

STRUTTURE IN ACCIAIO SISMO-RESISTENTI: CRITERI DI PROGETTO E RIFERIMENTI NORMATIVI

Raffaele Landolfo

Università degli Studi di Napoli “Federico II”

e-mail: landolfo@unina.it

1. Introduzione

La frequenza e la violenza degli eventi sismici, che in passato hanno interessato la gran parte del territorio italiano, hanno prodotto una vera e propria emergenza nazionale, tanto da far parlare apertamente di “Rischio Sismico”. Per ridurre le probabilità di collasso delle costruzioni investite dai terremoti, si è concordi nel ritenere che una moderna strategia d'intervento debba necessariamente essere basata su una metodologia che contempli la classificazione sismica del territorio, la progettazione antisismica delle nuove costruzioni e l'adeguamento degli edifici esistenti. Tale metodologia, anche in relazione alle sue ricadute in termini sociali ed economici, non può essere lasciata al libero arbitrio dei progettisti ma deve necessariamente essere inquadrata in specifici ambiti normativi. D'altra parte, è evidente il legame funzionale che esiste tra evento sismico e normativa. L'analisi storica dimostra inequivocabilmente come le norme di progettazione antisismica sono quasi sempre scaturite, e si sono progressivamente evolute, a seguito di terremoti particolarmente devastanti, instaurando una palese relazione causa-effetto tra evento sismico e norma corrispondente (Figura 1).



Figura 1: Effetti del terremoto di Kobe (1995) sulle strutture in acciaio. A seguito di tale evento la Japanese Society of Steel Construction ha emanato le linee guida JSSC 1997.

Con riferimento al tipo di indicazioni contenute nei codici che si sono susseguiti negli anni, si può individuare, per grandi linee, una classificazione convenzionale delle normative sismiche che a partire da quelle di I generazione, puramente

prescrittive, si sono evolute verso le norme di II e III generazione, di tipo prevalentemente prestazionale, rispettivamente a singolo e doppio livello. Più recentemente sono state introdotte le norme prestazionali multilivello di IV generazione. I codici appartenenti alle prime due generazioni, la cui importanza è soprattutto legata a considerazioni di tipo storico, sono caratterizzati dalla contemporanea presenza d'indicazioni di natura prescrittiva associate a raccomandazioni di natura prestazionale a singolo livello. In pratica si cerca di controllare unicamente la prestazione al collasso del sistema per terremoti particolarmente violenti (terremoti rari), valutando convenzionalmente la resistenza con il Metodo delle Tensioni Ammissibili (MTA).

Lo stato attuale della codificazione è invece sostanzialmente rappresentato dalle norme di terza generazione, nelle quali la sicurezza strutturale è valutata attraverso il Metodo Semiprobabilistico agli Stati Limite (MSSL). A questa categoria appartengono sia l'Eurocodice 8 sia le norme italiane, come l'Ordinanza del PCM n. 3274/2003 con le sue successive integrazioni e le più recenti Norme Tecniche sulle Costruzioni.

2. *L'azione sismica*

Dal punto di vista ingegneristico, i terremoti possono essere descritti mediante gli accelerogrammi, ovvero dei diagrammi che riportano la storia delle accelerazioni misurate sul terreno in occasione di un determinato evento sismico. Tali diagrammi risultano caratterizzati da due parametri di base, che sono rispettivamente l'accelerazione massima al suolo (*Peak Ground Acceleration o PGA*) e la durata (t).

Le normative attualmente in vigore propongono diversi metodi per il calcolo delle azioni sismiche sulle costruzioni a partire dagli accelerogrammi.

Tra i diversi approcci considerati, il modello di riferimento è rappresentato dallo spettro di risposta elastico. Tale modello costituisce una valida alternativa alle metodologie di calcolo più complesse, come l'analisi dinamica al passo. Quest'ultima, in particolare, si basa sull'integrazione delle equazioni del moto della struttura per un assegnato accelerogramma e consente di conoscere la risposta della costruzione in ciascun istante dell'evento sismico. Tale approccio risulta di difficile applicazione, soprattutto quando si vuole analizzare la risposta di una struttura complessa in campo non-lineare. A parte le difficoltà operative, l'analisi al passo richiede inoltre la conoscenza di diversi accelerogrammi rappresentativi della zona sismica considerata (Figura 2a).

Il metodo basato sullo spettro di risposta elastico, invece, consente di ricondurre l'azione dinamica del sisma ad una forza equivalente orizzontale applicata staticamente alla costruzione. In particolare, in base al secondo principio della dinamica, l'azione sismica risulta in questo caso pari al prodotto della massa complessiva dell'edificio per l'accelerazione massima impressa dal terremoto

(Figura 2b). Secondo il metodo dello spettro di risposta, dunque, per calcolare l'entità delle forze sismiche in campo elastico è sufficiente conoscere soltanto il valore della massima accelerazione che la massa dell'edificio attinge durante l'evento tellurico, prescindendo dalla risposta della struttura nei restanti istanti di tempo. A tale riguardo, occorre osservare che le accelerazioni subite dalle costruzioni dipendono, oltre che dall'intensità del sisma, anche dalle rispettive caratteristiche inerziali, ed in particolare dal periodo di oscillazione T , il quale è funzione del rapporto tra la massa e la rigidezza della struttura.

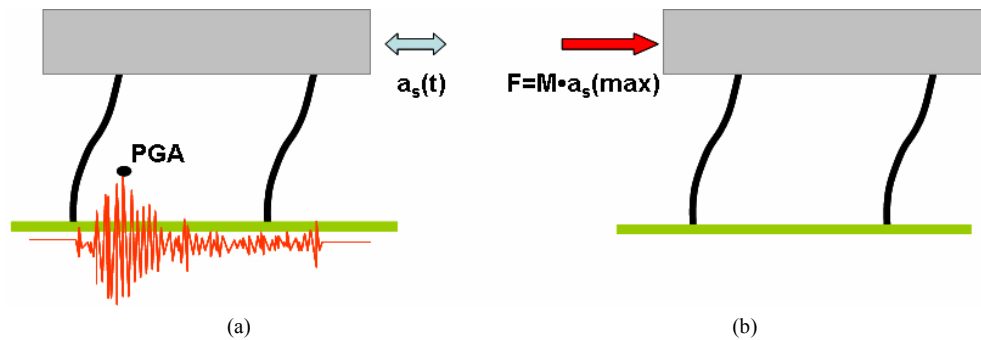


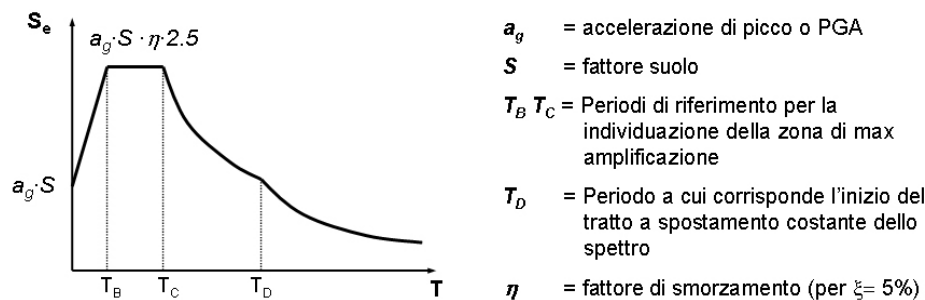
Figura 2: Metodi di analisi: Approccio dinamico (a) ed approccio statico (b).

Il diagramma che si ottiene riportando, per un assegnato terremoto, la massima accelerazione subita dalla massa della struttura in funzione del periodo proprio T è detto spettro di risposta elastico in termini di accelerazioni. Noto lo spettro, risulta dunque immediato conoscere il valore delle forze orizzontali che simulano in campo elastico l'effetto del sisma su ogni struttura, in funzione del relativo periodo.

Le normative trattano in modo statistico i vari spettri di risposta ottenuti dai diversi terremoti registrati sul territorio restituendo uno spettro semplificato S_e , la cui forma è riportata schematicamente in Figura 3.

L'accelerazione che corrisponde al periodo di oscillazione nullo è pari alla massima accelerazione subita dal terreno. In questo caso, infatti, la struttura possiede rigidezza infinita e si comporta in maniera solidale al suolo. In base alla classificazione sismica del territorio, le normative assegnano a ciascuna zona un valore differente della PGA, che in genere varia tra $0.05g$ e $0.35g$, dove g è accelerazione di gravità.

I periodi compresi nell'intervallo tra T_B e T_C corrispondono alla massima amplificazione dinamica, il cui valore base è pari 2.5. I valori dei periodi e quelli dell'amplificazione massima dipendono in particolare dalla natura del terreno. E' proprio in questo intervallo che in genere ricadono i periodi di oscillazione delle strutture più comuni, come quelle degli edifici per abitazioni.



Macrozonazione

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

Microzonazione

Categoria suolo	S	T_B	T_C	T_D
A	1,00	0,15	0,40	2,00
B, C, E	1,25	0,15	0,50	2,00
D	1,35	0,20	0,80	2,00

Figura 3: Spettro di risposta elastico secondo l'Ordinanza n. 3274.

In base ai valori che la PGA può attingere, si deduce che la massima accelerazione subita da una struttura può anche risultare prossima ad 1g. Ciò equivale ad affermare che, qualora la costruzione sia progettata per resistere in campo elastico ai terremoti, essa risulti sollecitata in direzione orizzontale da una forza complessiva confrontabile con quella del peso proprio.

E' evidente che la progettazione di edifici capaci di resistere in campo elastico ad azioni orizzontali prossime al peso proprio resta confinata a casi particolari e conduce in generale a risultati antieconomici. Per tale motivo, si adottano diverse strategie di progettazione antisismica che non solo garantiscono un'adeguata resistenza della costruzione, ma consentono di ridurre l'entità stessa delle forze agenti.

3. Strategie di progettazione antisismica

Le norme di III generazione sono basate su un approccio prestazionale a doppio livello. In generale, la risposta del sistema strutturale viene analizzata con riferimento a due eventi sismici caratterizzati da differenti periodi di ritorno T_R : il Terremoto di Servizio (I livello, con T_R pari a 95 anni) ed il Terremoto Distruttivo (II livello, con T_R pari a 475 anni). A tali eventi sono associati due distinti livelli prestazionali, o obiettivi di progetto, noti come Stato Limite di Esercizio e Stato Limite Ultimo.

La verifica allo Stato Limite di Esercizio (o Stato Limite di Danno) consiste nell'accertarsi che il sistema subisca, per effetto del terremoto di servizio, un ridotto danneggiamento alle parti strutturali e non, tale cioè da non compromettere la

funzionalità della costruzione. Il parametro di controllo è costituito in genere dalla rigidità del sistema, solitamente quantificata attraverso lo spostamento d'interpiano d_r (interstorey drift), che deve essere contenuto entro determinati valori limite espressi in funzione dell'altezza h tra i diversi impalcati.

La verifica allo Stato Limite Ultimo consiste invece nell'accertarsi che la costruzione, in corrispondenza del terremoto distruttivo, pur subendo danni di grave entità agli elementi strutturali, sia in grado di offrire una residua resistenza e rigidità nei confronti delle azioni orizzontali e l'intera capacità portante nei confronti dei carichi verticali, in modo da salvaguardare la vita umana.

Per raggiungere tale obiettivo le norme di III generazione, contrariamente a quelle precedenti, considerano la possibilità di operare secondo diverse strategie progettuali in funzione della capacità e dei modi di dissipare l'energia sismica in ingresso delle varie tipologie strutturali. Tali strategie si basano sul concetto di sistema a risposta controllata. In pratica, in base al modo di assorbire e/o dissipare energia, è possibile individuare differenti metodologie di progettazione antisismica basate su sistemi a controllo attivo, passivo ed iper-resistenti.

Tralasciando i sistemi a controllo attivo, che agiscono sulle caratteristiche del sistema modificandone la risposta in modo artificiale e che, allo stato attuale, vengono utilizzati solo in applicazioni particolari, le norme di III generazione disciplinano principalmente le strategie di progettazione basate sui sistemi iper-resistenti ed a controllo passivo.

I sistemi iper-resistenti, detti anche non dissipativi, sono progettati per rimanere in campo elastico, senza quindi subire alcun danneggiamento strutturale, anche in occasione del terremoto distruttivo. È questo il caso delle costruzioni o degli impianti destinati a particolari funzioni strategiche, per le quali la non danneggiabilità è un requisito di progetto, oppure il caso di sistemi costruttivi le cui capacità dissipative in campo plastico sono così esigue da non poterne fare affidamento. Per quanto concerne i sistemi a controllo passivo, i codici di III generazione prevedono la possibilità di ricorrere sia a sistemi isolati sia a sistemi dissipativi.

Nei sistemi isolati, la strategia di progettazione consiste essenzialmente nel modificare il periodo di vibrazione della struttura inserendo, generalmente in prossimità delle fondazioni, opportuni dispositivi, noti come isolatori (Figura 4a). Questi, fungendo da filtro, riducono sensibilmente le forze d'inerzia del sistema, che subisce un atto di moto rigido caratterizzato da ampi spostamenti alla base. I sistemi dissipativi, invece, cercano di rispettare l'equazione di bilancio energetico incrementando l'energia dissipata. Questo risultato può essere raggiunto favorendo la plasticizzazione di alcune zone specifiche della struttura (Figura 4b), oppure inserendo nella costruzione opportuni dispositivi speciali (Figura 5).

In generale, le zone dissipative delle strutture ordinarie, ovvero i dispositivi speciali, devono essere capaci di dissipare l'energia in ingresso senza

compromettere il collasso locale o globale del sistema. Poiché la capacità di dissipare energia di un sistema è strettamente legata alle sue capacità di subire escursioni in campo plastico, le normative introducono specifiche prescrizioni atte a garantire un accettabile livello di duttilità della struttura.

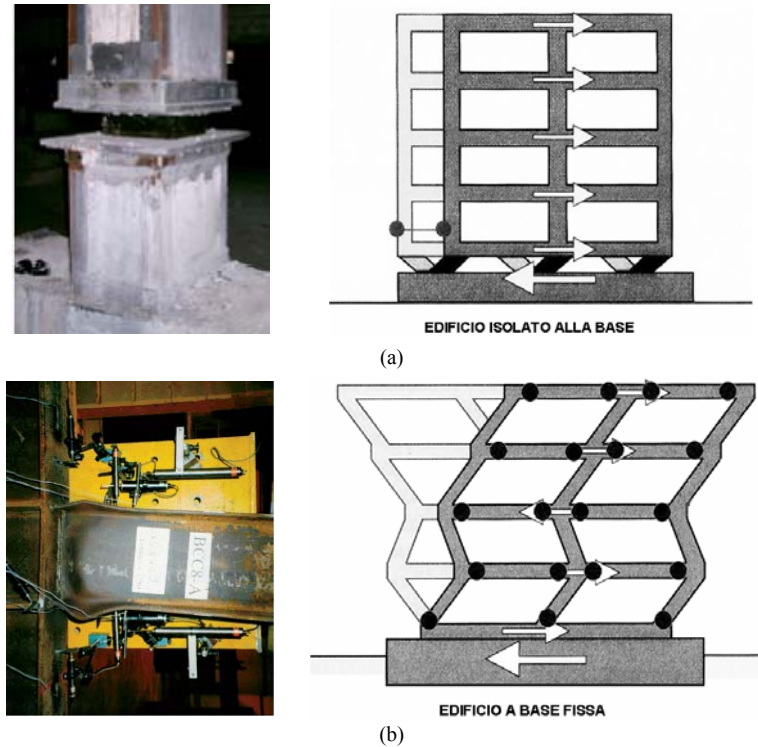


Figura 4: Strategie di progettazione antisismica: isolamento alla base (a); dissipazione di energia attraverso la plasticizzazione controllata di alcune parti della struttura (b).

La procedura proposta è concettualmente molto semplice e razionale. In pratica il punto di partenza è la resistenza richiesta dal terremoto distruttivo ad un sistema considerato indefinitamente elastico. Una volta accettato che la struttura subisca escursioni in campo plastico (e di conseguenza danni), tale resistenza potrà essere adeguatamente ridotta in funzione della duttilità della struttura stessa e dei suoi elementi.

La riduzione delle forze di progetto rispetto a quelle elastiche è quindi realizzata attraverso un fattore di riduzione o di struttura, indicato con q . Tale fattore, che in senso lato costituisce una misura quantitativa della capacità dissipativa della

struttura, è ricavato attraverso condizioni di equivalenza di tipo cinematico o energetico (Figura 6).

L'azione sismica di progetto $S_d(T)$ può essere così ottenuta direttamente dallo spettro di risposta elastico $S_e(T)$, riducendo le ordinate mediante il fattore q .



Figura 5: Strategie di progettazione antisismica mediante dispositivi speciali di dissipazione: esempi di applicazione di dissipatori meccanici, viscosi e di controventi di acciaio ad instabilità impedita (BRB).

In accordo a tale filosofia, la progettazione allo SLU di strutture a comportamento duttile viene fatta individuando preliminarmente, ed in modo opportuno, le zone dissipative. Per tali zone occorre garantire il soddisfacimento di opportuni requisiti prestazionali in relazione al ruolo che saranno chiamate a svolgere nell'organismo sismoresistente. Per le rimanenti parti della struttura (zone non dissipative), attraverso criteri di dimensionamento che vanno sotto il nome di *gerarchia delle resistenze*, dovrà invece essere garantita un'adeguata sovrarresistenza rispetto alle zone dissipative, cosicché queste ultime possono esplicare a pieno le proprie capacità inelastiche (Figura 7).

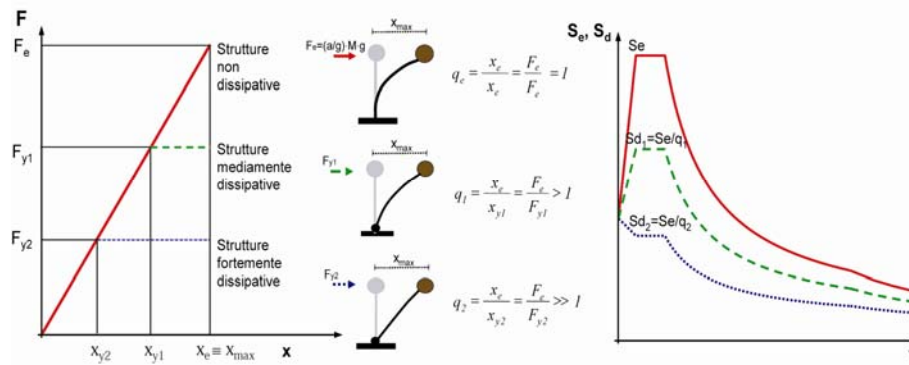


Figura 6: Fattore di struttura nell'ipotesi di equivalenza cinematica tra risposta del sistema elastico e del sistema elasto-plastico.

Sono evidenti allora i due piani sui quali si muove la metodologia progettuale: da un lato essa focalizza l'attenzione su quelle zone che sono state individuate come responsabili della dissipazione isteretica e come tali dovranno possedere requisiti di resistenza, rigidezza e duttilità in modo da consentire lo sviluppo di ampie escursioni in campo plastico. Parallelamente, attraverso il cosiddetto *capacity design*, le membrature della struttura andranno dimensionate attraverso un'opportuna distribuzione delle resistenze che rispetti determinati criteri di gerarchia. In sostanza, si cerca di favorire la formazione di meccanismi di collasso con elevato numero di zone plasticizzate (meccanismi globali) ed in grado di dissipare la maggiore energia possibile.

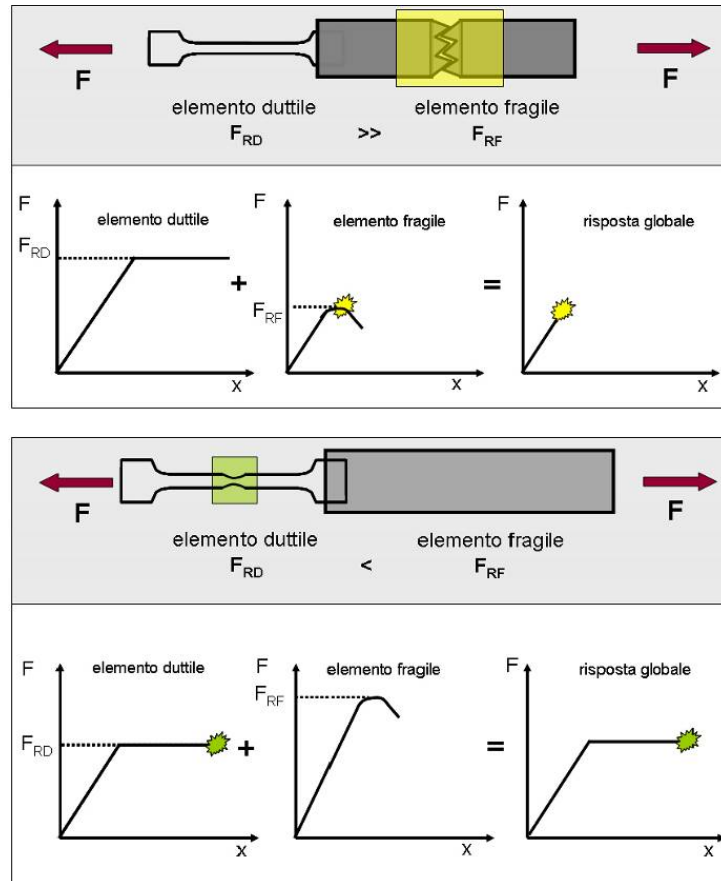


Figura 7: Gerarchia delle resistenze e duttilità globale.

4. La progettazione delle strutture in acciaio

In accordo ai principi precedentemente descritti, gli edifici sismo-resistenti in acciaio possono essere progettati assumendo uno dei seguenti comportamenti strutturali:

- comportamento non dissipativo;
- comportamento dissipativo.

Nel primo caso, le strutture saranno progettate per resistere alle azioni indotte dal terremoto distruttivo attraverso un comportamento di tipo elastico. Ne consegue che lo spettro delle accelerazioni di progetto cui fare riferimento è quello elastico smorzato ($q=1$) e che la resistenza degli elementi strutturali è l'unico parametro che deve essere controllato, non essendo necessario soddisfare requisiti di duttilità né a livello locale né a livello globale.

Nelle strutture a comportamento dissipativo deve invece essere presa in considerazione la capacità di parti delle stesse strutture (zone dissipative) di resistere alle azioni sismiche oltre il campo elastico. Dal punto di vista progettuale tali sistemi, come già precedentemente evidenziato, possono essere dimensionati, nei confronti dello stato limite ultimo, valutando la risposta strutturale sotto azioni più basse di quelle corrispondenti a quella indefinitamente elastica mediante l'utilizzo del fattore di struttura q . Quest'ultimo è strettamente correlato alla duttilità locale disponibile delle membrature e tale dipendenza è dichiarata, in modo più o meno esplicito, in tutte le normative di III generazione.

La suddivisione delle membrature in classi di duttilità è dunque un aspetto fondamentale nella progettazione sismica delle strutture di acciaio ed è per questo motivo che tutte le normative del settore introducono al riguardo specifici criteri di classificazione, tra l'altro non sempre coincidenti, dai quali fanno dipendere sia le ricadute in termini di duttilità globale (fattore di struttura) sia quelle legate ai criteri di dimensionamento (gerarchia delle resistenze).

L'Eurocodice 8, ad esempio, adotta quale criterio di classificazione delle sezioni trasversali quello proposto dall'Eurocodice 3, il quale suddivide le stesse in quattro classi: duttili o plastiche (classe 1), compatte (classe 2), semicompatte (classe 3) e snelle (classe 4). Le sezioni di classe 1 e 2 sono in grado di attingere e superare, con differente livello di duttilità, il momento plastico. Quelle di classe 3 e 4, invece, non garantiscono tale soglia di resistenza al punto che le ultime non godono di alcuna riserva inelastica a causa dell'instabilità locale (Figura 8).

La definizione della classe di appartenenza si basa sul calcolo delle snellezze delle parti compresse della sezione trasversale, che vengono distinte in elementi interni e flange esterne. Tale classificazione è dunque basata esclusivamente sui rapporti di snellezza c/t dei piatti costituenti la sezione trasversale.

Nel progetto sismico secondo l'EC8 la corrispondenza tra la classe di duttilità del sistema strutturale e quella di appartenenza delle sezioni trasversali delle membrature dissipative è quella indicata nella tabella di Figura 8.

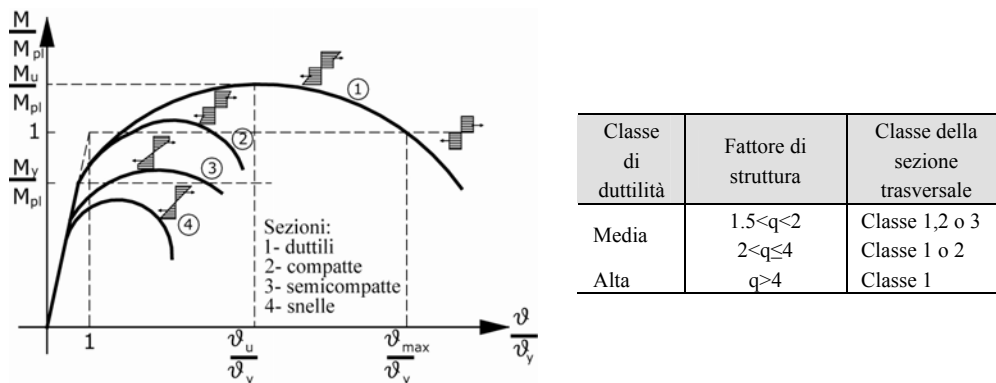


Figura 8: La classificazione delle membrature in acciaio secondo gli Eurocodici.

Appare dunque evidente la relazione intrinseca tra la classe della sezione trasversale dell'elemento dissipativo ed il livello di duttilità globale della struttura.

L'OPCM 3274, invece, adotta un criterio di classificazione che suddivide le membrature in tre categorie, sulla base del valore assunto da un parametro di snellezza (s), definito come rapporto tra la tensione corrispondente all'instabilità locale e quella di snervamento. Pertanto, in accordo a tale criterio, le membrature di acciaio possono essere:

- *Duttili* ($s \geq 1.2$): l'instabilità locale delle parti compresse della sezione si sviluppa in campo plastico ed è sufficientemente ritardata per consentire alla membratura di sviluppare grandi deformazioni plastiche, in regime incrudente, senza significative riduzioni della capacità portante;

- *Plastiche* ($1 \leq s < 1.2$): l'instabilità locale si sviluppa in campo plastico ma i rapporti tra larghezza e spessore non sono tali da consentire deformazioni significative;

- *Snelle* ($s \leq 1$): l'instabilità locale avviene in campo elastico senza consentire l'inizio di plasticizzazioni.

La corrispondenza tra risposta flessionale delle membrature, caratterizzata dal diagramma momento-rotazione, e la classificazione proposta dall'Ordinanza è riportata in Figura 9.

Con riferimento alle ricadute della classificazione sulla duttilità globale, nella Figura 9 è riportata inoltre la relazione esplicita tra il valore assunto dal parametro

s per le membrature destinate ad ospitare le cerniere plastiche ed il fattore K_D , che modifica il fattore di struttura di riferimento.

Quest'ultimo, in modo alquanto consolidato nell'ambito della norme di III generazione, viene fatto essenzialmente dipendere dalla tipologia strutturale e dalla classe di duttilità (Figura 10).

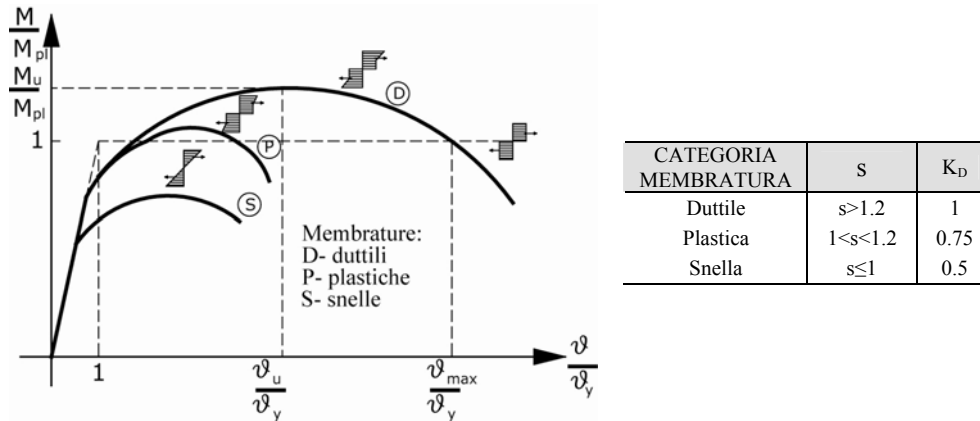


Figura 9: La classificazione delle membrature in acciaio soggette a flessione secondo l'Ordinanza n. 3274.

5. Criteri di gerarchia per le diverse tipologie strutturali

Come precedentemente sottolineato, il comportamento strutturale dissipativo prevede che alcune parti della struttura (zone dissipative) plasticizzino sotto le azioni sismiche di progetto, mentre le altre (zone non dissipative) devono possedere un'adeguata sovrarresistenza, in modo da rispondere in campo elastico alle azioni trasmesse durante un terremoto violento.

In pratica, gli elementi duttili devono essere meno resistenti di quelli fragili, in modo da agire come fusibili strutturali, salvaguardando l'integrità della struttura nel suo complesso. Questo è, in sintesi, l'obiettivo progettuale dei criteri di "gerarchia delle resistenze": garantire un'adeguata sovrarresistenza degli elementi fragili per consentire la crisi delle parti duttili ad esse collegate.

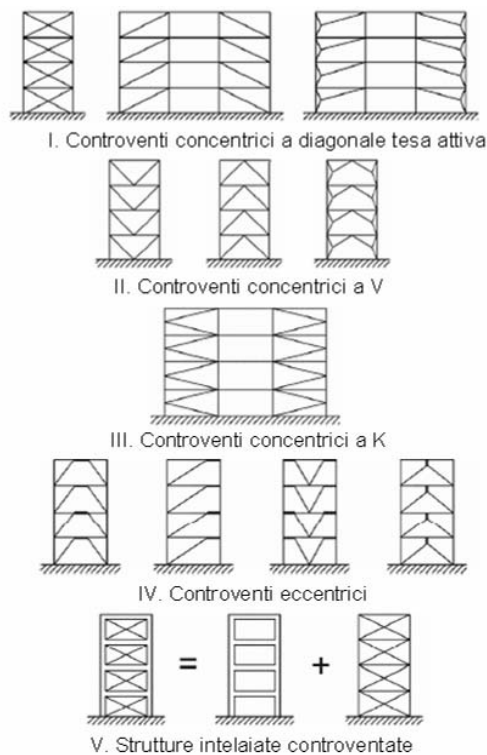
Nel caso specifico delle strutture di acciaio ciò si traduce, a livello locale, nel garantire la sovrarresistenza dei collegamenti tra le zone dissipative e le restanti parti della struttura. Al contempo, a livello globale, le membrature non dissipative dovranno risultare adeguatamente sovrarresistenti rispetto a quelle dissipative.

Per il raggiungimento di tali obiettivi le norme di III generazione adottano una strategia concettualmente molto simile.

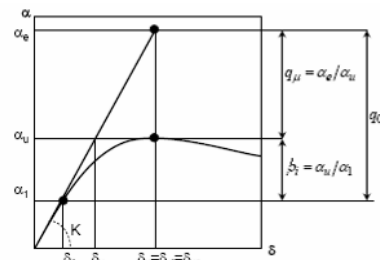
A livello locale viene prescritta una sovrarresistenza dei collegamenti che risulta mediamente dell'ordine del 40% ed è funzione generalmente di due fattori: uno

legato alla aleatorietà della resistenza del materiale, l'altro al fenomeno dell'incrudimento.

A livello globale, in modo sostanzialmente analogo per ogni tipologia strutturale, è richiesto invece di verificare la resistenza di progetto degli elementi non dissipativi (elementi fragili) considerando la presenza delle sollecitazioni prodotte dai carichi verticali e di quelle sismiche amplificate di un fattore α . Questo, sempre maggiore di 1, tiene conto del passaggio dalle sollecitazioni elastiche a quelle plastiche, che corrispondono al meccanismo dissipativo previsto per la struttura.



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



TIPOLOGIA COSTRUTTIVA	α_u / α_1
Edificio a telaio di un piano	1.1
Edificio a telaio a più piani, ad singola campata	1.2
Edificio a telaio a più piani e più campate	1.3
Edificio con controventi eccentrici	1.2

Figura 10: Tipologie strutturali e fattore di struttura secondo l'Ordinanza n. 3274.

Strutture a telaio

Nel caso delle strutture intelaiate l'applicazione del criterio di gerarchia delle resistenze, a livello globale, consiste nel progettare le colonne più resistenti delle travi (principio trave debole-colonna forte), in modo da attivare meccanismi di collasso globali caratterizzati da cerniere plastiche nelle sezioni di estremità delle

membrature orizzontali (zone dissipative) e nelle sole sezioni di base dei pilastri. Tali meccanismi consentono infatti di sfruttare la duttilità delle membrature in modo diffuso ed uniforme, presentando rotazioni plastiche simili in tutte le travi, e soprattutto limitando la formazione di cerniere plastiche nei pilastri. Queste ultime, infatti, risultano incompatibili con i cinematismi di collasso più efficienti sia perché possono dar luogo a meccanismi di piano (piano soffice), sia in considerazione della minore capacità dissipativa degli elementi presso-inflessi.

A livello locale dovrà invece essere adeguatamente garantita la sovrarresistenza dei collegamenti trave-colonna e quella dei pannelli nodali (Figura 11).

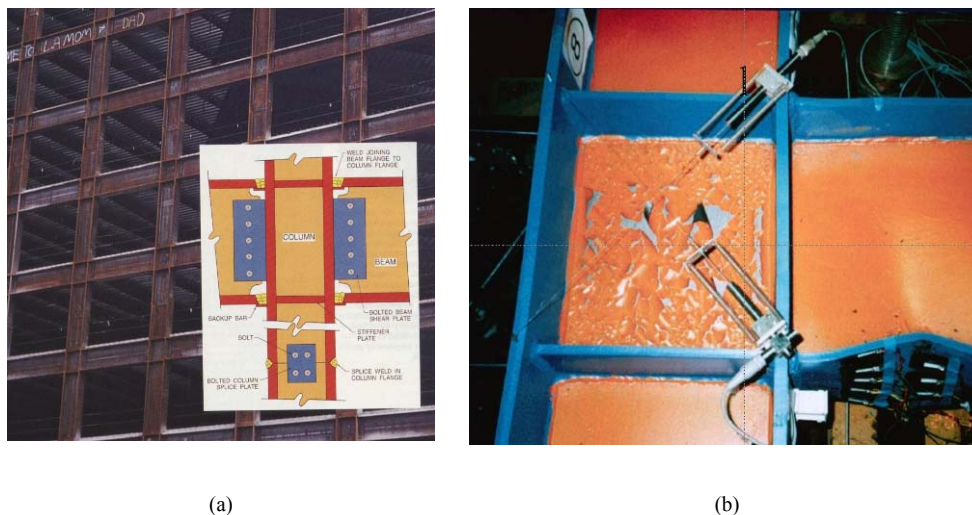


Figura 11: Strutture a telaio: esempio applicativo (a); cerniera plastica all'estremità della trave (b).

Strutture con controventi concentrici

Nelle strutture di acciaio con controventi reticolari concentrici la dissipazione dell'energia sismica in ingresso è affidata alle aste diagonali (Figura 12).

Di conseguenza per consentire la plasticizzazione delle diagonali tese, i collegamenti di estremità delle stesse, le travi e le colonne devono essere progettati con un'adeguata sovrarresistenza. In particolare, il criterio di gerarchia sopraesposto si traduce nell'imporre di progettare travi e colonne in modo da garantire che le rispettive resistenze assiali di progetto siano superiori allo sforzo normale derivante dalla plasticizzazione delle diagonali.

La filosofia di progetto trascura generalmente il contributo dissipativo della diagonale compressa a favore di quello relativo all'asta tesa. Tuttavia la presenza delle diagonali compresse influenza il comportamento dell'intera struttura in campo elastico, ed in particolare i valori delle frequenze, dei modi di vibrazione

nonché delle forze sismiche di progetto. Queste ultime pertanto andrebbero calcolate considerando sia il contributo delle diagonali tese che di quelle compresse. In questa fase dovrebbe quindi anche essere verificata la stabilità delle diagonali compresse per gli sforzi normali indotti dalle forze di progetto.



(a)



(b)

Figura 12: Strutture con controventi concentrici a croce di S. Andrea (a) ed a V (b).

In sintesi, il comportamento dei sistemi con controventi concentrici può essere schematizzato con riferimento a due fasi di comportamento limite. Nella fase di comportamento elastico, tutte le diagonali compresse sono stabili. Le proprietà dinamiche e le forze sismiche di progetto sono determinate in questo caso sul modello a doppia diagonale. Nella fase di comportamento plastico, le diagonali compresse si considerano tutte instabilizzate e la loro resistenza residua si considera trascurabile. Il modello con sole diagonali tese si utilizza per calcolare la resistenza di piano ed applicare il criterio di gerarchia delle resistenze.

Strutture con controventi eccentrici

Questi sistemi strutturali possono considerarsi ibridi, combinando i vantaggi peculiari dei sistemi a controventi reticolari concentrici e dei telai. In tal modo è assicurata un'elevata rigidezza elastica e buone doti di duttilità e capacità di dissipare energia. In esse, la dissipazione dell'energia sismica in ingresso è affidata ai link (Figura 13).

Di conseguenza, per consentire la loro plasticizzazione, gli altri elementi strutturali, quali i collegamenti, le travi, le colonne e le diagonali di controvento, devono essere progettati con un'adeguata sovraresistenza. Tale sovraresistenza

deve essere commisurata alla massima forza che può essere trasmessa dal link, corrispondente al completo snervamento e all'incrudimento del link stesso, in modo che esso agisca come fuso duttile e preservi l'integrità della struttura circostante, in accordo con il concetto di capacity design. Per contro i link devono essere propriamente progettati per attingere grandi deformazioni plastiche.

In relazione alla lunghezza del link ed in rapporto alla sua sezione trasversale, si verificano differenti caratteristiche della risposta sismica. Nel caso di link sufficientemente corto la plasticizzazione avverrà per taglio. Se il link è sufficientemente lungo, si verificherà invece la plasticizzazione per flessione delle sue sezioni di estremità. Comportamenti ibridi si avranno, ovviamente, nel caso di link di lunghezza intermedia. I valori limite delle lunghezze che comportano il passaggio da un tipo di plasticizzazione all'altro, indicati nell'Ordinanza, dipendono evidentemente dal rapporto tra la resistenza a flessione e quella a taglio della sezione trasversale del link. Le ricerche nel settore evidenziano che la duttilità globale di strutture con controventi eccentrici caratterizzati da link corti è, in genere, maggiore di quella di analoghe strutture con link lunghi. Inoltre nel caso di link corti, a parità di altre condizioni, si ha una maggiore rigidezza elastica della struttura. Questi comportamenti sono facilmente spiegabili se si considera che per lunghezze dei link tendenti a zero lo schema strutturale può essere assimilato a quello con controventi concentrici, mentre per lunghezze prossime alla luce della trave il modello di comportamento è riconducibile a quello di un telaio.



(a)



(b)

Figura 13: Strutture con controventi eccentrici: esempio applicativo (a); particolare del link (b).

6. *Orientamenti futuri*

Le norme di quarta generazione rappresentano la naturale evoluzione della filosofia di progetto agli stati limite e costituiscono la punta più avanzata nel panorama della progettazione antisismica. Esse si basano su un approccio

multilivello implementato attraverso una metodologia nota come *Performance Based Design* (PBD). Il metodo consiste nella scelta di un appropriato criterio di progetto tale da garantire, per uno specifico livello d'intensità sismica, che con assegnate probabilità il sistema non risulti danneggiato oltre certi valori limite, rappresentativi di opportuni livelli prestazionali. Esse scaturiscono dalla necessità di definire, oltre ai due stati limite di danno ed ultimo, una soglia di danneggiamento ammissibile delle parti strutturali e non strutturali anche per livelli intermedi dell'intensità sismica. Tale necessità deriva principalmente dall'esigenza di combinare considerazioni di carattere economico a quelle di sicurezza e salvaguardia delle vite umane. In tale ottica è possibile definire per ogni sistema strutturale un livello o un range di livelli di prestazione ottimali, individuati minimizzando il costo totale della struttura.

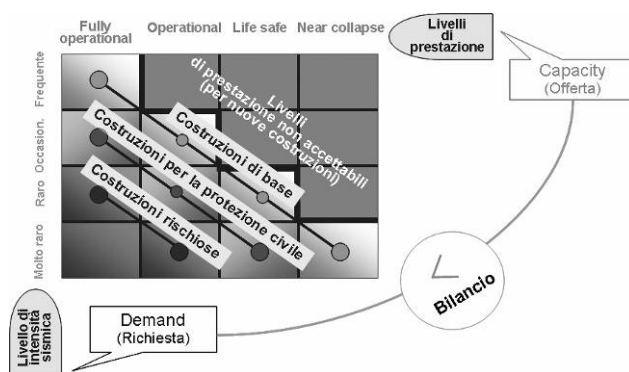


Figura 14: Obiettivi di progetto delle norme di IV generazione

La scelta appropriata dei livelli di performance, associati a diversi gradi d'intensità sismica, consente di governare la progettazione, ovvero di definire gli obiettivi di progetto (Figura 14). Per ogni sistema, definito un livello di performance associato ad un determinato evento sismico, deve essere quindi verificato il bilancio tra domanda e capacità.

7. Conclusioni

Nella presente nota, a partire dalla descrizione dell'azione sismica, sono stati preliminarmente richiamati i principi di base della strategia di progettazione antisismica basata sul controllo della duttilità di sistemi dissipativi.

Con specifico riferimento alle costruzioni di acciaio, ed alla luce dell'attuale quadro normativo, sono stati quindi analizzati sia i criteri progettuali derivanti dall'applicazione pratica di tali principi, sia le soluzioni adottate per garantire un'adeguata duttilità delle diverse tipologie strutturali.

Riferimenti bibliografici

- Landolfo R., 2005. L'evoluzione della normativa sismica. *Costruzioni Metalliche*, n.1, pp.54-66.
- Landolfo R., 2006. Strategie di progettazione antisismica ed orientamenti normativi. In "Costruire con l'acciaio in zona sismica". Ed. Promozione Acciaio, Milano pp.34-48.
- Landolfo R., Brescia M., Mammana O., 2007. Capacità rotazionale e criteri di classificazione delle membrature di acciaio in zona sismica. Congresso Anidis, Pisa, Italy.
- Mazzolani F.M., Landolfo R., Della Corte G., Faggiano B., 2006. Edifici con struttura di acciaio in zona sismica. IUSS Press, Pavia, Italy.
- CEN (European Communities for Standardisation), Final draft, EN 1998-1: 2004. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings.
- CEN (European Communities for Standardisation), Final draft, EN 1993-1-1: 2005. Eurocode 3: Design of steel structures.
- DM 14/09/2005. Norme Tecniche per le Costruzioni. GU n. 222 del 23 Settembre 2005, Supplemento Ordinario n. 159.
- JSSC (Japanese Society of Steel Construction), Technical Report n°39, 1997. Kobe earthquake damage to steel moment connections and suggested improvements.
- OPCM n. 3274/2003 Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 20 marzo 2003. Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e normative tecniche per le costruzioni in zone sismica.