

CAPITOLO 3 Le linee guida FEMA 273

3.1 INTRODUZIONE

3.1.1 Premessa

Le FEMA 273 *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings* (ATC, 1997) forniscono le linee guida per la ‘riabilitazione’ sismica degli edifici esistenti, ossia per il conseguimento di obiettivi di sicurezza predefiniti. In sostanza la riabilitazione comprende diversi possibili livelli di intervento, dal miglioramento sismico all’adeguamento sismico delle norme italiane (D.M. 16.1.96 punto C.9.1.2) ed anche oltre, fornendo un quadro generale al cui interno sono possibili diverse scelte, tutte, comunque, misurabili.

Lo scopo fondamentale del documento FEMA è quello di colmare le lacune che verrebbero a sorgere qualora nell’intervento si facesse riferimento alle attuali normative USA di corrente utilizzazione. Tali normative regolano essenzialmente il progetto e la costruzione di nuovi edifici, includendo prescrizioni tali da assicurare una buona prestazione sismica globale, come: configurazione regolare, continuità strutturale, duttilità, materiali di qualità appropriate. Sotto tali ipotesi è possibile ridurre le azioni sismiche attese mediante un coefficiente di struttura, che tiene conto della duttilità strutturale, ed analizzare la struttura in campo elastico.

Molti degli edifici esistenti sono stati però progettati e costruiti senza tali criteri e pertanto la riduzione generalizzata delle azioni non è concettualmente accettabile.

Le FEMA 273, pertanto, forniscono alcuni metodi di analisi che, con diverso grado di approssimazione, consentono di seguire il comportamento delle strutture esistenti oltre il limite elastico, tenendo conto delle specifiche caratteristiche e carenze, anche localizzate. Lo scopo dei metodi è la stima delle deformazioni e sollecitazioni che la struttura subirà in caso di sisma per confrontarle con valori caratteristici compatibili con le prestazioni richieste alla struttura stessa. Allorché, quindi, sono consentite semplici analisi statiche lineari, sono introdotti anche coefficienti correttivi dei valori di risposta calcolati, che tengono conto delle complessità non esplicitamente modellate in queste analisi. Quando sono necessarie analisi non lineari si forniscono le indicazioni per rappresentare il comportamento degli elementi modellati, tenendo conto delle caratteristiche dei materiali, dei dettagli costruttivi, della concezione strutturale.

Le linee guida dunque, invece di adottare la procedura implicita nelle norme italiane (esplicita nell’EC8 e nelle norme americane), che consiste nel ridurre le azioni sismiche attese mediante un coefficiente che tiene conto della duttilità di struttura, stimano le forze e le deformazioni conseguenti alle azioni non ridotte, al fine di evidenziare la distribuzione dei punti critici della struttura. Propongono dunque un approccio che ha lo scopo di evidenziare le carenze a livello di elemento e di struttura nel suo complesso, attraverso un’analisi di dettaglio che non dia per scontata la capacità anelastica della struttura nel suo complesso.

Come già detto una caratteristica delle FEMA 273 è la definizione di diversi possibili obiettivi della riabilitazione, cioè delle prestazioni richieste agli edifici, in funzione di livelli di terremoto aventi assegnate probabilità di eccedenza. Queste linee guida, insieme alle ATC 40 (ATC, 1996) ed al progetto VISION 2000 del SEAOC (SEAOC, 1995) hanno contribuito a

far compiere un significativo passo in avanti alla progettazione basata sulle prestazioni (*performance based design*); hanno infatti codificato gli obiettivi prestazionali, i criteri di accettabilità relativi alle prestazioni attese e gli strumenti di analisi per la valutazione di queste ultime. Grazie a questi contributi si è avuta negli ultimi anni una notevole diffusione della metodologia, che sta progressivamente influenzando l'emanazione delle norme più recenti.

Le motivazioni che hanno condotto all'emanazione delle FEMA 273, specifiche per gli edifici esistenti, valgono anche per la realtà italiana relativamente alle costruzioni in c.a. ed in acciaio. Soprattutto le prime sono particolarmente importanti poiché attualmente rappresentano oltre il 50% della volumetria ad uso residenziale (dati ISTAT 91 elaborati da SSN) e la gran parte di esse, costruite fra gli anni '60 e '80, è stata costruita senza alcun riferimento a normative sismiche. Per quanto riguarda l'acciaio, come noto, esso ha una diffusione del tutto marginale nell'edilizia residenziale, mentre ha un consistente impiego nell'industria e, in alcune zone del Paese, nell'edilizia pubblica. Anche la muratura è trattata nelle FEMA 273; tuttavia le molteplici tecnologie usate in Italia in questo settore non trovano facile collocazione negli schemi previsti nelle linee guida.

3.1.2 La riabilitazione sismica

L'approccio di base per la riabilitazione sismica include i passi di seguito indicati :

1. reperimento delle informazioni esistenti sull'edificio e individuazione delle caratteristiche strutturali;
2. selezione di un obiettivo di riabilitazione;
3. selezione del metodo di riabilitazione appropriato:
 - metodo semplificato;
 - metodo sistematico:
 - selezione della strategia di riabilitazione e definizione di un progetto preliminare di interventi correttivi;
 - scelta di una appropriata procedura d'analisi;
 - analisi della struttura, in considerazione degli interventi previsti, e verifica della rispondenza all'obiettivo di riabilitazione;
 - se il progetto risulta inadeguato si procede alla revisione degli interventi correttivi o alla scelta di una strategia alternativa.

Il primo passo, che prevede l'acquisizione degli elementi conoscitivi di base, è comune a qualunque procedimento di valutazione.

Il secondo passo, cioè la scelta dell'obiettivo, è il punto fondamentale della procedura. Si definiscono in esso le prestazioni strutturali e non strutturali attese, a fronte di eventi sismici con diverse probabilità di superamento. L'obiettivo base della progettazione (*Basic Safety Objective*) per edifici ordinari è definito nelle linee guida dalla contemporanea garanzia:

- della tutela della vita, per evento sismico con probabilità di superamento del 10% in 50 anni
- dell'assenza di collasso, per un evento con probabilità di superamento del 2% in 50 anni.

Il doppio livello di verifica richiesto ha lo scopo di considerare esplicitamente sia gli effetti di eventi 'estremi' (2%/50), sia quelli di eventi rari (10%/50). Tale necessità non è contemplata nelle linee guida per lo sviluppo di nuove norme sismiche (BSSC 1995) in quanto per edifici

di nuova costruzione l'adozione di schemi strutturali e di particolari costruttivi appropriati può far sì che, una volta garantita la tutela per la vita, le risorse duttili disponibili consentano anche di evitare il collasso sotto il sisma più severo.

Sono inoltre possibili, come illustrato più avanti, diverse scelte dell'obiettivo, anche in funzione del rapporto costi-benefici dell'intervento. Questa varietà di scelte è stata inserita nelle linee guida perché *'per edifici esistenti l'imposizione rigida di un obiettivo di sicurezza corrispondente all'utilizzazione dell'edificio, così come previsto nelle raccomandazioni (BSSC 1995b) potrebbe risultare proibitivo dal punto di vista economico e comportare o la necessità di demolire e ricostruire edifici che hanno valore architettonico, storico o artistico, oppure porterebbe a non migliorare l'edificio con una conseguente perdita di sicurezza complessiva'*. In queste motivazioni si possono cogliere istanze simili a quelle che hanno ispirato in Italia, il miglioramento sismico e le Istruzioni per gli interventi su beni di valore storico artistico (Min. BCA, Min. LL.PP., 1997).

Altro punto fondamentale della procedura è la classificazione dei componenti e degli elementi strutturali: ciascuno di essi, incluse le fondazioni, deve essere classificato come primario o secondario. Vengono definiti primari tutti i componenti o elementi strutturali che, in caso di sisma, pur danneggiandosi, contribuiscono a garantire la resistenza complessiva al collasso. Gli elementi secondari, viceversa, possono presentare un forte degrado della rigidezza e della resistenza alle azioni orizzontali, purché non sia compromessa la capacità portante nei confronti dei carichi di gravità. Se vengono richieste particolari prestazioni, per esempio l'agibilità immediata, gli elementi secondari potrebbero dover garantire comportamenti migliori.

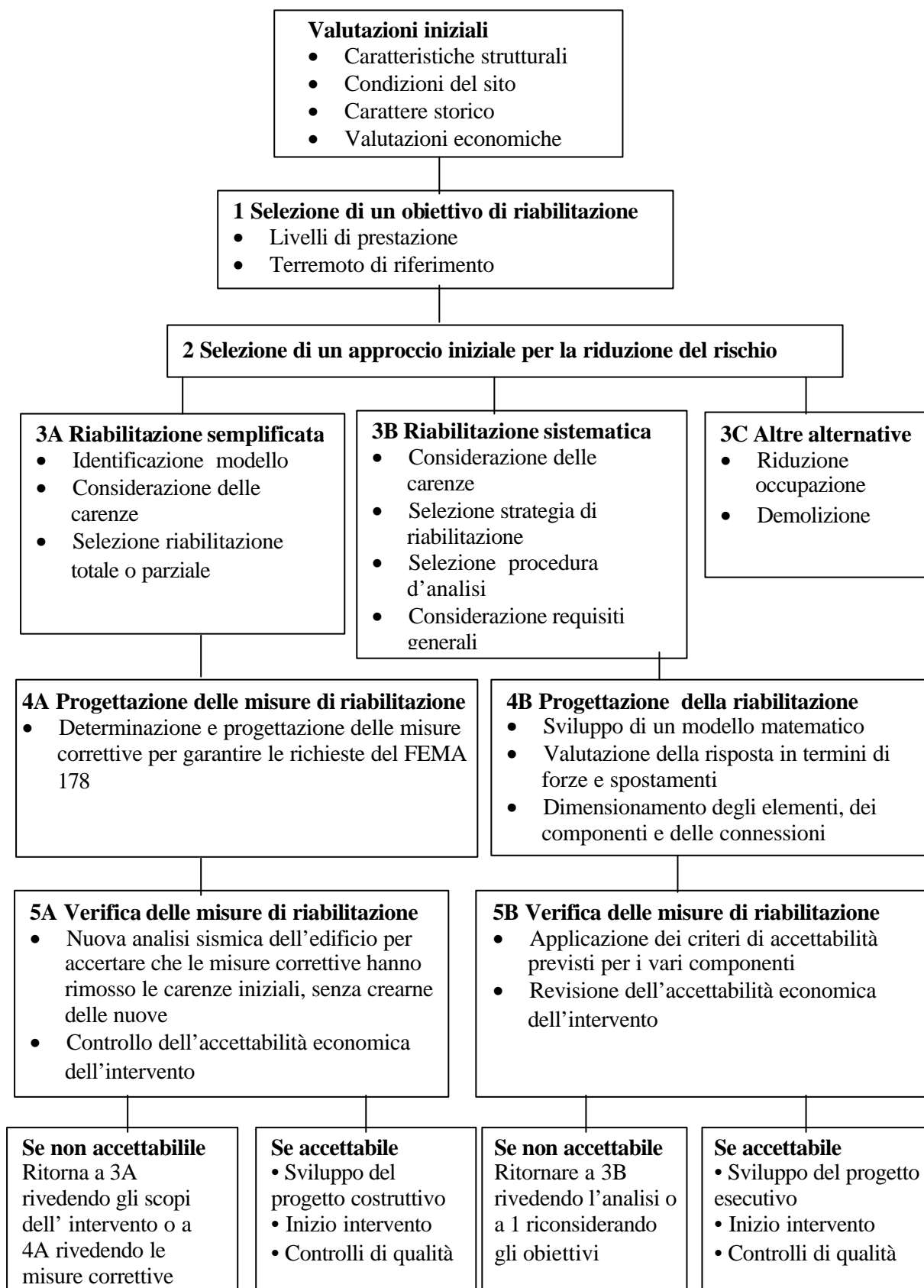
In un edificio tipico, quasi tutti gli elementi, inclusi molti non strutturali, contribuiscono alla rigidezza, alla massa e allo smorzamento globale dell'edificio, partecipando dunque alla risposta ad un terremoto. Non tutti, però, sono essenziali per la resistenza strutturale a scuotimenti sismici di notevole entità. Ad esempio, le tamponature ed i tramezzi possono aggiungere una sostanziale rigidezza iniziale ad una struttura ma, data la bassa resistenza ad azioni sismiche orizzontali di forte entità, tale contributo non viene considerato nel progetto dei nuovi edifici.

Nelle norme italiane attuali (DM 16.1.96 e circ. 65/97) il contributo delle tamponature viene considerato principalmente come possibile causa di comportamenti indesiderati (irregolarità o rottura dei nodi).

Nelle FEMA 273, invece, viene considerato il comportamento di tutti gli elementi e componenti che partecipano alla risposta dell'edificio alle azioni orizzontali. Così facendo è possibile valutare l'estensione effettiva del danno in ciascuno degli elementi. In ogni processo di riabilitazione, si interviene in modo da assicurare almeno un percorso di carico continuo che trasferisca le forze indotte dal sisma dal punto iniziale di applicazione, che può essere il centro di massa dell'elemento o la connessione fra due elementi, al punto finale di scarico al suolo.

Si deve infine dimostrare che, sia gli elementi primari che quelli secondari della struttura, sono in grado di resistere alle forze e alle deformazioni causate dal sisma. La fase finale del processo di riabilitazione consiste, dunque, nel verificare che alcuni parametri di riferimento, come gli spostamenti relativi di piano o le rotazioni nelle cerniere plastiche, siano contenuti entro limiti fissati, che variano in funzione dell'obiettivo di riabilitazione scelto.

3.1.3 Sintesi del processo della riabilitazione sismica



3.2 OBIETTIVI DI RIABILITAZIONE

L'obiettivo che si vuole raggiungere con l'intervento deve essere esplicitamente definito al momento di iniziare il progetto. Tale definizione comprende le prestazioni strutturali e non strutturali attese a fronte di eventi sismici corrispondenti a diverse probabilità di superamento.

3.2.1 Prestazioni strutturali

Le prestazioni strutturali sono standardizzate in livelli crescenti di richiesta: tre fondamentali (*S-1*, *S-3* ed *S-5*) e due intermedi (*S-2* ed *S-4*). Viene anche codificato un livello che non richiede la valutazione della prestazione strutturale (*S-6*). I livelli sono riassunti nella tabella 3.1

Tab. 3.1 Livelli di prestazione strutturale

| Livello | Descrizione |
|-----------------------------|--|
| <i>S-1</i> (<i>IO</i>) | Agibilità immediata (<i>Immediate Occupancy</i>). Lo stato di danno strutturale atteso a seguito del sisma è molto limitato. I sistemi ai quali sono affidate le forze verticali ed orizzontali mantengono praticamente inalterate rigidezza e resistenza. Il rischio di pericolo per le persone, a causa di danno strutturale, è molto basso. Potrebbe essere opportuno qualche minimo lavoro di riparazione alle strutture, comunque ininfluenza per l'agibilità. |
| <i>S-2</i> | Situazione di danno intermedia fra <i>IO</i> ed <i>LS</i> . Progettare per questo livello potrebbe essere opportuno quando è eccessivo il costo per raggiungere <i>IO</i> ma si vuole ridurre il tempo di riparazione e l'interruzione d'uso, oppure proteggere apparecchiature di valore o beni storici importanti. |
| <i>S-3</i> (<i>LS</i>) | Protezione della vita (<i>Life Safety</i>). Lo stato di danno strutturale atteso a seguito del sisma è significativo, ma c'è ancora un certo margine nei confronti del collasso, parziale o totale. Alcuni elementi e componenti strutturali sono gravemente danneggiati, ma ciò non determina pericolo di cadute di grossi detriti dentro o fuori l'edificio. Sono possibili ferite ma il rischio globale per la vita, a causa del danno strutturale, è basso. Dovrebbe essere possibile riparare le strutture anche se, per ragioni economiche, potrebbe non essere conveniente. Non c'è rischio di collasso imminente della struttura, ma potrebbe essere prudente effettuare riparazioni o installare opere provvisorie prima di rioccupare l'edificio |
| <i>S-4</i> | Intermedio fra <i>S-3</i> e <i>S-5</i> . |
| <i>S-5</i> (<i>CP</i>) | L'edificio è ai limiti del collasso, parziale o totale. Il danno alla struttura è molto grave e tale da produrre significativa degradazione di rigidezza e resistenza del sistema resistente alle forze orizzontali, grandi deformazioni residue e degrado (meno grave) della capacità portante verticale. Comunque tutti i componenti importanti del sistema resistente alle forze di gravità, continuano a sostenere i carichi (<i>Collapse Prevention</i>). Il rischio per la vita è legato a caduta di grosse parti di elementi strutturali. Potrebbe essere tecnicamente non conveniente riparare la struttura, che non è agibile, in quanto potrebbe collassare a seguito di un'ulteriore scossa. |
| <i>S-6</i> (<i>NC</i>) | Livello di prestazione non valutato (<i>Not considered</i>). Può accadere che vi sia un interesse a promuovere interventi di riduzione della vulnerabilità non strutturale (vincolo di sporti, parapetti, controvento di serbatoi di materiali pericolosi, ..) senza prendere in considerazione le prestazioni strutturali. In questo modo può accadere che si riesca a conseguire una apprezzabile riduzione del rischio a costi molto bassi. L'inconveniente è che non è possibile ricavare alcuna informazione sulla prestazione attesa dalla struttura. |

3.2.2 Prestazioni non strutturali

Analogamente a quanto visto nel paragrafo precedente, anche per gli elementi non strutturali sono definiti quattro livelli standard ed un livello corrispondente alla non considerazione della prestazione. Le FEMA forniscono tabelle dettagliate delle prestazioni attese differenziate per:

- componenti architettonici (tramezzi, tamponature, controsoffitti, camini, infissi ..);
- componenti e sistemi meccanici, elettrici, idrici (ascensori, impianti di condizionamento, tubazioni, antincendio ..);
- contenuti (computer, macchine operatrici, materiali pericolosi..).

Tab. 3.2 Livelli di prestazione non strutturali

| Livello | Descrizione |
|----------------|--|
| N-A | Lo stato di danno nel quale i componenti non strutturali consentono di esercitare le funzioni proprie dell'edificio. Potrebbe essere opportuno effettuare alcune piccole riparazioni o pulizie di qualche elemento. Per raggiungere queste prestazioni occorre prendere in considerazione aspetti che normalmente non fanno parte del bagaglio dell'ingegnere strutturale. Non è sufficiente montare o controventare appropriatamente gli elementi, spesso è necessario mettere in opera sistemi di emergenza e qualificare sismicamente i componenti elettrici e meccanici chiave, per assicurare che siano in grado di funzionare durante e dopo l'evento. |
| N-B | Danno non strutturale limitato. Gli accessi ed i sistemi di sicurezza essenziali, comprese porte, scale, ascensori, illuminazione d'emergenza, allarme antincendio, impianto antincendio sono operativi, se è disponibile l'alimentazione. A questo livello sono ammesse piccole rotture di finestre e danni lievi ad alcuni componenti. Se l'edificio fosse giudicato sicuro dal punto di vista strutturale gli occupanti potrebbero continuare a restare in esso; anche se potrebbe essere pregiudicato l'uso normale è necessario effettuare qualche ispezione e qualche pulizia. I componenti dei sistemi meccanici ed elettrici sono vincolati alla struttura e dovrebbero funzionare. Qualche componente può non essere operativo per danni interni o per disallineamenti. Potrebbero non essere disponibili le forniture esterne di energia elettrica, gas e telefono. E' molto basso il rischio per la vita legato a componenti non strutturali. |
| N-C | Danni significativi, anche dal punto di vista economico, agli elementi non strutturali. Questi ultimi, però non cadono né si spostano molto dalla loro posizione, quindi non costituiscono una minaccia per la vita umana. Le vie di fuga all'interno dell'edificio non sono bloccate in modo esteso, anche se è possibile la caduta di detriti leggeri. I sistemi di condizionamento, elettrico e idrico/antincendio possono essere stati danneggiati, risultando non funzionanti e producendo anche allagamenti. Durante il terremoto possono verificarsi rotture di elementi non strutturali in grado di provocare feriti, tuttavia, complessivamente, il rischio per la vita è molto basso. La riparazione dei danni non strutturali può essere molto impegnativa. |
| N-D | Danni estesi ad elementi non strutturali, ma assenza di cadute di elementi grandi o pesanti, in grado di mettere in pericolo la vita di gruppi di persone (parapetti, pannelli di rivestimento, controsoffitti ad intonaco pesanti, scaffalature). Potrebbero verificarsi incidenti a singole persone a causa di caduta di detriti, ma non dovrebbero verificarsi rotture in grado di minacciare la vita di molte persone dentro o fuori l'edificio. Sistemi di protezione come le uscite, l'antincendio e simili non sono presi in considerazione in questo livello. |
| N-E | Talvolta si potrebbe decidere di migliorare la struttura senza preoccuparsi della vulnerabilità degli elementi non strutturali, per esempio quando il miglioramento deve essere raggiunto senza interrompere il funzionamento dell'edificio e i lavori possono essere effettuati dall'esterno. La decisione potrebbe anche essere presa in considerazione del fatto che la fonte di rischio maggiore per la vita umana è solitamente data dal danno strutturale. |

3.2.3 Prestazioni dell'edificio

Combinando prestazioni strutturali e non strutturali si perviene alla definizione delle prestazioni dell'edificio. La rappresentazione schematica delle possibili combinazioni è riportata nella tabella 3.3

Tab. 3.3 Livelli di prestazione

| Livelli di prestazione non strutturale | Livelli o campi di prestazione strutturale | | | | | |
|--|--|--|-------------------------------------|---|----------------------------|-------------------------------|
| | <i>S-1</i> Agibilità immediata | <i>S-2</i> Campo di danno controllato | <i>S-3</i> Sicurezza per la vita | <i>S-4</i> Campo di sicurezza limitata | <i>S-5</i> Non collasso | <i>S-6</i> Non considerato |
| <i>N-A</i> Funzionalità | <i>1-A (OL)</i> <i>1-B (IO)</i> <i>1-C</i> <i>N.R</i> <i>N.R</i> | <i>2-A</i> | <i>N.R</i> | <i>N.R</i> | <i>N.R</i> | <i>N.R</i> |
| <i>N-B</i> Agibilità | | <i>2-B</i> | <i>3-B</i> | <i>N.R</i> | <i>N.R</i> | <i>N.R</i> |
| <i>N-C</i> Sicurezza per la vita | | <i>2-C</i> | <i>3-C (LS)</i> | <i>4-C</i> | <i>4-D</i> | <i>5-D</i> |
| <i>N-D</i> Rischio limitato | | <i>2-D</i> | <i>3-D</i> | <i>4-D</i> | <i>5-D</i> | <i>6-D</i> |
| <i>N-E</i> Non considerato | | <i>N.R</i> | <i>N.R</i> | <i>4-E</i> | <i>5-E (CP)</i> | Nessuna prestazione |

Nota: *N.R.* = Non Raccomandato

3.2.4 Definizione dei livelli tipici di prestazione

3.2.4.1 Livello di funzionalità (1A, o Operative Level)

Il livello di prestazione è ottenuto combinando la prestazione strutturale di agibilità immediata e la prestazione non strutturale di funzionalità. Gli edifici che garantiscono una tale prestazione, non subiscono danni sostanziali ai loro componenti strutturali e non strutturali. La struttura risulta immediatamente utilizzabile, in quanto tutti i servizi fondamentali (impianto idrico, elettrico etc.) sono ancora efficienti. Tutti gli edifici dovrebbero garantire tale prestazione per eventi sismici con bassi periodi di ritorno. Per eventi sismici più severi risulterebbe, in generale, antieconomico progettare per questo livello di funzionalità, tuttavia potrebbe essere necessario per quelli che devono garantire delle funzioni speciali (strutture strategiche).

3.2.4.2 Livello di agibilità immediata (1B, Immediate Occupancy)

Il livello di prestazione è ottenuto combinando la prestazione strutturale e non strutturale di agibilità immediata. Gli edifici subiscono un danno minimo o nullo agli elementi strutturali e uno di lieve entità ai componenti non strutturali. Gli edifici pertanto sono agibili nella fase immediatamente successiva al sisma, anche se alcuni servizi tecnologici potrebbero essere danneggiati e quindi potrebbero essere necessari modesti interventi di pulizia, riordino, riparazione, attesa del ripristino delle forniture esterne (acqua, gas elettricità..). Il rischio per la vita negli edifici che garantiscono questa prestazione è molto basso.

3.2.4.3 Livello di sicurezza per la vita (3C, Life Safety)

Si ottiene combinando la prestazione strutturale e non strutturale di sicurezza per la vita umana. Gli edifici che garantiscono una tale prestazione, possono subire un danneggiamento esteso, ma controllato, ai componenti strutturali e non strutturali. Prima di consentire il rientro degli occupanti possono essere necessari lavori di riparazione, che potrebbero risultare anche economicamente non convenienti. E' opportuno, quindi, in molti casi progettare il recupero dell'intera struttura, corredato da uno studio accurato del rapporto costi-benefici. Il rischio per la vita negli edifici che garantiscono questa prestazione è basso.

3.2.4.4 Livello di non collasso (5E, Collapse Prevention)

Il livello garantisce la prestazione di non collasso della struttura senza tener conto della vulnerabilità degli elementi non strutturali. Gli edifici progettati per una tale prestazione, potrebbero mettere in serio pericolo la vita umana, a causa del collasso degli elementi non strutturali; comunque, dato che si previene il collasso della struttura, vengono evitate perdite molto gravi. Le strutture che offrono una tale prestazione, potrebbero risultare economicamente irrecuperabili.

3.2.5 Eventi sismici di riferimento

Le FEMA 273 considerano due eventi di riferimento:

- *BSE-1 (Basic Safety Earthquake 1)*, caratterizzato da un moto del terreno avente probabilità di superamento del 10% in 50 anni ma non superiore a 2/3 del *BSE-2*.
- *BSE-2 (Basic Safety Earthquake 2)*, chiamato anche 'terremoto massimo considerato' (*MCE*), in generale caratterizzato da un moto del terreno avente probabilità di superamento del 2% in 50 anni. In zone vicine a faglie conosciute, aventi velocità di deformazione elevate e magnitudo potenziali superiori a 6, il livello di scuotimento può essere determinato sulla base della propagazione degli effetti del terremoto caratteristico associato alla faglia.

Le linee guida lasciano la possibilità di definire eventi con probabilità di superamento intermedia fra i due base. Possono anche essere usate stime deterministiche dell'evento, legate ad una specifica faglia e ad una precisa magnitudo, usando apposite procedure.

3.2.6 Obiettivi

Gli obiettivi rappresentano la definizione dei limiti di danno accettati per un terremoto atteso di un determinato livello e devono essere definiti al momento della riabilitazione. L'obiettivo base della progettazione (*BSO* – Basic Safety Objective) è caratterizzato nelle FEMA dal contemporaneo soddisfacimento della tutela della vita (*LS*) per *BSE1* (10% in 50 anni) e della assenza di collasso (*CP*) per *BSE2* (2% in 50 anni). Nella tabella 3.4 viene mostrata in forma matriciale un'ampia gamma di possibili obiettivi. Essi sono indicati con le lettere da *a* a *p* e sono una combinazione di livelli di prestazioni dell'edificio e di livelli di eventi sismici.

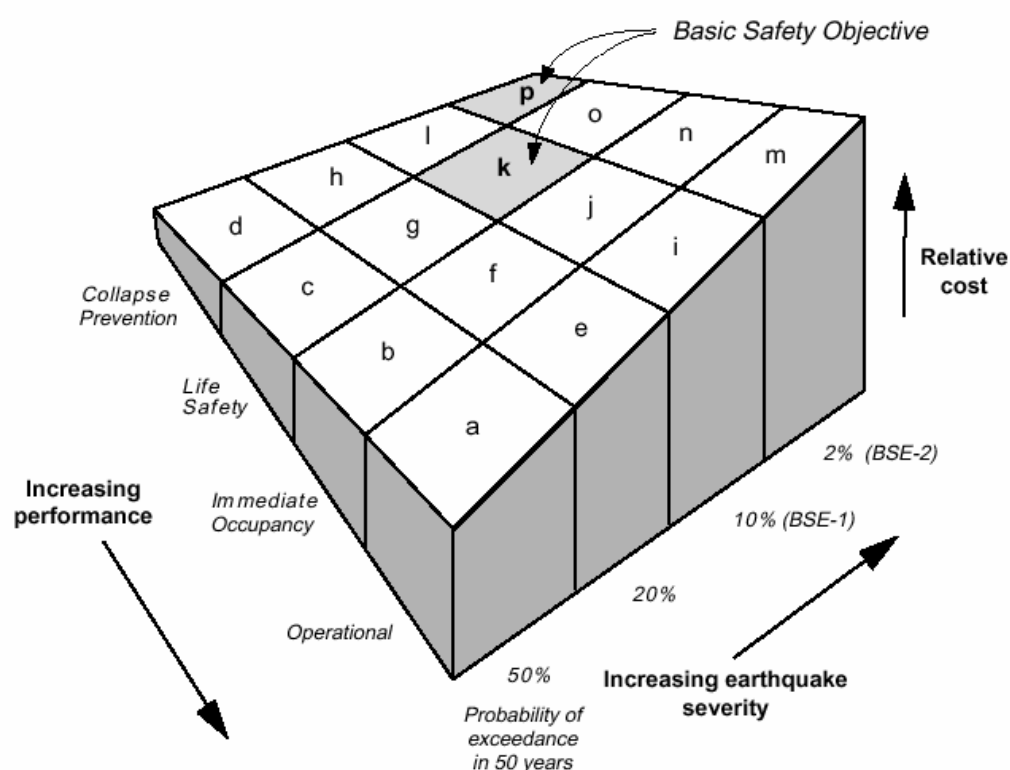
L'obiettivo base è la combinazione degli obiettivi *k* e *p*. La combinazione *k+p* con uno qualsiasi tra *a*, *e*, *i*, *m* oppure *b*, *f*, *j*, *n* rappresenta un obiettivo avanzato. Anche la singola combinazione *o* rappresenta un obiettivo avanzato. Le combinazioni singole *k* oppure *p* rappresentano obiettivi limitati. Le combinazioni *c*, *g*, *d*, *h* sono obiettivi limitati.

La definizione degli obiettivi e la loro distinzione in limitati ed avanzati influenzano anche il tipo di analisi da effettuare; infatti i metodi semplificati (FEMA 178) possono essere utilizzati solo per gli obiettivi limitati.

Tab. 3.4 Obiettivi di riabilitazione

| | | Livelli di prestazione dell'edificio | | | |
|-----------------------------------|----------------|--------------------------------------|---------------------------------|-----------------------------------|-----------------------|
| | | Funzionalità (I-A) | Agibilità immediata (I-B) | Sicurezza per la vita (3-C) | Non collasso (5-E) |
| Pericolosità di riferimento | 50% in 50 anni | <i>a</i> | <i>b</i> | <i>c</i> | <i>d</i> |
| | 20% in 50 anni | <i>e</i> | <i>f</i> | <i>g</i> | <i>h</i> |
| | <i>BSE – 1</i> | <i>i</i> | <i>j</i> | <i>k</i> | <i>l</i> |
| | <i>BSE – 2</i> | <i>m</i> | <i>n</i> | <i>o</i> | <i>p</i> |

Nella figura seguente, tratta dal commentario alle FEMA 273, è mostrata una rappresentazione qualitativa dei prevedibili costi relativi di riabilitazione in funzione degli obiettivi, quindi della severità dell'evento (*earthquake severity*) e del livello di prestazione (*increasing performance*). Ovviamente man mano che gli obiettivi diventano più ambiziosi, salgono anche i costi.



Superficie indicativa dei costi relativi di differenti obiettivi di riabilitazione (da FEMA 274)

3.3 METODI DI RIABILITAZIONE

Nelle FEMA 273 vengono proposti due metodi di progettazione degli interventi sugli edifici esistenti:

- metodo *semplificato*: procedura a *check list* per la valutazione dello stato dell'edificio e per l'identificazione dei provvedimenti necessari alla riabilitazione sismica;
- metodo *sistematico*: lo studio dell'edificio si basa su metodi d'analisi statici o dinamici, in campo lineare o non lineare.

Per ognuno dei metodi sono definiti i limiti di accettabilità in funzione di parametri quali: discontinuità strutturali, livelli di deformazione negli elementi critici, altezza degli edifici etc.

3.3.1 Metodo semplificato

E' procedura che può non richiedere calcoli complessi, limitandosi all'analisi *esperta* della struttura e ad alcune verifiche rapide. Si basa essenzialmente sul manuale FEMA 178 (v. Cap. 2), quindi prevede la compilazione di *check-list* predefinite delle carenze tipiche degli edifici, elencate in ordine di gravità. Il calcolo delle sollecitazioni, però, non è effettuato con riferimento alle azioni sismiche ridotte mediante il coefficiente R di modificazione della risposta, bensì alle azioni sismiche effettivamente attese. La procedura consente di raggiungere obiettivi di sicurezza limitati, in particolare l'obiettivo della sicurezza per la vita per un sisma di livello BSE-1 solo se sono verificate le seguenti condizioni:

- l'edificio ha le caratteristiche di numero di piani, regolarità e sismicità che rendono applicabile la procedura semplificata (v. Tab. 3.6 per i tipi diffusi in Italia);
- su di esso viene applicata la procedura di valutazione e tutte le carenze identificate sono risolte in accordo alle indicazioni fornite.

In sostanza il metodo è applicabile ad edifici piccoli e regolari situati in zone a sismicità non elevata, che siano dunque tali da non richiedere delle analisi avanzate. Ad esempio gli edifici intelaiati in c.a., con o senza tamponature resistenti possono essere trattati con questo metodo se non hanno più di tre piani, sono in zona di bassa sismicità ed hanno solai o tutti rigidi o tutti flessibili nel loro piano. Gli edifici in muratura non rinforzata possono essere analizzati con il metodo semplificato se hanno numero di piani non superiore a tre e sono situati in zona a bassa o media sismicità, o anche se situati in zona ad alta sismicità se hanno non più di due piani, sempre, però, che abbiano solai o tutti rigidi o tutti flessibili.

Il metodo semplificato richiede una valutazione preliminare delle carenze dell'edificio ed il progetto degli interventi per eliminarle; si esegue poi una nuova valutazione dell'edificio, tenendo conto della riabilitazione effettuata. La procedura semplificata è applicabile ai soli edifici che rispondono ai requisiti definiti nella Tab. 3.6 e va sviluppata seguendo l'iter di seguito specificato:

1. Identificazione della tipologia strutturale in uno dei tipi predefiniti; nella Tab.3.5 sono riportati solo quelli più diffusi in Italia.
2. Studio delle carenze potenziali dell'edificio, con la stessa procedura del FEMA 178 e loro classificazione in ordine decrescente di gravità. Le carenze sono elencate nella Tab.3.7 per le tipologie più diffuse in Italia.

3. Definizione degli interventi di eliminazione delle carenze, sempre in accordo al FEMA 178, cercando di mantenere sia i materiali, sia lo stile di costruzione dell'edificio originario.
4. Nuova valutazione dell'edificio migliorato seguendo la procedura integrale del FEMA 178 per assicurarsi che tutte le carenze siano state eliminate e non si sia semplicemente spostato il problema da un aspetto ad un altro.
5. Identificazione degli interventi di miglioramento per componenti architettonici, meccanici ed elettrici.

Sviluppo dei documenti del progetto esecutivo. Nel caso si persegua un obiettivo limitato, si raccomanda di intervenire secondo una scala di priorità definita dalla gravità delle carenze, ed in modo da poter consentire un eventuale futuro intervento di completamento.

Tab. 3.5 Tipologie di edifici

| Tipo | Descrizione delle tipologie strutturali di riferimento |
|--|---|
| <i>S4</i> Telaio in acciaio con setti di taglio in c.a. | Il telaio in acciaio è progettato per sostenere i soli carichi verticali. I solai trasferiscono i carichi orizzontali ai muri, elementi primari (ai quali sono affidate le azioni orizzontali), mentre il telaio potrebbe costituire un sistema resistente secondario, in funzione della rigidità e delle capacità flessionali dei nodi trave-pilastro. |
| <i>C1</i> Telaio in c.a. | Gli edifici hanno travi e pilastri in c.a. I solai, che di solito sono realizzati in c.a., devono garantire il trasferimento dei carichi orizzontali ai telai. Alcuni vecchi edifici potrebbero essere stati progettati in maniera tale da non evitare un collasso fragile. Strutture in zone di bassa sismicità o vecchi edifici in zone di alta sismicità potrebbero presentare travi a spessore di solaio molto larghe o addirittura semplici fasce piene in corrispondenza degli allineamenti delle colonne. Invece le moderne strutture, costruite nelle zone di alta sismicità, hanno caratteristiche tali da garantire una maggiore duttilità. |
| <i>C2</i> Setti a taglio in c.a. | Il sistema resistente alle azioni orizzontali è costituito da setti in c.a. Questi ultimi, tipicamente, sopportano anche i carichi verticali. Negli edifici più vecchi si trovano di solito sezioni di calcestruzzo abbondanti e percentuali di armatura modeste, per cui un'operazione critica potrebbe essere l'ampliamento delle aperture. Negli edifici più recenti l'estensione dei muri è più ridotta e gli aspetti da indagare di solito sono il ribaltamento o la presenza di adeguati rinforzi al contorno. I solai sono in genere in c.a. gettati in opera. |
| <i>C3</i> Telai in c.a. con tamponature a contatto in muratura non armata | Sono costituiti da telai in c.a. nei quali sono disposti, perfettamente a contatto ed all'interno delle maglie strutturali, tamponature o partizioni che, in caso di sisma, reagiscono alle deformazioni innescando meccanismi di comportamento tipo 'diagonale compresso'. La duttilità del sistema può essere ridotta dalla resistenza a taglio delle colonne. Occorre utilizzare proprietà dei componenti supportate da ricerche specifiche sul comportamento di telai tamponati. |

Tab. 3.6 Limitazione sull'uso del metodo di riabilitazione semplificato

| Tipologia strutturale | Massimo numero di piani in funzione della sismicità della zona (1) | | |
|---|--|-------|------|
| | bassa | media | alta |
| Telaio in acciaio con setti a taglio in c.a.(S4) | 6 | 4 | 3 |
| Telaio in c.a. (C1) | 3 | - | - |
| Telaio con setti in c.a a solai rigidi (C2) | 6 | 4 | 3 |
| Telaio con setti in c.a a solaio flessibili (C2A) | 3 | 3 | 3 |
| Telai in c.a. con tamponature (C3) | 3 | - | - |

(1) Il grado di sismicità è definito nel par.5.2.6 del capitolo relativo alla azioni sismiche

Tab. 3.7 Descrizione delle carenze tipiche in funzione della tipologia strutturale

| Carenze | Tipologia strutturale | | | |
|--|-----------------------|----|--------|--------|
| | S4 | C1 | C2-C2A | C3-C3A |
| Percorso di carico | * | * | * | * |
| Ridondanza | * | * | * | * |
| Irregolarità in verticale | * | * | * | * |
| Irregolarità in piano | * | * | * | * |
| Edifici adiacenti | | * | | |
| Percorso dei carichi dai piani alla testa dei pali di fondazione | | * | * | * |
| Compatibilità delle deformazioni | | * | * | * |
| Telai in c.a. | | | | |
| Verifiche speditive | | * | | |
| Problematiche degli elementi prefabbricati | | * | | |
| Telai non appartenenti al sistema resistente | | | | |
| pilastri tozzi | | | * | |
| telaio completo | | | | * |
| Setti in cemento armato | | | | |
| sforzo di taglio | * | | * | |
| Ribaltamento | * | | * | |
| Travi accoppiate | * | | * | |
| Dettagli costruttivi dei vincoli | * | | * | |
| Armatura del setto | * | | * | |
| Setti in muratura | | | | |
| Armatura del setto | | | | * |
| Sforzo di taglio | | | | * |
| Rinforzi in corrispondenza delle aperture | | | | * |
| Setti in muratura non armata | | | | * |
| Proporzioni, muri pieni | | | | * |
| Tamponature inserite nelle maglie | | | | * |
| Angoli rientranti | * | * | * | * |
| Aperture nei solai | * | * | * | * |
| Resistenza e rigidezza dei solai | * | * | * | * |
| Rivestimento | * | | * | |
| Rapporto luce/altezza del solaio | | | | * |
| Trasferimento del taglio solaio-setti | * | * | * | * |
| Ancoraggio per forze normali | | | | * |

Tab. 3.7 Descrizione delle carenze tipiche in funzione della tipologia strutturale (segue)

| Carenze | Tipologia strutturale | | | |
|---|-----------------------|-----------|---------------|---------------|
| | <i>S4</i> | <i>C1</i> | <i>C2-C2A</i> | <i>C3-C3A</i> |
| Connessioni di elementi prefabbricati | | * | | |
| Ancoraggio alle fondazioni | * | * | * | |
| Condizioni delle fondazioni | * | * | * | |
| Ribaltamento | * | * | * | |
| Forze orizzontali | * | * | * | |
| Condizioni geologiche del sito (liquefazione etc..) | * | * | * | |
| Condizioni dell'acciaio | * | | | |
| Condizioni del calcestruzzo | * | * | * | |
| Qualità della muratura | | | | * |

3.3.2 Metodo sistematico

Rappresenta una procedura più completa ed accurata che permette di progettare interventi di riabilitazione per qualsiasi tipo di edificio ed anche per obiettivi di progetto più avanzati dell'obiettivo base *BSO*.

Nella prima fase della procedura si sviluppa un progetto preliminare in cui sono definite l'estensione e la configurazione delle misure correttive. Il dettaglio dello studio deve essere tale da consentire la stima dell'interazione delle rigidezze, delle resistenze e dei comportamenti anelastici di tutti gli elementi. Viene dunque sviluppato, a supporto di tale progetto, un modello matematico in cui sono considerati tutti gli elementi che contribuiscono alla resistenza alle forze orizzontali dell'edificio.

Si sceglie inoltre una procedura d'analisi, lineare o non lineare, in grado di simulare con sufficiente approssimazione il comportamento reale dell'edificio sottoposto al sisma. Nella fase finale dell'approccio sistematico si verificano i vari elementi sotto le forze o gli spostamenti cui sono sottoposti, a seconda che il loro comportamento sia rispettivamente di tipo fragile o duttile.

I passi attraverso i quali si articola la procedura sono:

1. valutazione preliminare della struttura, al fine di determinare le carenze presenti nell'edificio;
2. sviluppo delle strategie di riabilitazione, allo scopo di mitigare le carenze individuate;
3. studio dell'edificio riabilitato secondo la procedura d'analisi scelta;
4. verifica della struttura sulla base di alcuni parametri di progetto;
5. ripetizione dei passi 2-3-4, sino a quando la soluzione di progetto garantisce l'obiettivo scelto per la riabilitazione.

3.4 DEFINIZIONE DEL MODELLO MATEMATICO

La fase preliminare delle analisi consiste nella definizione di un modello. E' dunque necessaria la classificazione dei componenti, degli elementi e delle azioni che interessano l'edificio. Occorre poi mettere a punto un modello strutturale, che in generale è costituito da un assemblaggio tridimensionale di elementi (telai, setti di taglio, fondazioni, ..) e componenti (travi, pilastri, nodi). Il modello tridimensionale deve essere comunque utilizzato per l'analisi di edifici con irregolarità di piano, mentre si potrà ricorrere a modelli bidimensionali quando i solai sono rigidi e gli effetti torsionali trascurabili.

3.4.1 Effetti torsionali

I modelli analitici devono tener conto degli effetti torsionali risultanti dalla differente posizione nel piano del centro delle masse e delle rigidezze della struttura. Il momento torsionale risultante ad un dato livello è dato dalla somma dei seguenti contributi:

- Torsione effettiva. E' definita dal momento dovuto all'eccentricità tra il centro della massa del piano considerato e dei piani superiori, ed il centro di rigidezza degli elementi verticali resistenti sottostanti il livello considerato.
- Torsione accidentale. Viene quantificata mediante un momento torsionale prodotto da una traslazione orizzontale convenzionale dei centri di massa, ai piani superiori ed incluso il piano di verifica, pari al 5% della dimensione orizzontale del piano; la traslazione è perpendicolare alla direzione dell'azione che realizza tale condizione.

In strutture con solai rigidi, si tiene conto dell'effetto della torsione effettiva ed accidentale solo se il massimo spostamento orizzontale indotto è superiore al 10% dello spostamento medio di piano; i contributi sono considerati in maniera indipendente.

Per le analisi lineari di edifici con solai rigidi, quando il rapporto d_{max}/d_{med} , dovuto al momento torsionale totale, supera 1.2, l'effetto della torsione accidentale viene amplificato del fattore A_x :

$$A_x = \left(\frac{\delta_{max}}{1.2 \cdot \delta_{med}} \right)^2 \leq 3 \quad (3.1)$$

d_{max} = massimo spostamento del solaio al livello x

d_{med} = media degli spostamenti dei punti estremi del solaio al livello x

Tale fattore di amplificazione tiene conto del fatto che elementi o componenti situati nelle zone in cui più si risente l'effetto della torsione possono entrare in campo plastico molto prima di quelli collocati in altre zone. Quando ciò avviene si determina uno spostamento del centro delle rigidezze e quindi un aumento di torsione effettiva rispetto al valore calcolato considerando elastici tutti gli elementi.

Se il rapporto η , tra lo spostamento massimo in ciascun piano (tenendo conto dell'amplificazione torsionale) e lo spostamento medio, è maggiore di 1.5, si deve far riferimento ad un modello di calcolo tridimensionale. Tenendo conto di tale limitazione, nei modelli bidimensionali, gli effetti torsionali vengono considerati secondo quanto specificato in seguito:

- Per analisi lineari statiche (LSP) e dinamiche (LDP), le forze e gli spostamenti di progetto vengono moltiplicate per il massimo valore di η calcolato per la struttura.
- Per analisi non lineari statiche (NSP), lo spostamento *target* viene moltiplicato per il massimo valore di η calcolato.
- Per analisi non lineari dinamiche (NDP), l'ampiezza dell'accelerazione di picco al suolo è incrementata del massimo valore di η .

3.4.2 Classificazione degli elementi

Come già anticipato componenti ed elementi vanno distinti in :

- primari: sono in grado di assorbire le azioni orizzontali prodotte dal sisma, anche dopo numerose escursioni in campo plastico. Sono valutati, e, se necessario, riabilitati per sostenere le forze e le deformazioni indotte dal sisma, assicurando la capacità portante dei carichi di gravità.
- secondari: non sono in grado di resistere alle azioni prodotte dal sisma. Non vengono dunque progettati come parte del sistema resistente alle azioni orizzontali ma vengono valutati, e riabilitati se necessario, per sopportare le deformazioni indotte dal sisma e per sostenere i carichi di gravità.

Nelle analisi lineari il modello di calcolo include solo la rigidezza dei componenti e degli elementi primari; i secondari devono essere verificati tenendo conto degli spostamenti determinati nel precedente modello. In questo tipo di analisi, la rigidezza complessiva in ciascun piano, dei componenti e degli elementi secondari, deve essere inferiore al 25% della rigidezza totale dei primari; se viene superato tale limite, alcuni componenti secondari vanno progettati come primari.

Nelle analisi non lineari, il modello matematico deve includere la rigidezza e la resistenza di tutti i componenti, inclusa la riduzione di resistenza dei componenti secondari. Inoltre, se la rigidezza totale dei componenti non strutturali (ad esempio pannelli esterni prefabbricati) supera il 10% della rigidezza laterale di un piano, gli stessi devono essere inclusi nel modello.

La classificazione dei componenti non deve influenzare il giudizio sulla configurazione dell'edificio: non si può cioè classificare qualche componente in modo che un edificio irregolare diventi regolare.

3.4.3 Classificazione delle caratteristiche di sollecitazione

Le risultanti dello stato di sollecitazione in ogni sezione, si distinguono in due categorie :

- controllate dalla deformazione (componenti di tipo duttile).
- controllate dalla forza (componenti di tipo fragile).

Una risultante controllata dalla deformazione è tale da continuare a mantenere valori significativi anche quando la deformazione oltrepassa il limite di snervamento; la massima deformazione è limitata dalla duttilità del componente. Una risultante controllata dalla forza è tale se decade molto rapidamente appena superata la deformazione associata al raggiungimento del limite elastico. In tali condizioni non è possibile sostenere carico con deformazioni superiori al valore di snervamento (duttilità circa unitaria). Sono possibili situazioni intermedie che vanno sotto il nome di elementi a duttilità limitata ($q < g$, vedi Fig. 3.1) che possono essere classificati nel primo o nel secondo modo in funzione dell'estensione del campo plastico. Esempi tipici di comportamenti di tipo fragile sono quelli controllati dal taglio o le rotture nei nodi.

3.4.4 Modelli di comportamento dei componenti

I componenti, oltre ad essere classificati come primari o secondari, vengono distinti in:

- Componenti controllati dalla deformazione.
- Componenti controllati dalla forza.

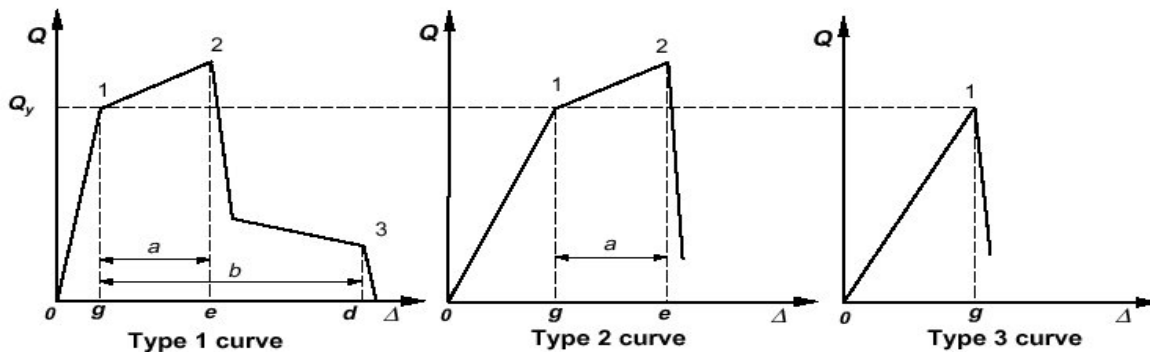


Fig. 3.1 Curve di comportamento dei componenti

La curva 1 è rappresentativa di un tipico comportamento duttile. E' caratterizzata da un tratto elastico (0-1), seguito da uno plastico (1-3), che potrebbe includere uno *strain-hardening* (1-2) o un *softening*, e un ramo di degradazione della resistenza (2-3). I criteri di accettabilità per i componenti primari che mostrano un tale comportamento, fanno riferimento al tratto elastico o a quello plastico, a seconda del livello di prestazione. I criteri per gli elementi secondari possono far riferimento all'intera curva. I componenti primari che esibiscono un tale comportamento sono controllati dalla deformazione se il ramo plastico (1-2) è sufficientemente ampio, $e > 2g$; per i componenti secondari, invece, non si pongono limitazioni sul ramo plastico.

La curva 2 è rappresentativa di un altro comportamento duttile. E' caratterizzata da un tratto elastico ed uno plastico, seguiti da una rapida e totale perdita di resistenza. Se il ramo plastico è sufficientemente ampio ($e > 2g$), il relativo comportamento è quello dei componenti controllati dalla deformazione. Anche in questo caso i criteri di accettabilità, sia per i componenti primari che per quelli secondari, fanno riferimento al tratto elastico e a quello plastico.

La curva 3 caratterizza i componenti dal comportamento fragile. Il tratto elastico è seguito da una rapida e completa perdita di resistenza. I componenti che presentano un tale comportamento sono considerati controllati dalla forza. I criteri di accettabilità, sia per i componenti primari che per quelli secondari, fanno riferimento al ramo elastico.

3.4.5 Principi di regolarità strutturale

Si considerano i seguenti tipi di irregolarità:

- discontinuità nel piano del sistema resistente alle azioni orizzontali: quando un elemento resistente alle forze orizzontali, presente in un piano, non prosegue oppure è traslato nel piano sottostante;
- discontinuità in elevazione del sistema resistente: quando un elemento primario è traslato;
- irregolarità dovuta alla presenza di un piano *debole* : il rapporto fra il valore medio dei DCR (*Demand Capacity Ratio*, rapporto tra la resistenza richiesta e resistenza disponibile) di taglio in un piano e quello di un livello adiacente supera il 125%. Il valore medio dei DCR di taglio è calcolato come:

$$DCR_{med} = \frac{\sum_1^n DCR_i \cdot V_i}{\sum_1^n V_i} \quad (3.2)$$

V_i = sforzo totale di taglio in un elemento i dovuto al sisma, assumendo che la struttura rimanga elastica.

n = numero totale di elementi presenti nel piano

Per edifici con solai flessibili, ciascun telaio va valutato indipendentemente.

- irregolarità importante della resistenza torsionale: si verifica in un piano, quando il solaio sovrastante non è flessibile e il rapporto tra i DCR critici degli elementi primari, da un lato del centro di resistenza, e quelli degli elementi presenti nell'altro lato, supera 1.5;
- irregolarità dovuta alla rigidezza torsionale: si ha in un piano quando il solaio sovrastante non è flessibile e i risultati dell'analisi indicano che lo spostamento d'interpiano (*drift*), su un lato della struttura, supera del 150% lo spostamento medio d'interpiano;
- distribuzione di massa irregolare: capita quando la massa di un piano (esclusi gli attici) supera del 150% quella di un piano adiacente;
- sistema resistente alle forze orizzontali non ortogonale (non si considera il caso, frequente negli edifici non progettati sismicamente, di telai in una sola direzione perché questo caso rientra nella più grave carenza costituita dalla mancanza di un sistema resistente affidabile in una direzione).

3.4.6 Modellazione dei solai

I solai trasferiscono le forze d'inerzia indotte dal sisma agli elementi verticali del sistema laterale resistente. Le connessioni tra i solai e gli elementi verticali resistenti devono avere una resistenza tale da consentire il trasferimento delle massime sollecitazioni di taglio calcolate.

Si distinguono in :

- solai flessibili, quando la deformazione laterale massima, lungo lo sviluppo del solaio, è superiore al doppio dello spostamento medio di interpiano sottostante. Per i solai che gravano sui muri di base si considera lo spostamento medio d'interpiano sovrastante il solaio;
- solai rigidi, quando la massima deformazione laterale del solaio è inferiore alla metà dello spostamento medio d'interpiano;
- solai di rigidezza intermedia, per valori di deformazione intermedi fra quelli riportati nei precedenti due punti.

Lo spostamento d'interpiano e le deformazioni del solaio sono stimate facendo riferimento alle forze orizzontali dovute al sisma. I modelli di edifici con solai flessibili o intermedi, dovranno tener conto della flessibilità del solaio. Nelle strutture con solai flessibili in tutti i piani i telai resistenti al sisma che giacciono in diversi piani verticali possono essere progettate indipendentemente, considerando masse di competenza assegnate in base alla relativa area d'influenza.

3.4.7 Effetti P-D

La struttura deve essere verificata in modo che gli spostamenti orizzontali indotti dal sisma, in accoppiamento con i carichi statici, non generino condizioni di instabilità. Per ogni piano va calcolato il coefficiente ϑ_i , per ciascuna direzione della risposta:

$$\vartheta_i = \frac{P_i \cdot \delta_i}{V_i \cdot H_i} \quad (3.3)$$

P_i = parte del peso totale della struttura, incluso i permanenti e il 25% degli accidentali, che agisce sui pilastri e i muri portanti del livello i .

V_i = forza di taglio dovuta al sisma orizzontale calcolata al piano i , assumendo che la struttura rimanga elastica.

H_i = altezza del piano i

δ_i = spostamento orizzontale del centro di rigidità al livello i , nella direzione in considerazione, nella stessa unità di misura usata per H_i .

Se il coefficiente di stabilità è inferiore a 0.1 in tutti i piani, gli effetti statici P- Δ sono molto piccoli e sono dunque trascurabili. Se supera il valore di 0.33, l'edificio potrebbe essere instabile e andrebbe riprogettato. Negli altri casi le forze sismiche, per ciascun piano, andranno incrementate del fattore $1/(1-\vartheta_i)$.

Gli effetti del secondo ordine, nelle procedure non lineari, sono considerati direttamente nell'analisi, includendo la rigidità geometrica di tutti gli elementi ed i componenti soggetti a forze assiali.

Oltre agli effetti P- Δ di natura statica, vanno considerati quelli di natura dinamica. Tali effetti sono tenuti in conto indirettamente mediante un opportuno coefficiente (coefficiente C_3 , vedi par.3.5.3).

3.4.8 Effetti di eccitazione multidirezionale

Negli edifici regolari, gli spostamenti e le forze indotte dal sisma possono essere calcolati lungo gli assi principali della struttura. Per gli edifici che presentano irregolarità di piano e quelli in cui uno o più componenti appartengono a due o più elementi che si intersecano, vanno considerati gli effetti di una eccitazione multidirezionale. Tali effetti devono includere sia gli effetti traslazionali che quelli torsionali.

La verifica va fatta sommando alle forze e deformazioni associate al 100% degli spostamenti sismici in una direzione, quelle relative al 30% degli spostamenti sismici nella direzione perpendicolare.

3.4.9 Effetti dell'interazione fra suolo e struttura

L'interazione fra suolo e struttura può modificare la domanda sismica in quanto, in generale, la considerazione di un suolo in qualche misura deformabile aumenta il periodo fondamentale della struttura rispetto alla condizione di base fissa. Generalmente gli spettri di risposta adottati nelle norme hanno forme tali che all'aumento del periodo fondamentale corrisponde una riduzione dell'azione orizzontale. In rari casi ciò non è vero, in particolare in presenza di edifici molto rigidi o di condizioni di sito particolari per le quali siano stati determinati spettri

di risposta specifici. In tali casi l'aumento del periodo fondamentale conseguente alla deformabilità del terreno di fondazione può comportare anche un aumento dell'ordinata spettrale e quindi si procede in uno dei due modi seguenti:

- o si valutano in maniera approssimata il periodo fondamentale e lo smorzamento viscoso equivalente tenendo conto delle indicazioni riportate nelle HEHRP per i nuovi edifici (BSSC, 1997);
- o si modellano esplicitamente gli elementi che simulano la presenza del suolo di fondazione. In questo secondo caso, se si adotta la procedura non lineare statica (NSP), la domanda spettrale deve essere riferita allo smorzamento del sistema struttura-fondazione.

3.4.10 Combinazione dei carichi di gravità

Nelle verifiche sismiche si considerano due diverse combinazioni dei carichi di gravità :

- Se gli effetti delle sollecitazioni dei carichi di gravità e di quelli sismici sono additivi

$$Q_G = 1.1 \cdot (Q_D + Q_L + Q_S) \quad (3.4)$$

- Se gli effetti sono in opposizione

$$Q_G = 0.9 \cdot Q_D \quad (3.5)$$

Q_D = effetto dei carichi permanenti.

Q_L = effetto dei sovraccarichi effettivi, pari al 25% dei carichi di progetto non ridotti ma non inferiore al sovraccarico misurato o valutato in sito.

Q_S = effetto del carico neve effettivo, pari al 70% del carico di progetto o a valori inferiori, dove si abbiano particolari riferimenti normativi.

3.5 PROCEDURE DI ANALISI

3.5.1 Introduzione

Nelle linee guida vengono presentate quattro procedure di analisi :

1. Analisi statica lineare (*LSP Linear Static Procedure*).
2. Analisi dinamica lineare (*LDP Linear Dynamic Procedure*).
3. Analisi statica non lineare (*NSP Non linear Static Procedure*).
4. Analisi dinamica non lineare (*NDP Non linear Dynamic Procedure*).

Le procedure lineari implicano un'analisi elastica usuale, con conseguente determinazione delle deformazioni e delle sollecitazioni di ogni elemento principale. Sollecitazioni e deformazioni vengono corrette mediante coefficienti che tengono conto in modo approssimato di alcuni effetti di non linearità ottenendo la 'domanda'. Le deformazioni sono poi confrontate con i valori limite corrispondenti al tipo di elemento ed al livello di prestazione attesa. Le sollecitazioni sono confrontate con una capacità ottenuta moltiplicando la resistenza limite per un fattore di modificazione m , anch'esso funzione delle caratteristiche dell'elemento e della prestazione attesa.

Le procedure non lineari implicano analisi dinamiche oppure statiche equivalenti (*pushover*). Quelle dinamiche, da effettuare con integrazione diretta di più accelerogrammi che rispettano specifici requisiti, forniscono risultati in genere molto sensibili ai numerosi parametri geometrici e di materiale del modello. Le FEMA richiedono, pertanto, che esse siano controllate da revisori indipendenti. I risultati di tali analisi sono costituiti dalle sollecitazioni e deformazioni da confrontare con quelle limite corrispondenti alle prestazioni richieste. Le analisi statiche equivalenti sono, invece, più standardizzate e quindi forniscono risultati meno dispersi. Esse, tuttavia, fanno ricorso ad alcune semplificazioni (ad esempio la distribuzione di forze sismiche coerente con il primo modo di vibrazione) che le rendono inapplicabili, senza supporto di altre analisi, nei casi in cui sia rilevante l'influenza dei modi propri più alti. Anche per le procedure NSP si determinano le deformazioni di ogni singolo elemento strutturale principale, che vengono confrontate con i valori limite corrispondenti alle prestazioni definite nell'obiettivo prefissato.

In questo capitolo si approfondiscono solo alcuni aspetti dei metodi lineari, rimandando la trattazione delle analisi non lineari ai capitoli successivi.

3.5.2 Applicabilità dei metodi lineari

Le analisi lineari possono essere utilizzate per il raggiungimento di qualsiasi obiettivo, purché non si tratti di edifici con dispositivi di isolamento sismico alla base o di dissipazione di energia.

L'analisi in campo lineare produce risultati affidabili quando il comportamento strutturale non si discosta molto da quello elastico. Tale scostamento si verifica con maggiore facilità negli edifici irregolari a causa della concentrazione delle richieste di duttilità. Ovviamente anche il comportamento degli edifici regolari è difficilmente simulabile con un'analisi lineare quando sono attese notevoli escursioni in campo plastico.

La procedura è pertanto applicabile se la richiesta di duttilità agli elementi principali è bassa; se gli edifici sono irregolari, con irregolarità di alcuni tipi ben codificati, l'escursione accettabile in campo plastico, ai fini della validità della procedura lineare, è più limitata.

I criteri per determinare l'accettabilità del metodo lineare, e quindi per garantire una sufficiente accuratezza dei risultati, si basano principalmente sulla determinazione del rapporto fra resistenza richiesta e resistenza disponibile (*DCR : Demand-Capacity Ratio*):

$$DCR = \frac{Q_{UD}}{Q_{CE}} \quad (3.6)$$

dove Q_{UD} è la sollecitazione agente sull'elemento, per effetto del terremoto e del peso proprio, e Q_{CE} la resistenza.

Il rapporto è calcolato per ogni caratteristica di sollecitazione (p.es. forza assiale, momento, taglio) e per ogni elemento. Se il rapporto è maggiore di 1 l'edificio ha ovviamente un comportamento non lineare. Il valore massimo del *DCR* per ogni componente di un elemento, definisce la sollecitazione critica per esso. Il massimo dei valori critici dei componenti definisce il valore critico per l'elemento. Se il massimo valore critico nell'edificio è minore o uguale a 2, l'analisi lineare è ammissibile. Se il massimo valore critico di *DCR* è maggiore di 2, l'analisi lineare è ancora ammissibile solo nei casi in cui non siano presenti le condizioni di irregolarità riportate nel par. 3.4.5.

3.5.3 Procedura statica lineare (LSP)

3.5.3.1 Basi della procedura

Nella LSP si utilizza un'analisi statica in campo lineare per determinare le forze sismiche di progetto, la loro distribuzione lungo l'altezza dell'edificio ed il relativo sistema di spostamenti.

L'edificio è modellato con elementi lineari e lo smorzamento viscoso equivalente utilizzato nello spettro di risposta approssima il valore atteso in una situazione tensionale prossima allo snervamento. L'effetto del sisma sulla struttura è rappresentato da forze statiche orizzontali, calcolate in modo che la loro applicazione al modello elastico lineare generi spostamenti comparabili con quelli attesi sotto il sisma di progetto. Se l'edificio risponde elasticamente al sisma di progetto, le forze interne calcolate forniscono una sufficiente approssimazione di quelle attese sotto lo scuotimento sismico. Se invece la struttura risponde in modo non elastico, le forze che si sviluppano nell'edificio sono inferiori a quelle calcolate su un corrispondente edificio elastico; si introducono pertanto, fattori di modificazione della risposta o analisi alternative per tener conto del comportamento non lineare.

3.5.3.2 Determinazione del periodo fondamentale di vibrazione

Va determinato per ciascuna direzione di verifica e in generale andrebbe calcolato mediante analisi agli autovalori del modello matematico. Si riporta anche una valutazione semplificata:

$$T = C_t \cdot \left(\frac{h}{0.308} \right)^{3/4} \quad (3.7)$$

T = periodo fondamentale, espresso in secondi, nella direzione di verifica;

C_t = 0.03 per edifici intelaiati in c.a. e per edifici in acciaio con controventi eccentrici; 0.035 per edifici intelaiati in acciaio resistenti a flessione; 0.02 per gli altri sistemi intelaiati;

h_n = altezza, espressa in metri, dell'edificio misurata dal tetto fino allo spiccatto delle fondazioni.

3.5.3.3 Determinazione delle azioni e delle deformazioni

Il carico equivalente orizzontale, che rappresenta la somma delle forze statiche equivalenti al sisma, è determinato mediante l'equazione 3.8. Tale carico, che potrà essere incrementato per tener conto degli effetti torsionali, verrà utilizzato per il progetto del sistema resistente .

$$V = C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot S_a \cdot W \quad (3.8)$$

V = carico equivalente orizzontale. Questa forza è calcolata allo scopo di approssimare gli spostamenti laterali, ai quali la struttura è sottoposta, durante il sisma di progetto.

C_I = fattore di modificazione che mette in relazione gli spostamenti inelastici attesi con quelli calcolati facendo riferimento ad una risposta elastica;

$C_I = 1.5$ per $T < 0.1$ secondi; $C_I = 1$ per $T > T_0$ secondi; i valori intermedi di C_I sono calcolati mediante interpolazione lineare;

T = periodo fondamentale di vibrazione nella direzione di verifica;

T_0 = periodo caratteristico dello spettro di risposta, definito come il periodo associato al passaggio dal ramo ad accelerazione costante al ramo a velocità costante (V. anche par. 2.3.3, discussione sulle formule 2.5 e 2.6);

C_2 = fattore di modificazione che rappresenta l'effetto di degradazione della rigidezza e della resistenza, in corrispondenza della risposta associata al massimo spostamento. I valori di C_2 sono riportati in tabella 3.8; sono consentite interpolazioni per valori di T intermedi;

C_3 = fattore di modificazione per rappresentare l'incremento degli spostamenti dovuto agli effetti dinamici P- Δ . Per valori del coefficiente di stabilità $\theta < 0.1$, si considera $C_3 = 1$. Per $\theta > 0.1$, C_3 può essere calcolato come $1+5(\theta - 0.1)/T$. Nel calcolo di C_3 andranno considerati i valori massimi di θ per ciascun piano;

S_a = accelerazione spettrale corrispondente al periodo fondamentale di vibrazione e allo smorzamento nella direzione di verifica;

W = carico permanente totale e parte dell'accidentale, comprende il peso effettivo dei tramezzi, il peso totale degli impianti e il carico della neve.

Tab. 3.8 Valori del fattore di modificazione C_2 per strutture di Tipo 1 e Tipo 2

| Livello di prestazione | $T \leq 0.1$ secondi | | $T \geq T_0$ secondi | |
|------------------------|----------------------|--------|----------------------|--------|
| | Tipo 1 | Tipo 2 | Tipo 1 | Tipo 2 |
| <i>IO</i> | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 |
| <i>LS</i> | 1.3 | 1.0 | 1.1 | 1.0 |
| <i>CP</i> | 1.5 | 1.0 | 1.2 | 1.0 |

Tipo 1: strutture in cui più del 30% del taglio di piano, in ciascun livello, è portato da componenti la cui rigidezza e resistenza potrebbe deteriorarsi sotto il sisma di progetto

Tipo 2: strutture diverse dal Tipo 1

3.5.3.4 Distribuzione verticale delle forze sismiche

Il carico orizzontale F_x della distribuzione, applicato a ciascun livello, si determina dalla seguente equazione:

$$F_x = C_{vx} \cdot V \quad (3.9)$$

$$C_{vx} = \frac{w_x \cdot h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i \cdot h_i^k} \quad (3.10)$$

k = 1 per $T \leq 0.5$ secondi, 2 per $T \geq 2.5$ secondi; i valori intermedi sono stimati mediante interpolazione lineare;

C_{vx} = fattore di distribuzione verticale;

V = carico equivalente orizzontale, determinato nell'equazione 3.8;

w_i = porzione del peso complessivo dell'edificio W , concentrata al livello i ;

w_x = porzione del peso complessivo dell'edificio W , concentrata al livello x ;

h_i = altezza in metri, misurata dallo spiccatto delle fondazioni sino al livello i ;

h_x = altezza in metri, misurata dallo spiccatto delle fondazioni sino al livello x .

3.5.3.5 Distribuzione orizzontale delle forze sismiche

Le forze sismiche orizzontali, sono distribuite su ciascun piano, tenendo conto della distribuzione di massa relativa al livello considerato. E' opportuno notare che le forze di piano, essendo proporzionali a V , tengono conto dei fattori correttivi C_1 , C_2 e C_3 che hanno la funzione di stimare al meglio gli spostamenti quando la struttura va oltre il limite elastico. Questi fattori, invece, sono eliminati nella determinazione delle forze di inerzia sui solai, di cui al paragrafo successivo.

3.5.3.6 Determinazione delle forze agenti sui solai

I solai devono essere progettati per resistere agli effetti delle forze di inerzia relative alle masse di piano F_{px} e alle forze orizzontali trasmesse dalle strutture verticali. Il secondo contributo è dovuto ai cambiamenti di rigidezza, o al possibile non allineamento degli elementi verticali resistenti, che sono adiacenti al solaio; tali forze sono considerate uguali alle forze elastiche non ridotte determinate nell'equazione 3.8. Le forze d'inerzia sono pari a:

$$F_{px} = \frac{1}{C_1 \cdot C_2 \cdot C_3} \cdot \sum_{i=x}^n F_i \cdot \frac{w_x}{\sum_{i=x}^n w_i} \quad (3.11)$$

F_{px} = forza totale agente sul solaio al livello x ;

F_i = carico orizzontale applicato al livello i dato dall'equazione 3.9.

La formula sopra riportata fornisce gli stessi risultati della 3.8 divisa per il prodotto dei coefficienti C_1 , C_2 e C_3 . In sostanza i diaframmi sono dimensionati senza tenere conto di tali coefficienti correttivi.

Il carico sismico laterale, su ciascun solaio flessibile, sarà distribuito lungo la relativa luce, considerando la sua configurazione deformata.

3.5.4 Procedura dinamica lineare (LDP)

3.5.4.1 Basi della procedura

Le basi e i criteri di accettabilità della LDP sono gli stessi del metodo statico lineare; la differenza fondamentale è nella definizione della domanda sismica, che, in tal caso, è calcolata mediante analisi modali spettrali o analisi nel dominio del tempo (*time history*).

L'analisi modale fa riferimento ad uno spettro di risposta elastico, che non è modificato e dunque non tiene conto della risposta non lineare. Come detto per la LSP, la LDP produce spostamenti che sono approssimativamente corretti ma genera delle forze interne superiori a quelle che si sviluppano nel comportamento reale di un edificio che entra in campo plastico. Nella risposta vanno considerati solo quei modi che contribuiscono in maniera significativa. Le risposte di ciascun modo sono combinate mediante formule di derivazione statistica che approssimano l'effettiva risposta strutturale. L'analisi in *time-history*, invece, valuta nel tempo la risposta dell'edificio ad un input, costituito da un accelerogramma il cui spettro sia compatibile con lo spettro di risposta elastico o con un particolare terremoto di riferimento.

3.5.4.2 Analisi con spettro di risposta

Affinché venga simulata con sufficiente approssimazione la risposta della struttura, nell'analisi deve essere considerato un numero di modi tale da eccitare il 90% della massa totale; la verifica si effettua lungo le direzioni principali dell'edificio. I fattori di smorzamento fanno riferimento a livelli di deformazione ancora contenuti nel limite elastico. Le risposte relative a ciascun modo, sollecitazioni e spostamenti, vengono combinate secondo i metodi SRSS (Radice quadrata della somma dei quadrati dei contributi: *Square Root Sum of Squares*) o CQC (Combinazione quadratica completa : *Complete Quadratic Combination*). Nell'analisi si deve tener conto anche di possibili effetti dovuti all'eccitazione multidirezionale.

3.5.4.3 Analisi in time history

La matrice di smorzamento, associata al modello matematico, fa riferimento a livelli di deformazione contenuti entro il campo elastico. I parametri di risposta sono calcolati con riferimento ad input sismici multipli. Se vengono effettuate solo tre analisi, si scelgono come parametri di progetto i valori massimi delle risposte; se si effettuano più di sette analisi si può far riferimento a valori medi. Anche qui vanno tenuti in conto gli effetti di eccitazione multidirezionale. Si tiene conto di tali effetti, analizzando un modello di struttura tridimensionale sotto coppie di input sismici, agenti contemporaneamente nelle direzioni principali dell'edificio

3.5.5 Verifiche nelle analisi lineari

Le verifiche dipendono dal tipo di comportamento che caratterizza il componente, si considerano pertanto:

- verifiche per risultanti interne controllate dalla deformazione;
- verifiche per risultanti interne controllate dalla forza.

Le verifiche hanno lo scopo di testare l'adeguatezza degli elementi confrontando la loro resistenza con la richiesta conseguente dal sisma e dai carichi verticali.

3.5.5.1 Verifiche per elementi duttili

Per componenti il cui comportamento sia controllato dalla deformazione, le sollecitazioni ottenute per ciascun elemento strutturale, sommate a quelle derivanti dai carichi statici, rappresentano la stima della domanda (Q_{UD}), mentre le resistenze attese (Q_{CE}), rappresentano la capacità della struttura; tali resistenze sono ricavate come valore medio dei componenti, tenendo conto anche dello strain-hardening. La verifica da effettuare è la seguente :

$$k m Q_{CE} \geq Q_{UD} \quad (3.12)$$

$$Q_{UD} = Q_G \pm Q_E \quad (3.13)$$

k = fattore di conoscenza;

m = duttilità del componente;

Q_{CE} = resistenza attesa;

Q_{UD} = sollecitazione dovuta alla somma dei carichi di gravità con quelli sismici;

Q_G = sollecitazione dovuta ai carichi di gravità come definiti nel par. 3.4.9;

Q_E = sollecitazione dovuta ai carichi sismici come calcolati nel par. 3.5.3.

Il fattore k assume valore 0.75, nel caso di incompletezza di alcuni dati sui materiali e sulla costruzione, valore pari ad 1, nel caso di conoscenza soddisfacente. Non si può determinare Q_{CE} se non si dispone di un livello minimo di informazioni almeno corrispondenti a $k = 0.75$. Per le procedure non lineari devono essere reperiti i dati che garantiscono $k = 1$.

3.5.5.2 Verifiche per elementi fragili

Per gli elementi fragili, il valore dell'azione Q_{UF} , ossia l'azione di progetto dovuta ai carichi di gravità e al sisma, non deve superare la massima azione che può essere sviluppata in un componente, quando viene considerato il comportamento non lineare dell'edificio.

Si considerano due diverse formule per Q_{UF} . L'equazione 3.14 può essere utilizzata in tutti i casi, mentre l'altra solo nel caso in cui le forze, che contribuiscono a Q_{UF} , sono trasferite da componenti in grado di entrare in campo plastico :

$$Q_{UF} = Q_G \pm \frac{Q_E}{C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot J} \quad (3.14)$$

$$Q_{UF} = Q_G \pm \frac{Q_E}{C_1 \cdot C_2 \cdot C_3} \quad (3.15)$$

J = fattore di riduzione dovuto alla distribuzione delle forze

Il coefficiente J può essere calcolato mediante l'equazione 3.16; in alternativa può essere preso pari al più piccolo valore del DCR dei componenti che distribuiscono la forza al componente oggetto della verifica.

$$J = 1 + S_{XS} \leq 2 \quad (3.16)$$

S_{XS} = accelerazione spettrale massima nel campo dei bassi periodi, usualmente nell'intervallo 0.2-0.3 secondi, calcolata per il sisma di progetto.

La verifica da effettuare è la seguente:

$$k \cdot Q_{CL} \geq Q_{UF} \quad (3.17)$$

Q_{CL} = resistenza caratteristica (frattile inferiore 5%) del componente

k = fattore di informazione. Il fattore k assume valore 0.75, nel caso di incompletezza di alcuni dati sui materiali e sulla costruzione, valore pari ad 1, nel caso di conoscenza soddisfacente dei dati. Non si può determinare Q_{CE} se non si dispone almeno di $k = 0.75$. Per le procedure non lineari va garantito $k = 1$.

3.5.6 Parametri di progetto e parametri di descrizione del danno

Sia il coefficiente di duttilità m , sia i limiti di deformazione accettabili, sono funzioni del livello di prestazione richiesto, oltre che del tipo di struttura e delle sue caratteristiche (tipo di armatura, sollecitazioni di taglio medie). Le prestazioni sono riportate in tabelle in cui sono posti in relazione con il presumibile danno apparente (lesioni, schiacciamenti etc.) ad esse

corrispondente. Le FEMA specificano che tali valori non devono essere utilizzati come elementi di valutazione della sicurezza o degli interventi necessari a seguito di un terremoto.

In sostanza le tabelle di descrizione del danno (Tab. 3.11), forniscono un'utile indicazione per la definizione dei criteri di valutazione del raggiungimento degli obiettivi di sicurezza. In particolare si potrà verificare, sulla base dei risultati dei modelli degli edifici, effettuati a fronte del sisma raro e del sisma più frequente, se le deformazioni di interpiano calcolate, e quindi i danni conseguenti, siano compatibili con le prestazioni attese per questi eventi.

3.5.6.1 Coefficiente di duttilità

I valori dei coefficienti m si deducono in funzione della tipologia strutturale e del livello di prestazione richiesto dalle tabelle 3.9-3.10. Per travi in c.a. ordinario controllate dalla flessione e con armature a taglio non conformi alle norme sismiche, i valori sono indicati in Tab. 3.9; per le colonne i valori sono riportati in Tab. 3.10.

Tab. 3.9 Valori di m per travi di c.a. controllate dalla flessione, con armature a taglio non conformi

| Arm. long. e taglio | | Componente primario | | | Componente secondario | |
|-----------------------------|---------------------|---------------------|------|------|-----------------------|------|
| $(\rho - \rho')/\rho_{bal}$ | $V/(bd\sqrt{f'_c})$ | IO | LS | CP | LS | CP |
| ≤ 0 | ≤ 3 | 2 | 3 | 4 | 3 | 5 |
| ≤ 0 | ≥ 6 | 1 | 2 | 3 | 2 | 4 |
| ≥ 0.5 | ≤ 3 | 2 | 3 | 3 | 3 | 4 |
| ≥ 0.5 | ≥ 6 | 1 | 2 | 2 | 2 | 3 |

La prima colonna riporta il rapporto fra la differenza delle percentuali di armatura longitudinale tesa e compressa e la percentuale di armatura corrispondente alla rottura bilanciata. La seconda colonna rappresenta il rapporto fra il taglio di progetto e la frazione del taglio sopportabile dal calcestruzzo. Questo secondo indicatore influisce molto sul valore di m . Va fatto osservare che secondo le FEMA 273 le staffe non sono conformi se, nella regione plastica, non sono chiuse o sono spaziate più di 1/3 dell'altezza dell'elemento o se non sono in grado di sopportare almeno il 75% del taglio.

Tab 3.10 Valori di m nelle colonne di c.a. controllate dalla flessione con armature a taglio non conformi

| Sf. Normale e taglio | | Componente primario | | | Componente secondario | |
|----------------------|---------------------|---------------------|------|------|-----------------------|------|
| $P/(A_g f'_c)$ | $V/(bd\sqrt{f'_c})$ | IO | LS | CP | LS | CP |
| ≤ 0.1 | ≤ 3 | 2 | 2 | 3 | 2 | 3 |
| ≤ 0.1 | ≥ 6 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 |
| ≥ 0.4 | ≤ 3 | 1 | 1 | 2 | 1 | 2 |
| ≥ 0.4 | ≥ 6 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |

Nella prima colonna è indicato il rapporto fra lo sforzo normale P e la frazione di sforzo sopportabile dal calcestruzzo. Per le colonne conta molto l'entità dello sforzo normale.

Per i nodi trave colonna e per le travi e le colonne controllate dal taglio, le FEMA 273 non accettano richieste di duttilità, se non per componenti secondari.

Ciò significa, secondo la terminologia FEMA (ed ATC 40) che i nodi, come le colonne verificate a taglio, sono elementi controllati dalla sollecitazione e non dallo spostamento. E' importante, inoltre, sottolineare che lo schema di verifica per i nodi prevede che la 'tensione tangenziale nominale' di verifica sia determinata tenendo conto del contributo delle risultanti di trazione e di compressione trasmesse dai lembi teso e compresso della trave. L'importanza delle azioni trasmesse dalle travi è evidenziata anche dalle FEMA 178 (v. tab. 2.5) ed è illustrata sinteticamente nella figura 3.2, relativa ad un nodo a T.

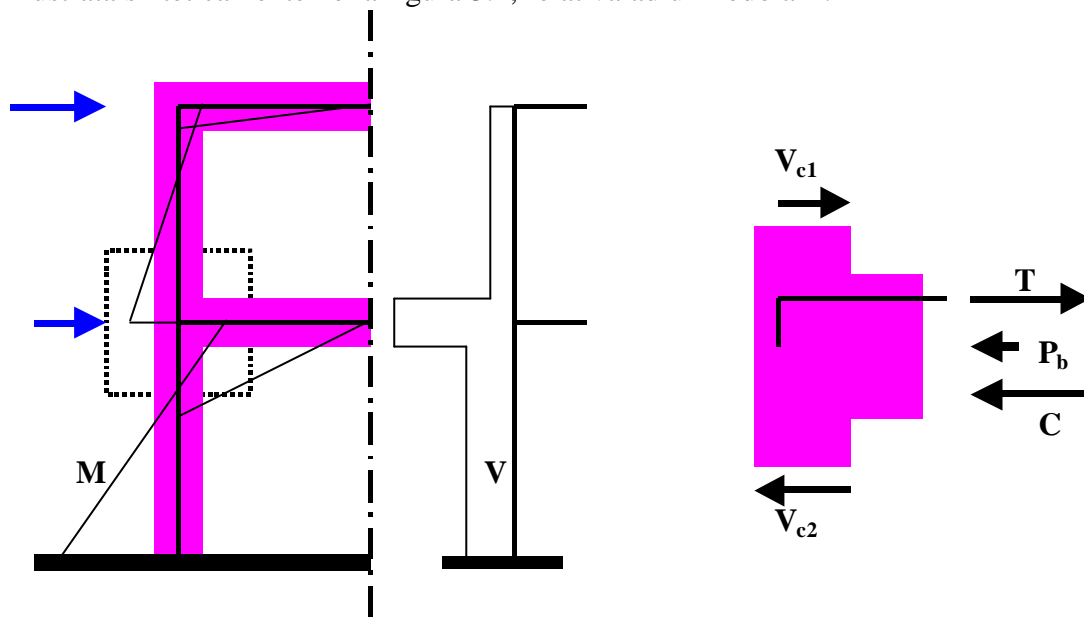


Fig. 3.2 Schema di sollecitazioni dovute al sisma sul nodo esterno di un telaio: a) momenti flettenti dovuti al sisma; b) taglio totale sulla colonna; c) equilibrio orizzontale del nodo

Dalla figura si evince che, se si considera l'equilibrio alla traslazione orizzontale del nodo, il taglio all'altezza della sua fibra media (V_j : taglio nominale) è pari alla somma del taglio trasmesso dalla colonna superiore (V_{c1}) e della forza trasmessa dall'armatura superiore della trave (T). Quest'ultimo può risultare prevalente rispetto al primo, e può risultare determinante ai fini della eventuale rottura. Tale rottura, in assenza di idonee disposizioni costruttive, è di tipo fragile, come è stato recentemente confermato anche da ricerche condotte in Italia (Pampanin, Calvi e Moretti, 2002) su provini di nodi esterni di telai con armatura liscia, non staffati. La capacità di questi elementi è quindi controllata dalla forza, in quanto superato il valore massimo la resistenza decade abbastanza rapidamente. Proprio questa caratteristica, peraltro, fa sì che la capacità massima sia raggiunta in corrispondenza dell'innesco della fessurazione diagonale del nodo, senza significativi danneggiamenti premonitori. E' stato quindi proposto (Calvi, Magenes e Pampanin, 2002) di individuare tale punto calcolando la tensione principale di trazione al centro del nodo nell'ipotesi di materiale omogeneo.

Nelle linee guida FEMA, invece, sono forniti valori limite della resistenza del nodo

$$Q_{CL} = V_n = A_j \mathbf{1} g \ddot{o} f_c' \quad (3.18)$$

Dove:

A_j è l'area nominale trasversale del nodo, da calcolare tenendo conto della geometria degli elementi concorrenti,

f_c è la resistenza a compressione del calcestruzzo in psi,

I è un parametro che vale 0.75 se il tipo di calcestruzzo è leggero, 1 altrimenti

g è un coefficiente il cui valore dipende dalla percentuale volumetrica di staffe nel nodo e dal tipo di nodo e varia fra 4 e 20.

3.5.6.2 Parametri di descrizione del danno

Nella tabella 3.11 si riporta la fenomenologia del danno degli elementi strutturali, in funzione dei livelli di prestazione (tab. 3.3). Le FEMA specificano che i valori riportati in tabella, sono indicativi del danno subito dagli elementi, non sono però da utilizzare come elementi di valutazione della sicurezza o degli interventi necessari a seguito di un terremoto.

In sostanza la tabella fornisce un'utile indicazione per la definizione dei criteri di valutazione del raggiungimento degli obiettivi di sicurezza. In particolare si può verificare, sulla base dei risultati dei modelli degli edifici, effettuati a fronte del sisma raro e del sisma più frequente, se i drift calcolati ricadono nel campo delle prestazioni attese per questi eventi.

I valori dei drift presenti nella tabella, possono essere utilmente confrontati con quelli forniti dalle norme italiane, nei paragrafi relativi proprio alla limitazione del danno (punti B.9 e C.6.3 del DM 16.1.96).

Tab. 3.11 Danneggiamento espresso in funzione delle prestazioni strutturali

| Elementi strutturali | Livelli di prestazione | | |
|--|---|---|--|
| | S-5 | S-3 | S-1 |
| Elementi primari nei sistemi a telaio in c.a. | Fessurazione estesa e formazione di cerniere plastiche negli elementi duttili. Fessurazione limitata e/o scorrimenti d'armatura in alcuni pilastri fragili. Danni notevoli nei pilastri corti | Danno esteso nelle travi. Espulsione del copriferro e fessure di taglio(<0.32 cm) per pilastri duttili. Espulsione contenuta nei pilastri fragili. Danni notevoli nei pilastri corti. | Presenza limitata di microfessure. Snervamento limitato in alcuni componenti. Assenza di fenomeni di schiacciamento |
| Elementi secondari nei sistemi a telaio in c.a. | Espulsione di cls nei pilastri (accorciamento limitato) e nelle travi. Notevole danno ai nodi. Sbandamento di alcune armature. | Fessurazione estesa e formazione di cerniere plastiche negli elementi duttili. Fessurazione limitata e/o scorrimenti d'armatura in alcuni pilastri fragili. Danni notevoli nei pilastri corti | Fenomeni di espulsione del cls in poche travi e pilastri duttili e presenza di lesioni dovute alla flessione. Lesioni di taglio <0.16cm nei nodi |
| Drift nei telai in c.a. | 4% transitorio permanente | 2% transitorio 1% permanente | 1% transitorio permanente trascurabile |
| Drift nei setti in c.a. | 2% transitorio permanente | 1% transitorio 0.5% permanente | 0.5% transitorio permanente trascurabile |
| Muri e tamponature non armate inserite nei telai in c.a. | 0.6% transitorio permanente | 0.5% transitorio 0.3% permanente | 0.1% transitorio permanente trascurabile |
| Muri o tamponature non armati e non riquadrati | 1% transitorio permanente | 0.6% transitorio 0.6% permanente | 0.3% transitorio 0.3% permanente |

3.6 INTERVENTI DI RIABILITAZIONE

Come già accennato il manuale FEMA 178 è accompagnato dal NEHRP handbook of techniques for the seismic rehabilitations of existing buildings (BSSC, 1992), che fornisce concrete indicazioni sulle strategie tecniche di riabilitazione per strutture ed elementi non strutturali. Si riporta di seguito una sintesi estrema di alcune di esse.

3.6.1 Modifiche locali dei componenti

Alcuni edifici esistenti hanno sufficienti rigidità e resistenza complessiva, ma parte dei relativi componenti non soddisfano gli obiettivi di progetto. Una strategia in genere appropriata per tali strutture consiste nel prevedere interventi locali sui componenti non idonei, senza mutare il comportamento globale dell'edificio. Tale approccio è il più economico quando si interviene su edifici con pochi componenti da riabilitare. Da un punto di vista dell'impatto sulla struttura esistente questo tipo di strategia è coerente con il miglioramento sismico delle norme italiane.

3.6.1.1 Miglioramento delle capacità deformative dei componenti

Le misure correttive locali, che migliorano la capacità deformativa o la duttilità di un componente, consentono livelli deformativi maggiori con stati di danno inferiori, senza la necessità di incrementarne la resistenza.

Un intervento tipico è il confinamento dei componenti mediante camicie di c.a. o di acciaio. Le camicie consentono, ad esempio nel caso di rinforzo dei pilastri, di ritardare fenomeni come l'espulsione del calcestruzzo o lo sfilamento delle armature. I nuovi materiali inseriti, vengono progettati e costruiti in modo da lavorare in parallelo a quelli esistenti. La resistenza del componente non deve superare quella delle connessioni con i componenti adiacenti. E' consentita la realizzazione di camicie per incrementare la resistenza dei nodi e per migliorare le condizioni di continuità fra elementi adiacenti. Nella progettazione di camicie di c.a., si deve porre particolare attenzione ai dettagli costruttivi, così da consentire una duttilità adeguata.

Altre misure correttive consistono nella riduzione delle sezioni o dell'armatura di alcuni componenti per consentire loro una maggiore flessibilità, andando ad incrementarne così la duttilità. In alcuni casi si potrebbe prevedere tale intervento per le travi, per favorire la corretta gerarchia delle resistenze (travi deboli-pilastri forti).

3.6.2 Rimozione o diminuzione delle irregolarità e delle discontinuità esistenti

Le irregolarità dovute alla massa, alla resistenza e alla rigidità, sono cause comuni di prestazioni sismiche non desiderate. Quando si procede con analisi di tipo lineare, è possibile valutare la presenza di irregolarità mediante un esame dei *DCR* o degli spostamenti strutturali; nelle analisi non lineari, invece, si fa riferimento, oltre che agli spostamenti, anche alle deformazioni anelastiche. Se i valori di tali parametri risultano non bilanciati, con concentrazioni di alti valori in un piano o in un lato dell'edificio, allora si è in presenza di irregolarità. In molti casi ciò è dovuto alla presenza di discontinuità nella struttura, come ad esempio l'interruzione di un setto perimetrale al primo piano. Spesso bastano interventi minimi per innalzare notevolmente le prestazioni dell'edificio.

Nel caso della presenza di piani deboli, le misure correttive prevedono l'inserimento di telai controventati o di setti. Le irregolarità torsionali possono essere corrette mediante l'inserimento di nuovi telai o altri elementi, in grado di realizzare una distribuzione bilanciata della masse e delle rigidezze. Componenti discontinui come setti o pilastri possono essere prolungati lungo la zona di discontinuità.

Demolizioni locali possono essere un tipo di intervento efficace ma è necessario considerare per gli edifici di interesse storico, per esempio, il forte impatto che potrebbero avere sulla struttura. Si possono inoltre prevedere giunti di espansione, per trasformare un singolo edificio irregolare in più strutture regolari, tenendo conto della possibilità di innesco di fenomeni di martellamento.

3.6.3 Irrigidimento strutturale globale

Alcune strutture flessibili non garantiscono prestazioni adeguate sotto il sisma, in quanto potrebbero avere componenti o elementi critici che non possiedono una duttilità adeguata per resistere alle forti deformazioni indotte dal sisma. Un intervento efficace, per tali strutture, consiste in un irrigidimento globale, allo scopo di ridurre l'entità degli spostamenti; il problema viene così risolto direttamente a livello di struttura senza andare ad agire sui singoli componenti.

3.6.4 Rinforzo strutturale globale

Spesso gli edifici esistenti hanno una resistenza non adeguata per resistere alle forze orizzontali indotte dal sisma. Tali strutture esibiscono un comportamento anelastico già a bassi livelli di scuotimento sismico. Le analisi indicano alti valori dei *DCR* o delle deformazioni anelastiche, nell'intera struttura. Va dunque prevista una resistenza aggiuntiva, per riportare l'edificio ad un livello di danneggiamento accettabile sotto il sisma di progetto.

E' possibile prevedere l'inserimento di setti o di telai controventati; a volte però potrebbero risultare troppo rigidi rispetto alla struttura in cui vanno inseriti, richiedendo così di essere progettati per resistere integralmente alle forze orizzontali indotte dal sisma. In alcuni casi l'inserimento di telai potrebbe risultare più compatibile data la loro maggiore flessibilità; il problema è che tale intervento, prima di risultare efficace, potrebbe comportare il danneggiamento di alcuni elementi a comportamento fragile.

3.6.5 Riduzione della massa

La massa, oltre alla rigidezza, rappresenta uno dei parametri fondamentali che controllano la distribuzione delle forze orizzontali indotte dal sisma. La riduzione della massa ha effetti immediati sulla prestazione dell'edificio e a volte potrebbe essere un intervento alternativo a quelli precedentemente esaminati.

La demolizione dei piani alti e di tutti quei componenti strutturali e non, che risultano troppo pesanti per l'edificio, deve essere comunque considerata una misura correttiva estrema ed applicabile solo dopo aver constatato l'inefficacia di interventi alternativi. Notevoli problemi risulterebbero per interventi su edifici di carattere storico.

3.6.6 Incremento del periodo fondamentale e della capacità dissipativa delle strutture

La domanda può essere ridotta aumentando il periodo fondamentale di oscillazione della struttura. Il metodo più efficace per ottenere questo risultato intervenendo in modo limitato

sulla struttura è l'isolamento sismico, finalizzato a ridurre l'entità (al limite eliminandola) della entrata in campo plastico delle strutture antisismiche. All'allungamento del periodo può essere aggiunta una capacità dissipativa che abbatta ulteriormente la domanda.

La capacità dissipativa può essere ottenuta per mezzo di dispositivi a comportamento viscoso, attritivo o che sfruttano la plasticizzazione del materiale.

Le tecniche di dissipazione di energia possono essere anche utilizzate senza isolamento sismico e consistono, sostanzialmente, nel collegare alla struttura, ad esempio attraverso controventi, dei dissipatori, ossia apparecchi capaci, all'atto del sisma, di assorbire grandi quantità di energia.

Con l'inserimento dei dissipatori, resta sostanzialmente immutata, a differenza di quanto avveniva con gli isolatori, l'energia cinetica fornita dal sisma al complesso costruzione più dissipatori; in questo caso, però, la maggior parte di essa viene assorbita dai dissipatori, con conseguente e significativa riduzione delle sollecitazioni e degli spostamenti richiesti alla struttura e conseguente ritardo dell'entrata in campo plastico.