastico è assunta uguale a quella di un sistema elastico di pari periodo (v. § 3.2.3.2.3):

$$d_{\max}^* = d_{e,\max}^* = S_{De}(T^*) \quad 7.3.11$$

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

$$d_{\max}^* = \frac{d_{e,\max}^*}{q^*} \left[1 + (q^* - 1) \frac{T_C}{T^*} \right] \geq d_{e,\max}^* \quad 7.3.12$$

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

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

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

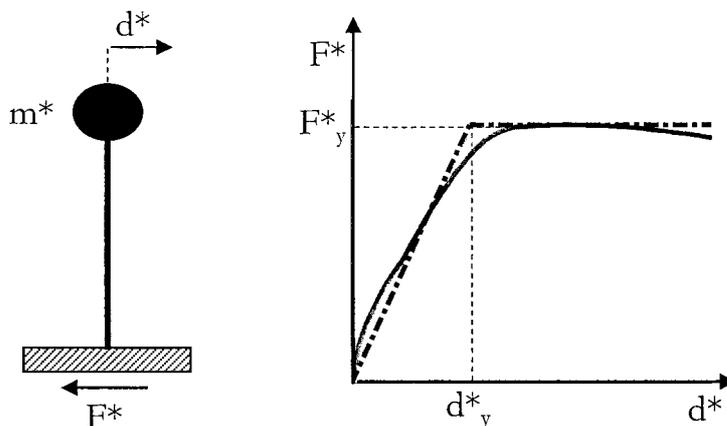


Figura 7.3.1 – Sistema e diagramma bilineare equivalenti

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva della struttura

Lo spostamento effettivo di risposta del punto di controllo della struttura risulta pari a Γd_{\max}^* .

Una volta trovato lo spostamento effettivo di risposta per lo stato limite in studio, si procede alla verifica della compatibilità degli spostamenti per gli elementi/meccanismi duttili e delle resistenze per gli elementi/meccanismi fragili.

7.3.5.2 Analisi non lineare dinamica

L'analisi dinamica non lineare 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 verificare l'adeguatezza del fattore di struttura q , consentendo il confronto tra duttilità richieste e duttilità disponibili, nonché di verificare l'integrità degli elementi strutturali nei confronti di possibili comportamenti fragili.

Nel caso in cui si utilizzino almeno 7 diversi gruppi di accelerogrammi gli effetti sulla struttura potranno essere rappresentati dai valori medi degli effetti più sfavorevoli ottenuti dalle analisi; nel caso di un numero inferiore di gruppi di accelerogrammi, si farà riferimento ai valori più sfavorevoli degli effetti.

In nessun caso si potranno adottare meno di tre gruppi di accelerogrammi.

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

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

Nel caso in cui, con la sola eccezione del comportamento del sistema d'isolamento, sussistano le condizioni per l'esecuzione di analisi statiche lineari si potrà utilizzare un modello semplificato del sistema strutturale considerando la struttura come una massa rigida, collegata a terra tramite elementi che riproducano correttamente il comportamento del sistema d'isolamento risultante dal contributo di tutti i suoi dispositivi. Lo spostamento ottenuto dall'analisi verrà assunto come spostamento di progetto del sistema d'isolamento, mentre l'accelerazione massima sulla massa rigida sarà utilizzata, nell'ipotesi di distribuzione linearmente crescente lungo l'altezza dell'accelerazione, per la valutazione delle forze d'inerzia da applicare ai singoli piani nella formula (4.2) del par. 4.5.2, in sostituzione di $S_d(T_1)$.

Gli effetti torsionali sul sistema d'isolamento verranno valutati come precisato in 7.10.5.3.1, adottando valori delle rigidezze equivalenti coerenti con gli spostamenti risultanti dall'analisi.

7.3.6 RISPOSTA ALLE DIVERSE COMPONENTI DELL'AZIONE SISMICA E ALLA VARIABILITÀ SPAZIALE DEL MOTO

Se la risposta viene valutata mediante analisi statica o dinamica modale e 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), andrà 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.) saranno combinati successivamente, applicando la seguente espressione:

$$1,00 \times E_x + 0,30 \times E_y + 0,30 \times E_z \quad [7.3.13]$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi.

Se la risposta viene valutata mediante analisi statica e in campo non lineare, ciascuna delle due componenti orizzontali (insieme a quella verticale, ove appropriato 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 di eccitazione orizzontale (e quella verticale, ove appropriato) sono applicate simultaneamente a formare un gruppo di accelerogrammi e gli effetti massimi valutati assumendo i valori più sfavorevoli così ottenuti. Nel caso in cui sia necessario valutare gli effetti della variabilità spaziale del moto (v. § 3.2.5.1), 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.

Nel caso in cui si utilizzino almeno 7 diversi gruppi di accelerogrammi, gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc.) potranno essere rappresentati dai valori medi degli effetti massimi ottenuti dalle analisi; nel caso di un numero inferiore di gruppi di accelerogrammi si farà riferimento ai valori più sfavorevoli ottenuti.

In nessun caso si potranno utilizzare meno di tre gruppi di accelerogrammi.

7.3.7 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.

7.3.7.1 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), calcolato secondo le regole specifiche indicate per ciascun tipo strutturale.

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

7.3.7.2 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 potrà ritenere soddisfatta applicando le regole di progetto specifiche e di gerarchia delle resistenze indicate per le diverse tipologie costruttive.

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

7.3.7.3 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 SLU . Per le tamponature, tale prestazione si può ritenere conseguita con l'inserimento di leggere reti da intonaco sui due lati della muratura, collegate tra loro ed alle strutture circostanti a distanza non superiore a 500 mm sia in direzione orizzontale sia in direzione verticale, ovvero con l'inserimento di elementi di armatura orizzontale nei letti di malta, a distanza non superiore a 500 mm.

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 *SLU*.

7.3.8 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.

7.3.8.1 Verifiche degli elementi strutturali in termini di resistenza

Per tutti gli elementi strutturali, inclusi nodi e connessioni tra elementi, dovrà 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), sia inferiore al corrispondente valore della resistenza di progetto (R_d), calcolato secondo le regole specifiche indicate per ciascun tipo strutturale.

7.3.8.2 Verifiche degli elementi non strutturali in termini di contenimento del danno

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

Nel caso delle costruzioni civili e industriali questa condizione si potrà 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 $d_i < 0,005 h$ (7.3.14)

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

$$d_i \leq d_{ip} \leq 0,01 h \quad (7.3.15)$$

c) per costruzioni con struttura portante in muratura ordinaria

$$d_i < 0,003 h \quad (7.3.16)$$

d) per costruzioni con struttura portante in muratura armata

$$d_r < 0,004 h \quad (7.3.17)$$

dove: d_i 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, dovrà 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 potrà 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:

7.3.8.3 Verifiche degli impianti in termini di mantenimento della funzionalità

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso III e IV, si dovrà verificare che gli spostamenti strutturali prodotti dalle azioni relative allo *SLO* non siano tali da produrre interruzioni d'uso degli impianti.

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.

Ai fini di un buon comportamento dissipativo d'insieme, le deformazioni inelastiche devono essere distribuite nel maggior numero possibile di elementi duttili, in particolare in quelli soggetti a sforzi normali limitati, evitando al contempo che esse si manifestino negli elementi meno duttili (ad es. i pilastri soggetti a sforzi normali rilevanti) e nei meccanismi resistenti fragili (ad es. resistenza a taglio, resistenza dei nodi trave-pilastro).

Gli edifici con struttura prefabbricata in cemento armato sono trattati al § 7.4.5.

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 da realizzare nelle zone ad alta, media e bassa sismicità quale definita nell'**Allegato A1**, si deve utilizzare acciaio B450C di cui al punto 11.2.2.1.

Acciai di tipo B450A con diametri compresi tra 5 e 10 mm si possono utilizzare unicamente per l'armatura trasversale, per l'armatura di elementi in cui è impedita la plasticizzazione mediante il rispetto del criterio di gerarchia delle resistenze, per elementi secondari per i quali si verifichi la compatibilità delle deformazioni e per strutture poco dissipative, caratterizzate da valori del 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 totale;⁴;
- *strutture miste telaio-pareti*, nelle quali la resistenza alle azioni verticali è affidata prevalentemente ai telai, mentre la resistenza alle azioni orizzontali è affidata in parte ai telai ed in parte alle pareti, singole o accoppiate; le strutture miste telaio-pareti sono a loro volta suddivise in:
 - *strutture miste equivalenti a telai*, nelle quali la resistenza a taglio alla base è affidata ai telai per più del 50% della resistenza a taglio totale;
 - *strutture miste equivalenti a pareti*, nelle quali la resistenza a taglio alla base è affidata alle pareti per più del 50% della resistenza a taglio totale;
- *strutture deformabili torsionalmente o a nucleo*, composte da telai e/o pareti, la cui rigidezza torsionale non soddisfa ad ogni piano la condizione $r/I_s > 0,8$, nella quale:

$r^2 =$ rapporto tra rigidezza torsionale e flessionale di piano

$I_s^2 = (L^2 + B^2)/12$ (L e B dimensioni in pianta della costruzione)
- *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 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 0,5s, e comprende almeno due pareti con una dimensione orizzontale non inferiore al minimo tra 4,0m ed i 2/3 dell'altezza della parete che portano insieme almeno il 20% del carico gravitazionale nella situazione sismica.

Se una struttura non è classificata come *struttura a pareti 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.

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 collegamento") distribuite in modo regolare lungo l'altezza. Ai fini della determinazione del coefficiente di struttura q una parete si definisce accoppiata quando è verificata la condizione che il momento totale alla base prodotto dalle azioni orizzontali è equilibrato, per almeno il 20%, dalla coppia prodotta dagli sforzi verticali indotti nelle pareti dalla azione sismica

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.

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 a nucleo (torsionalmente flessibili)	2,0	3,0
Strutture a pendolo inverso	1,5	2,0

Le strutture a pareti 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".

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 $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$

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

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

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 dovrà 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, per le quali si rimanda ai paragrafi

successivi, e verifiche di duttilità. 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

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

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_{yk} e la curvatura di plasticizzazione.

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, gli sforzi di taglio di calcolo si ottengono sommando il contributo dovuto ai carichi gravitazionali agenti sulla trave, considerata incernierata agli estremi, allo sforzo di taglio corrispondente alla formazione delle cerniere plastiche nella trave e prodotto dai momenti resistenti delle sezioni di plasticizzazione (generalmente quelle di estremità), amplificato del fattore di sovrarresistenza γ_{Rd} assunto pari, rispettivamente, ad 1,20 per strutture in CD''A'', ad 1,00 per strutture in CD''B''.

I momenti resistenti di tali sezioni sono da calcolare sulla base delle armature flessionali effettivamente presenti, con gli stessi coefficienti parziali di sicurezza γ_m applicabili per le situazioni non sismiche (come indicato in 4.1.2.1.2), e devono includere il contributo delle armature presenti all'interno della larghezza collaborante di eventuali solette ed ancorate al di fuori della campata in esame. La larghezza collaborante è da assumersi uguale alla larghezza del pilastro su cui la trave confluisce più:

- due volte l'altezza della soletta nelle direzioni in cui è presente una trave trasversale di larghezza simile, per travi confluenti in pilastri esterni,
- due volte l'altezza della soletta in entrambe le direzioni, per travi confluenti in pilastri interni.

Per ciascuna direzione e ciascun verso di applicazione delle azioni sismiche, si considereranno due valori dello sforzo di taglio, massimo e minimo, ipotizzando rispettivamente la presenza e l'assenza dei carichi variabili e momenti di estremità con i due possibili segni, da assumere in ogni caso concordi.

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

7.4.4.1.2 Verifiche di resistenza

a) 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.

b) 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 § 4.1.2.1.3.2.

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

- il contributo del calcestruzzo alla resistenza a taglio viene assunto nullo e si considera esclusivamente il contributo dell'acciaio; per le bielle di calcestruzzo l'inclinazione da assumere nelle zone critiche è 45°;
- nel caso in cui nelle zone critiche il rapporto tra il taglio massimo e quello minimo risulti negativo ed in valore assoluto inferiore a 2, se il maggiore tra i valori assoluti supera il valore:

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

dove b_w è la larghezza dell'anima della trave e d è l'altezza utile della sua sezione, allora nel piano verticale di inflessione della trave devono essere disposti due ordini di armature diagonali, l'uno inclinato di +45° 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

$$0,5V_{\max} \leq 2A_s \cdot f_{yd} \cdot \cos \phi$$

dove A_s è l'area di ciascuno dei due ordini di armature inclinate e ϕ è l'angolo tra l'ordine considerato e l'asse della trave.

7.4.4.2 Pilastri

7.4.4.2.1 Sollecitazioni di calcolo

I momenti flettenti di calcolo devono essere tali da proteggere i pilastri dalla plasticizzazione prematura; essi si ottengono moltiplicando i momenti derivanti dall'analisi per il fattore di amplificazione α dato dall'espressione:

$$\alpha = \gamma_{Rd} \cdot \frac{|\sum M_{Rt}|}{|\sum M_p|} \quad (7.4.3)$$

nella quale:

- $\gamma_{Rd} = 1,30$ per le strutture in CD "A" e $\gamma_{Rd} = 1,10$ per le strutture in CD "B",
- $\sum M_{Rt}$ è la somma dei momenti resistenti delle travi convergenti in un nodo, aventi verso concorde,
- $\sum M_p$ è la somma dei momenti nel pilastro al di sopra ed al di sotto del medesimo nodo, ottenuti dall'analisi.

Nel caso in cui i momenti nel pilastro siano di verso discorde, al denominatore della formula 7.4.3 va posto il solo valore maggiore, mentre il minore va sommato ai momenti resistenti delle travi.

Il fattore di amplificazione α deve essere calcolato per ciascuna direzione di applicazione dell'azione sismica e per entrambi i suoi versi ed applicato ai momenti agenti sul pilastro per l'azione sismica orientata nella direzione e nel verso considerati.

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

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

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

Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, gli sforzi 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_{Rp}^s) ed inferiore (M_{Rp}^i) secondo l'espressione:

$$V = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{Rp}^s + M_{Rp}^i}{l_p} \quad (7.4.4)$$

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, gli sforzi di taglio da considerare per la parte del pilastro priva di tamponamento dovranno essere calcolati utilizzando la relazione 7.4.4, dove l'altezza l_p sarà assunta pari alla estensione della parte di pilastro priva di tamponamento.

7.4.4.2.2 Verifiche di resistenza

a) Presso-flessione

Per le strutture in CD "B" ed in CD "A" lo sforzo 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 mentre la resistenza, calcolata come indicato nel § 4.1.2.1.2, viene ridotta del 30%.

a) Taglio

La resistenza delle sezioni dei pilastri a taglio, da confrontare con le rispettive sollecitazioni determinate come indicato nel § 7.4.4.2.1.4, è calcolata come indicato nel § 4.1.2.1.3.2.

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 si sovrappone per almeno i 3/4 della larghezza del pilastro e, su entrambe le coppie di facce opposte del nodo, le sezioni delle travi si ricoprono per almeno i 3/4 dell'altezza;
- *nodi non interamente confinati*: tutti i nodi non appartenenti alla categoria precedente.

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:

$$a) V_{jbd} = \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} - V_C \text{ per nodi interni} \quad (7.4.5)$$

$$b) V_{jbd} = \gamma_{Rd} \cdot A_{s1} \cdot f_{yd} - V_C \text{ per nodi esterni} \quad (7.4.6)$$

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, 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:

$$V_{jbd} \leq \eta \cdot f_{cd} \cdot b_j \cdot h_{jc} \cdot \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}} \quad (7.4.7)$$

in cui

$$\eta = \alpha_j \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \text{ con } f_{ck} \text{ espresso in MPa} \quad (7.4.8)$$

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:

$$\frac{A_{sh} \cdot f_{ywd}}{b_j \cdot h_{jw}} \geq \frac{\left(\frac{V_{jbd}}{b_j \cdot h_{jc}} \right)^2}{f_{ctd} + v_d \cdot f_{cd}} - f_{ctd} \quad (7.4.9)$$

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

$$A_{sh} \cdot f_{ywd} \geq \gamma_{rd} \cdot (A_{s1} + A_{s2}) \cdot f_{yd} \cdot (1 - 0,8v_d) \text{ per nodi interni} \quad (7.4.10)$$

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

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 § 7.3.7.1.

7.4.4.5 Pareti

7.4.4.5.1 Sollecitazioni di calcolo

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

Il diagramma dei momenti flettenti lungo l'altezza della parete è ottenuto per traslazione verso l'alto dell'involuppo del diagramma dei momenti derivante dall'analisi. L'involuppo può essere assunto lineare, se la struttura non presenta significative discontinuità in termini di massa, rigidezza e resistenza lungo l'altezza. La traslazione deve essere in accordo con l'inclinazione degli elementi compressi nel meccanismo resistente a taglio e può essere assunta pari ad h_{cr} (altezza della zona inelastica di base).

L'altezza h_{cr} è data dal più grande dei seguenti valori: l'altezza della sezione di base della parete (l), 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 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 figura 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 $0,5A$.

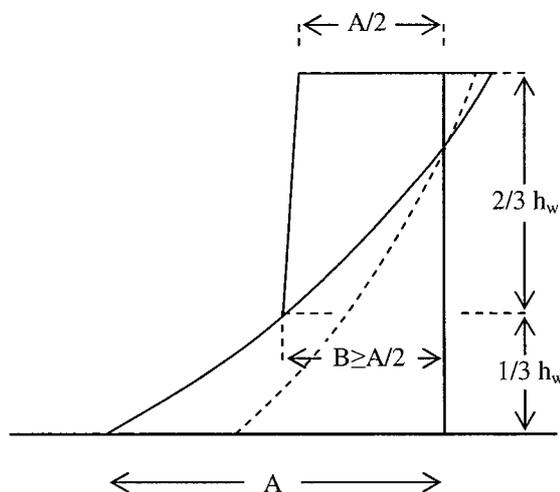


Figura 7.4.1 – Diagramma di involuppo delle forze di taglio nelle pareti di strutture miste.

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

$$1,5 \leq q \cdot \sqrt{\left(\frac{\gamma_{rd}}{q} \cdot \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}\right)^2 + 0,1 \left(\frac{S_e(T_C)}{S_e(T_1)}\right)} \leq q \quad \text{per pareti snelle} \quad (7.4. 12)$$

$$\gamma_{rd} \cdot \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \leq q \quad \text{per pareti tozze} \quad (7.4. 13)$$

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 è il 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 .

a) Presso-flessione

Per tutte le pareti, sia in CD"B" che in CD"A", la forza normale di compressione non deve eccedere rispettivamente il 40% ed il 35% 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 debolmente armate occorre limitare le tensioni di compressione nel calcestruzzo per prevenire l'instabilità fuori dal piano, secondo quanto indicato in 4.1.2.1.6.2 per i pilastri singoli.

Quando si considerano le forze assiali dinamiche aggiuntive, per il calcestruzzo non confinato si può assumere una $\epsilon_{cu}=0,005$ mentre per quello confinato un valore maggiore, in accordo con il legame costitutivo adottato, purché si consideri l'eventuale rottura del copriferro.

b) 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 la possibile rottura per scorrimento.

Per le strutture in CD"A" nelle verifiche si deve considerare la possibile rottura delle diagonali compresse nell'anima, la possibile rottura a taglio dell'anima, la possibile rottura per scorrimento.

Verifica a schiacciamento delle diagonali compresse nell'anima

La determinazione della resistenza a schiacciamento 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 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:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} + 0,75 \cdot \rho_h \cdot f_{yd,h} \cdot b_{wo} \cdot \alpha_s \cdot l_w \quad (7.4.14)$$

$$\rho_h \cdot f_{yd,h} \cdot b_{wo} \cdot z \leq \rho_v \cdot f_{yd,v} \cdot b_{wo} \cdot z + \min N_{Ed} \quad (7.4.15)$$

in cui ρ_h è il rapporto 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 a snervamento dell'armatura orizzontale e verticale, b_{wo} 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, e da assumersi nulla nelle zone critiche quando N_{Ed} è di trazione.

Verifica a scorrimento

Sui possibili piani di scorrimento (per esempio i giunti costruttivi) posti all'interno delle regioni critiche deve risultare

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s}$$

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

$$V_{Rd,s} = V_{dd} + V_{id} + V_{fd} \quad (7.4.16)$$

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:

$$V_{dd} = \min \begin{cases} 1,3 \cdot \sum A_{sj} \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} \\ 0,25 \cdot f_{yd} \cdot \sum A_{sj} \end{cases} \quad (7.4.17)$$

$$V_{id} = f_{yd} \cdot \sum A_{sj} \cdot \cos \phi_j \quad (7.4.18)$$

$$V_{fd} = \min \begin{cases} \mu_f \cdot \left[\left(\sum A_{sj} \cdot f_{yd} + N_{Ed} \right) \cdot \xi + M_{Ed} / z \right] \\ 0,5\eta \cdot f_{cd} \cdot \xi \cdot l_w \cdot b_{wo} \end{cases} \quad (7.4.19)$$

dove η è dato dall'espressione 7.4.7 (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_j .

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 collegamento

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

La verifica delle travi di collegamento è da eseguire con i procedimenti contenuti 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;
- lo sforzo di taglio di calcolo risulta:

$$V_d \leq f_{ctd} \cdot b \cdot d \quad (7.4.20)$$

Se le condizioni precedenti non sono soddisfatte lo sforzo di taglio deve venire assorbito da due ordini di armature diagonali disposte ad X sulla trave e che si ancorano nelle pareti adiacenti, con sezione pari, per ciascuna diagonale, ad A_s tale da soddisfare la relazione:

$$V_d \leq 2 A_s f_{yd} \cdot \sin \phi \quad (7.4.21)$$

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

7.4.5 COSTRUZIONI CON STRUTTURA PREFABBRICATA

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

La prefabbricazione di parti di una struttura progettata per rispondere alle prescrizioni 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 monopiano, con elementi di copertura sostenuti da 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 le capacità di dissipazione per meccanismi a taglio possono essere considerate, 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 essere rigidi, in modo da garantire la congruenza degli spostamenti verticali e orizzontali, ed il trasferimento delle sollecitazioni deve essere assicurato da dispositivi meccanici. Al vincolo rigido 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 influenzano 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 dovrà corrispondere un opportuno criterio di dimensionamento:

- a) collegamenti situati al di fuori delle previste zone critiche, che quindi non modificano le capacità dissipative della struttura rispetto al caso monolitico;
- 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 può essere di tipo fisso (rigido o elastico), oppure scorrevole. 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, pari 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 valore maggiore tra il valore derivante dall'analisi ed il 50% del momento resistente M_{Rd} della sezione corrispondente alla faccia terminale della zona critica più vicina, moltiplicato per il fattore di sovraresistenza 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 sovraresistenza $\gamma_{Rd} = 1,10$ per strutture in CD"B", un fattore di sovraresistenza $\gamma_{Rd} = 1,15$ 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 sovraresistenza $\gamma_{Rd} = 1,20$ per strutture in CD"B", un fattore di sovraresistenza $\gamma_{Rd} = 1,35$ 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 o nelle sezioni adiacenti.

Collegamenti tipo c)

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

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

Fanno altresì parte di questa tipologia giunzioni realizzate da elementi metallici, o comunque con dispositivi diversi dalla sezione corrente degli elementi. L'idoneità di tali giunzioni a realizzare il meccanismo inelastico previsto per le strutture a telaio ed a soddisfare le richieste globali e locali di

duttilità ciclica nella misura corrispondente alle CD "A" e "B" deve essere comprovata da prove sperimentali in vera scala 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 non ridotta del fattore di struttura ($q = 1$).

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

$$\Delta = (d_e^2 + d_r^2)^{1/2} \quad (7.4.22)$$

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 punto 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.

È ammessa la saldatura delle barre d'armatura di acciaio saldabile solo se si assicura una perdita di duttilità locale inferiore al 10% rispetto alla connessione senza saldatura.

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.

Pilastr

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

Per strutture a pilastri isostatici le colonne devono essere fissate alla base con supporti in fondazioni a bicchiere.

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. Le connessioni che sono solo parzialmente tese sotto le azioni sismiche, la verifica di resistenza a taglio deve essere fatta considerando esclusivamente la zona compressa; in questo caso come valore della forza assiale si deve considerare il valore della risultante di compressione su questa zona.

Diaframmi

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

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

Le forze di taglio lungo le connessioni piastra-piastra o piastra-trave devono essere moltiplicate 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 versi 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 la flessione e le estremità del pilastro.

In assenza di analisi più accurate si può assumere che la lunghezza della regione 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.

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. Essa non può comunque essere superiore a 2 volte la larghezza della parete e ad 1 o 2 volte l'altezza libera di interpiano, rispettivamente per edifici aventi fino a 6 piani o oltre 6 piani.

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:

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

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).

In ogni sezione della trave, inoltre, deve essere $\rho_{comp} \geq 1/2 \rho$.

L'armatura superiore, disposta per il momento negativo alle estremità delle travi, deve essere contenuta, per almeno il 75%, entro la larghezza dell'anima e comunque, per le sezioni a T o ad L, entro una fascia di soletta pari rispettivamente alla larghezza del pilastro, od alla larghezza del pilastro aumentata di 2 volte lo spessore della soletta da ciascun lato del pilastro, a seconda che nel nodo manchi o sia presente una trave ortogonale. Almeno $1/4$ della suddetta armatura deve essere mantenuta per tutta la lunghezza della trave.

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

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

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

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

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

dove: k_D vale 1 o $2/3$, 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 minimo delle armature longitudinali.

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

7.4.6.2.2 *Pilastri*

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

Nel caso precedente e nel caso in cui il tamponamento sia presente su un solo lato di un pilastro, l'armatura trasversale da disporre alle estremità del pilastro ai sensi del punto 7.4.5.3.3 dovrà 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; su ciascuna faccia del pilastro, al fine di garantire l'integrità del nodo trave-colonna, deve essere disposta almeno una barra di armatura; intermedia tra le barre d'angolo.

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:

$$1\% \leq \rho \leq 4\%$$

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

$$A_{st} \geq \begin{cases} 0,08 \frac{f_{cd} \cdot b_{st} \cdot s}{f_{yd}} \\ 0,12 \frac{f_{cd} \cdot b_{st} \cdot s}{f_{yd}} \end{cases}$$

in cui 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 in 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:

$$\frac{n_{st} \cdot A_{st}}{i \cdot b} \geq 0,05 \frac{R_{ck}}{f_{yd}} \quad 7.4.4$$

nella quale n_{st} ed A_{st} sono rispettivamente il numero di braccia e l’area della sezione trasversale di tondino della singola staffa orizzontale, i è l’interasse delle staffe, e \bar{b} 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} 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} 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.

Nell’altezza della zona critica si individua una zona “confinata”, costituita dallo spessore della parete maggiorata di 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:

$$1\% \leq \rho \leq 4\%$$

Nelle zone confinate l’armatura trasversale deve essere costituita da tondini di diametro non inferiore a 8 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 collegamento

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