

Il recente terremoto che ha colpito duramente il territorio abruzzese ha portato ancora una volta alla ribalta il problema della riduzione del rischio sismico nel nostro Paese. In questa sfida le strutture di acciaio, le cui potenzialità sono ormai comprovate dall'esperienza e dalla loro diffusione soprattutto in quei paesi dove tale rischio è estremamente elevato, possono svolgere certamente un ruolo di primaria importanza.

Partendo da tali presupposti questa memoria, che trae spunto da una serie di relazioni svolte sul tema, vuole allora preliminarmente comprendere le ragioni per le quali l'acciaio resiste così bene al sisma. Tali ragioni saranno poi discusse ed analizzate in dettaglio alla luce dei principi generali di progettazione contenuti nelle recenti Norme Tecniche per le Costruzioni e della corrispondente normativa europea, evidenziandone in particolare i vantaggi in termini di progetto, ma anche le incongruenze e le criticità. Una breve panoramica su alcune tipologie strutturali innovative e non ancora codificate nonché su alcune tematiche di ricerca di grande attualità verrà infine presentata, quasi a dimostrazione della vitalità e del continuo sviluppo che caratterizza il mondo delle costruzioni metalliche, sempre pronto a raccogliere nuove e più impegnative sfide.

## Acciaio & Sisma

Raffaele Landolfo



Fig. 1 - L'edificio della Prefettura (L'Aquila)

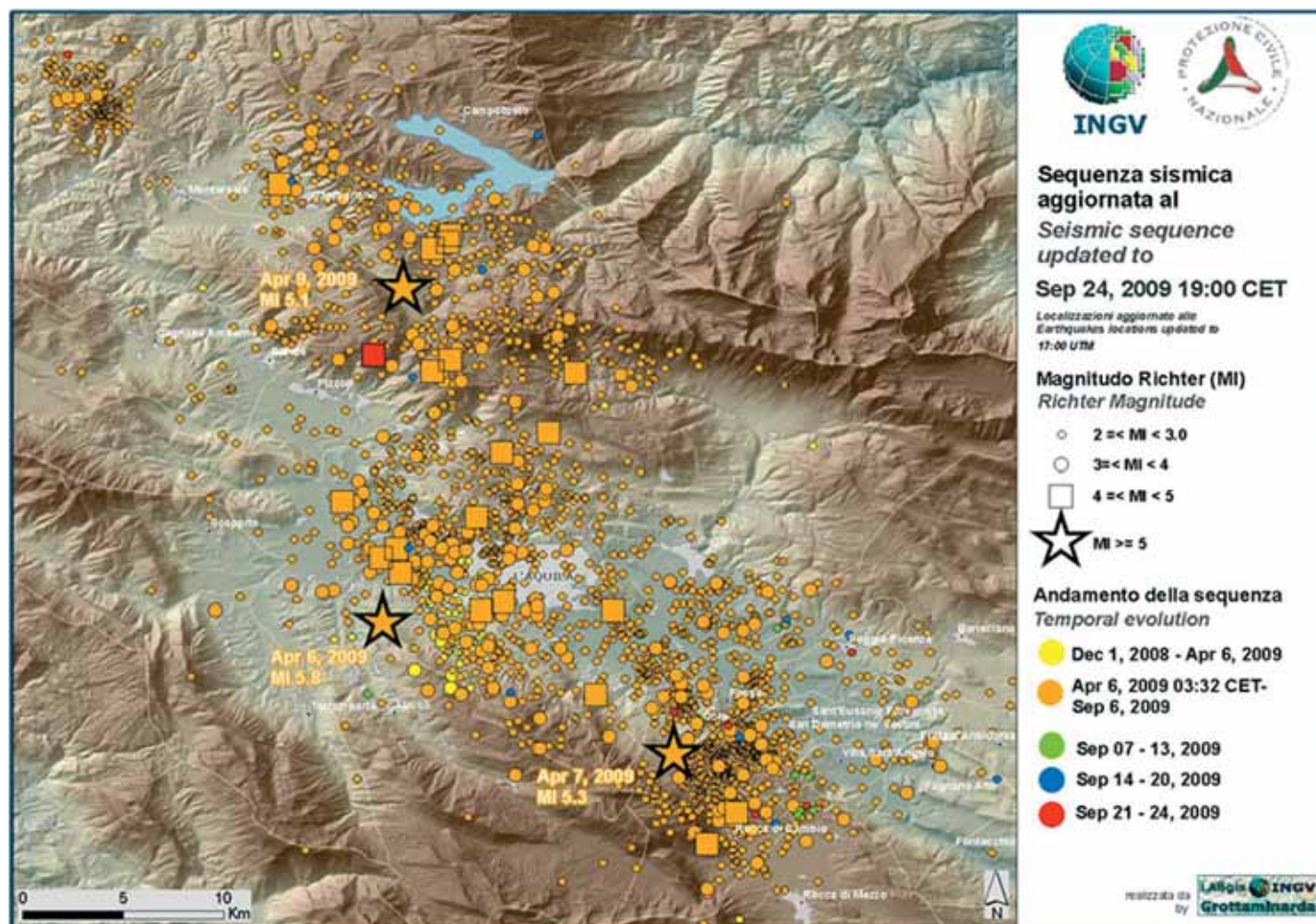


Fig. 2 - La sequenza sismica de L'Aquilano (INGV, 2009)



Fig. 3 - La cupola della Chiesa delle Anime Sante (L'Aquila)



Fig. 4 - La casa dello studente (L'Aquila)

## 1. IL TERREMOTO DELL'ABRUZZO

Quando alle ore 3:33 del mattino del 6 aprile 2009 la terra aquilana ha cominciato a tremare, una nuova triste pagina nella storia dei terremoti italiani si stava scrivendo (fig. 1). In realtà la scossa principale ( $M_w = 6.3$ ), il cui epicentro è stato localizzato a meno di 10 km dalla città de L'Aquila, era stata preceduta da numerosi altri eventi ed ad essa sono seguite numerose repliche, tra le quali quelle di maggiore intensità sono state registrate il 7 aprile ( $M_w = 5.6$ ) ed il 9 aprile ( $M_w = 5.3$ ) [1]. Lo sciame sismico (fig. 2) ha interessato nel suo complesso un'area di oltre 30 km in direzione NO-SE, parallelamente all'asse della catena appenninica, ed i terremoti della sequenza sono avvenuti, per la maggior parte, entro 10-12 km di profondità [2].

Il terremoto che ha colpito l'Abruzzo centrale ha causato più di 300 vittime e 1500



Fig. 5 - Danni ad edifici in muratura (L'Aquila)



Fig. 6 - Meccanismo di piano soffice in edifici in c.a. (L'Aquila)

feriti, lasciando circa 65000 persone senza casa [3]. Gli effetti sulle costruzioni sono stati infatti devastanti, con il danneggiamento, secondo una prima stima, di circa 10-15mila edifici e numerosi casi di collasso globale [4].

Sebbene caratterizzato da una intensità sismica paragonabile a quella di altri drammatici episodi verificatesi in Italia nei decenni precedenti, due aspetti hanno infatti reso tale terremoto particolarmente distruttivo: la vicinanza dell'epicentro alla città e le forti amplificazioni locali che si sono registrate in funzione delle diverse caratteristiche geomorfologiche dei terreni. La prima causa ha determinato una forte componente verticale dell'accelerazione del terreno (effetto near-field), che ha prodotto delle sollecitazioni non previste anche nelle costruzioni progettate secondo moderni criteri antisismici (gli effetti dovuti alla componente verticale del sisma vengono infatti considerati solo ed esclusivamente in alcuni casi particolari).

Gli effetti locali, o effetti di sito, hanno invece determinato un danneggiamento disomogeneo ed irregolare del costruito finanche nell'ambito di località molto vicine, a seguito delle forti amplificazioni locali che si sono registrate soprattutto in presenza di sedimenti "soffici", quali depositi alluvionali e terreni di riporto, come ad esempio quelli caratterizzanti la frazione di Onna.

Con riferimento al capoluogo, caratterizzato dalla presenza di tipologie edilizie molto eterogenee, di differente qualità ed in differenti stati di conservazione, si è registrato il crollo di diversi edifici monumentali, tra cui la cupola della chiesa delle Anime Sante e gli edifici della Prefettura, di alcuni edifici civili, tra cui la Casa dello Studente e di numerosi edifici residenziali (figg. 3-4); in aggiunta sono stati osservati ingenti danni, soprattutto nel centro storico, sia agli edifici in muratura che ai più recenti edifici in cemento armato.

Nell'ambito degli edifici in muratura, le costruzioni che hanno riportato danni mag-

giori sono state quelle più antiche realizzate con materiali poveri e tecniche costruttive scadenti, quali ad esempio gli edifici realizzati con murature a sacco, di pietra irregolare e riempimento in materiale incoerente. Frequenti sono stati gli episodi di ribaltamento dei pannelli murari, causato dal cattivo ammortamento dei cantonali d'angolo, ed il collasso di solai interni e delle coperture conseguente alla perdita d'appoggio delle travi portanti dovute alle deformazioni fuori piano delle murature (fig. 5).

Nel caso delle costruzioni in cemento armato i danneggiamenti riscontrati sono, principalmente, imputabili alla cattiva qualità dei conglomerati cementizi, all'inadeguata progettazione dei dettagli costruttivi, e alla presenza di forti irregolarità in pianta ed in elevazione. Emblematico in tal senso è il caso del gruppo di palazzine situate in via Dante Alighieri, nel quartiere residenziale di Pettino (AQ) dove, nel raggio di pochi metri, alcuni edifici in cemento armato, dalle caratteristiche pressoché identiche, hanno manifestato un comportamento assai diverso (fig. 6).

Sebbene in numero piuttosto limitato, le strutture in acciaio presenti sul territorio, prevalentemente destinate ad edifici con funzioni di carattere produttivo e commerciale, hanno invece subito pochissimi danni, dimostrando di offrire prestazioni di gran lunga superiori rispetto alle altre tipologie costruttive (fig. 7). Uno dei casi più significativi di danneggiamento esteso che finora è stato rilevato riguarda infatti il collasso di tre silos, facenti parte di un'industria chimica nel nucleo industriale di Bazzano, un piccolo comune poco distante da Onna (fig. 8). Anche questo episodio, nella sua specificità, può considerarsi emblematico poiché evidenzia la mancanza anche in ambito normativo, di regole specifiche per la progettazione e l'adeguamento sismico degli impianti industriali con le relative strutture speciali quali appunto serbatoi e silos.

In buona sostanza può dunque affermarsi che il terremoto aquilano ha dimostrato, ancora una volta, come l'utilizzo dell'acciaio è



Fig. 7 - Edifici in acciaio dopo il sisma (L'Aquila)



Fig. 8 - Danni a silos in acciaio, Bazzano (L'Aquila)

nelle zone a rischio sismico rappresenti una scelta ottimale e vincente anche grazie all'ampia gamma di soluzioni tipologiche disponibili, tutte altamente competitive sia in termini di sicurezza che di funzionalità. Tale competitività è ancora più evidente se si considera che molti dei manufatti presenti sul territorio abruzzese sono stati progettati sulla base di normative precedenti, certamente meno esaustive sotto l'aspetto della progettazione sismica, a dimostrazione quindi di una capacità intrinseca di queste strutture di resistere alle forze sismiche in virtù delle elevate doti di resistenza e duttilità del materiale di base. Non è un caso infatti se in Italia, ma non solo, i casi di crolli di costruzioni di acciaio a seguito di terremoti sono molto rari.

## 2. PERCHÉ L'ACCIAIO RESISTE BENE AL SISMA

Il buon comportamento delle strutture in acciaio in occasione di eventi sismici è

ormai comprovato dall'esperienza e dalla diffusione che tali costruzioni hanno avuto soprattutto in quei paesi, quali il Giappone e la California, dove il rischio sismico è estremamente elevato.

Per comprendere le ragioni che sono alla base di tale evidenza è opportuno fare un passo indietro ed analizzare brevemente quali sono, in linea di massima, le scelte che un progettista può effettuare al fine di concepire e dimensionare un organismo strutturale sismoresistente.

In generale, per fronteggiare l'azione indotta dal sisma, esistono due opzioni progettuali fondamentali. La prima consiste nel realizzare strutture che reagiscono "per massa", ossia caratterizzate da membrature molto resistenti le quali, anche quando sollecitate da terremoti di forte intensità, risultano essere soggette ad un regime di sforzi di tipo elastico. Tale comportamento richiede che la deformazione elastica accumulata venga restituita integralmente senza lascia-



Fig. 9 - Tokyo International Forum

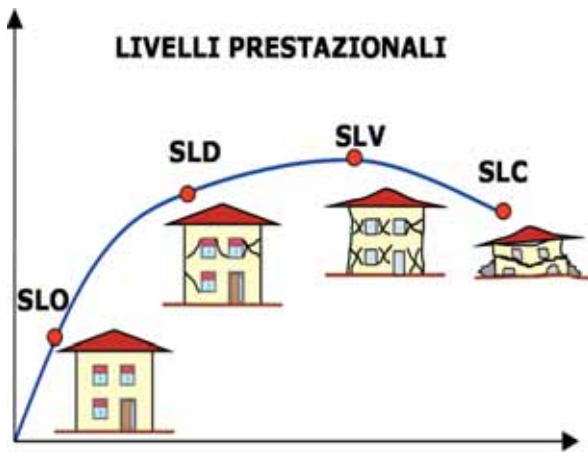


Fig. 10 - Livelli prestazionali di progetto (NTC'08)

re tracce di deformazioni residue. A tal fine è necessario conferire alla struttura anche un'elevata rigidità e, in linea di massima, ciò comporta un sovradimensionamento delle strutture che produce, nella maggior parte dei casi, soluzioni antieconomiche. In alternativa, è possibile realizzare strutture che, attraverso la deformazione plastica controllata ed affidabile di alcune zone specifiche, riescono a dissipare parte dell'energia sismica in ingresso assumendo un comportamento globale "duatile". Strutture di tale tipo, dette "dissipative", consentono l'utilizzo di membrature più leggere, in favore dell'economia generale del progetto. Inoltre, la possibilità di dissipare parte dell'energia sismica in ingresso consente di

considerare forze di progetto ridotte anche per le fondazioni, rispetto al caso di strutture non dissipative, con una ulteriore riduzione dei costi di costruzione.

Il conferimento poi di un comportamento globale di tipo duttile garantisce, infine, un maggiore margine di sicurezza nel caso in cui l'azione sismica risultasse essere più alta del previsto. Infatti, grazie alla maggiore capacità di deformazione ed al comportamento duttile, le strutture dissipative sono in grado di sfruttare appieno le riserve in campo plastico a fronte di una domanda di sollecitazione più elevata. Di contro, le strutture non dissipative, a fronte di una forzante più intensa, non potrebbero offrire una resistenza maggiore di quella limite elastica. La realizzazione di strutture dissipative rappresenta, dunque, il modo migliore per resistere all'evento sismico e, in tale contesto, l'acciaio presenta notevoli vantaggi rispetto agli altri materiali da costruzione grazie alla maggiore propensione che tale materiale ha nel realizzare strutture a comportamento globale "duatile".

I vantaggi offerti dall'acciaio sono da ricercarsi, in primo luogo, nella duttilità intrinseca del materiale (duttilità puntuale), quindi nella possibilità di realizzare numerosi meccanismi duttili affidabili e nella riproducibi-

lità dei meccanismi plastici a livello locale (duttilità locale) ed infine nella vasta gamma di tipologie e schemi strutturali dissipativi che è possibile realizzare tramite l'impiego di elementi metallici (duttilità globale) [5, 6, 7, 8]. A questi va aggiunto l'indubbio vantaggio della leggerezza dell'organismo strutturale cui si perviene, fattore questo di fondamentale importanza essendo le azioni sismiche proporzionali alla massa della costruzione.

Oltre all'alto rendimento meccanico e all'elevata duttilità, l'acciaio annovera tra i suoi vantaggi anche quelli di tipo tecnologico ed ambientale. L'avanzato livello di industrializzazione dei processi produttivi e costruttivi, la facilità di trasporto e di montaggio e la possibilità di riciclare completamente il materiale, in accordo ai principi della sostenibilità, rappresentano infatti solo alcuni degli aspetti che rendono tale materiale ancora più accattivante se paragonato ai materiali tradizionali.

Non va infine trascurata la possibilità di poter dare vita, grazie alle sue caratteristiche prestazionali ed alla sua versatilità, a splendidi esempi di architettura strutturale anche in zone ad altissimo rischio sismico (fig. 9), riuscendo così a colmare, in un soddisfacente connubio, quell'ormai consolidato gap instauratosi tra architettura ed ingegneria [9].

### 3. PRINCIPI DI PROGETTAZIONE IN ZONA SISMICA SECONDO NTC08

#### 3.1 Azione sismica e strategie di progetto

Le moderne strategie di mitigazione del rischio sismico si muovono secondo due fronti paralleli mirando, da un lato, a caratterizzare in maniera puntuale ed affidabile la domanda che agirà sulla struttura e controllando, dall'altro, la capacità che la struttura stessa sarà in grado di offrire per fronteggiare il regime di sforzi conseguente all'evento sismico. Questo approccio si traduce, lato domanda, nella definizione, secondo diversi sistemi di classificazione che possono variare da paese a paese, della sismicità di un

dato territorio finalizzata alla stima quantitativa della pericolosità del sito in cui si trova l'elemento esposto a rischio e, per quanto concerne la risposta strutturale, nella promozione di azioni volte alla riduzione della vulnerabilità di tali elementi tramite l'applicazione di metodologie di progettazione antisismica per le nuove costruzioni e tecniche di adeguamento e miglioramento per gli edifici esistenti.

Le recenti Norme Tecniche sulle Costruzioni (NTC08), approvate con D.M. 14/01/08 [10, 11], in linea con i codici più avanzati nel panorama internazionale, quale l'Eurocodice 8 [12], recepiscono tale filosofia e, a differenza delle norme del passato, basate fondamentalmente su una concezione prescrittiva, sono impostate secondo un approccio prestazionale. In questo caso, gli obiettivi del progetto sono dichiarati in termini di "prestazioni" da richiedere alla struttura (P.B.D. Performance-Based Design) le quali, a loro volta, sono calibrate secondo la probabilità che l'evento sismico sia più o meno frequente e più o meno distruttivo (M.L.P.D. Multi-Level Performance Design) in considerazione anche delle ricadute, in termini sociali ed economici, conseguenti ad un evento sismico [13].

L'approccio prestazionale a più livelli rappresenta dunque la naturale evoluzione della filosofia di progetto agli stati limite e scaturisce dalla necessità di definire, accanto agli stati limite di danno ed ultimo, una soglia di danneggiamento ammissibile anche per livelli intermedi dell'intensità sismica, in modo da combinare considerazioni di carattere economico a quelle di sicurezza e salvaguardia delle vite umane. (fig.10).

Rispetto a quanto già previsto nella legislazione precedente, in aggiunta allo stato limite di danno (SLD) ed allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), le NTC08 hanno introdotto due nuovi stati limite: lo stato limite di operatività (SLO), nei confronti del quale la struttura, a seguito di un terremoto di servizio, non deve subire interruzioni d'uso, e lo stato limite di prevenzione al collasso (SLC), in cui deve essere assicura-

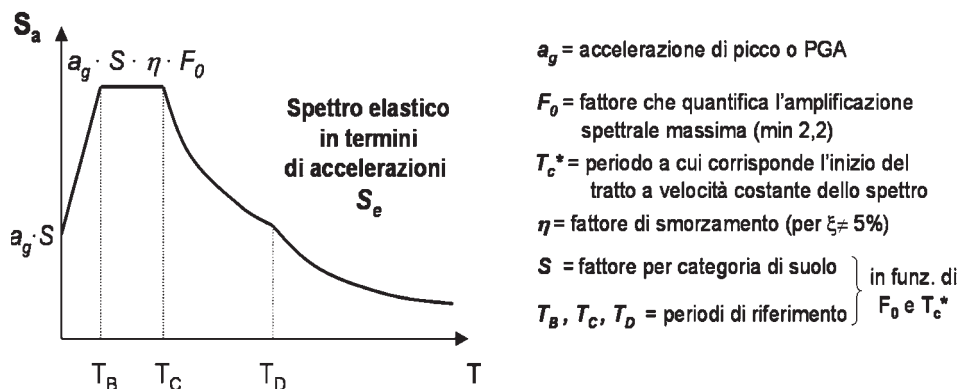


Fig. 11 - Spettro di risposta elastico in termini di accelerazioni (NTC'08)



Fig. 12 - Strategie di progettazione antisismica

to, in occasione di un terremoto distruttivo, ancora un esiguo margine nei confronti del collasso strutturale.

Per la definizione delle azioni sismiche di progetto corrispondenti ai diversi stati limite, le attuali normative assumono quale elemento di conoscenza primario la "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Nell'ambito delle NTC08 (§ Allegato B), quest'ultima è definita in funzione delle coordinate geografiche del sito e del periodo di ritorno dell'azione sismica  $T_R$  (variabile da 30 a 2475 anni). La scelta del periodo di ritorno  $T_R$  è subordinata alla definizione del "periodo di riferimento per l'azione sismica"  $V_R$  che si ottiene a partire dalla vita nominale  $V_N$  della costruzione tramite un coefficiente  $C_v$ , funzione della classe d'uso della costruzione, e

della relativa "probabilità di eccedenza nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ ", definita, a sua volta, in base allo stato limite di interesse. A partire da tali informazioni il calcolo dell'azione sismica può essere effettuato tramite la costruzione dello spettro di risposta elastico di riferimento  $S_e(T)$  in accelerazioni, le cui espressioni sono fornite dalla normativa in funzione della pericolosità sismica di base e di altri coefficienti che considerano le specificità locali di sito (categoria di sottosuolo e condizioni topografiche) (fig. 11). Con riferimento allo stato limite di salvaguardia della vita umana, non è difficile dimostrare che, per zone sismiche di medio-alta pericolosità, la corrispondente accelerazione orizzontale massima che subisce la struttura, così come restituita dallo

| TIPOLOGIA STRUTTURALE                            | $q_0$ | Classe Duttilità |                      | TIPOLOGIA COSTRUTTIVA                          | $\alpha_u/\alpha_1$ |
|--|-------|------------------|----------------------|--|---------------------|
|  |       | CD'B'            | CD'A'                |  |                     |
| Strutture a Telaio                               |       |                  |                      | Edifici a un piano                             | 1,1                 |
| Controventi Concentrici                          |       |                  |                      | Edifici a telaio a più piani, con sola campata | 1,2                 |
| Controventi Eccentrici                           |       |                  |                      | Edifici a telaio con più piani e più campate   | 1,3                 |
| Strutture Intelaiate                             | 4     | 4                | $5\alpha_u/\alpha_1$ | Edifici con controventi eccentrici a più piani | 1,2                 |
| Controventi Eccentrici                           | 4     | 4                | $5\alpha_u/\alpha_1$ | Edifici a mensola o a pendolo invertito        | 1,0                 |
| Controventi Concentrici a diagonale tesa attiva  | 4     | 4                | 4                    |  |                     |
| Controventi Concentrici a V                      | 2     | 2,5              | 2,5                  |  |                     |
| Strutture a mensola o a pendolo inverso          | 2     | 2                | $2\alpha_u/\alpha_1$ |  |                     |
| Strutture Intelaiate con controventi concentrici | 4     | 4                | $4\alpha_u/\alpha_1$ |  |                     |
| Strutture Intelaiate con tamponature in muratura | 4     | 4                | 2                    |  |                     |

Fig. 13 - Fattore di struttura (NTC08)

spettro di risposta elastico normativo, possa risultare anche maggiore dell'accelerazione di gravità ( $1g$ ). Al fine di fronteggiare accelerazioni orizzontali di entità così elevate, le moderne strategie di progetto contemplano diverse soluzioni progettuali per realizzare organismi strutturali sismo-resistenti che, in linea di massima, si distinguono a seconda del comportamento assunto a seguito dell'eccitazione dinamica indotta dal sisma (fig. 12).

Tralasciando i sistemi a controllo attivo nonché quelli isolati, che agiscono sostanzialmente sulle caratteristiche dinamiche della struttura modificandone la risposta in modo artificiale, le strutture a base fissa, come già anticipato, si distinguono in:

- strutture non dissipative;
- strutture dissipative.

Le strutture non dissipative, dette anche iper-resistenti, sono progettate per resistere al terremoto facendo affidamento esclusivamente sulla capacità di resistere all'azione sismica restando in campo elastico, senza quindi subire alcun danneggiamento strutturale, anche in occasione di un terremoto distruttivo (SLV). È questo il caso, ad esempio di costruzioni e/o di impianti destinati a particolari funzioni strategiche, per le quali la non danneggiabilità anche allo stato limi-

te ultimo risulta evidentemente un requisito di progetto. Ma è anche il caso di strutture per le quali non si ritiene di sfruttare le capacità di dissipazione in campo plastico, o per scelta progettuale o per effettiva incapacità del sistema costruttivo di garantire un tale comportamento. Nel progettare tali sistemi allo stato limite ultimo verranno pertanto condotte soltanto verifiche di resistenza, non essendo necessario soddisfare requisiti di duttilità e, per il calcolo dell'azione sismica si farà riferimento allo spettro di risposta elastico.

Nel caso delle strutture dissipative, invece, il criterio fondamentale su cui si basa la progettazione è quello secondo il quale parte dell'energia sismica in ingresso viene dissipata per isteresi tramite la plasticizzazione di alcuni elementi all'uopo destinati, evitando rotture fragili e la formazione di meccanismi instabili imprevisi. Le zone atte all'assorbimento di tale energia e destinate a subire deformazioni plastiche vengono concentrate in specifici elementi o parti di elementi, lasciando che le altre parti della costruzione siano soggette ad un regime di sforzi di tipo elastico. Per realizzare costruzioni che soddisfino questa esigenza una struttura deve mettere in gioco le risorse di cui può disporre oltre il suo limite elastico o,

in altri termini, garantire un comportamento globale duttile. Il concetto di duttilità strutturale, introdotto nelle recenti normative sismiche, riveste un ruolo di assoluto rilievo ed, affianco alla resistenza, è un requisito fondamentale da garantire e da perseguire a diversi livelli, come verrà spiegato in maggiore dettaglio nel paragrafo successivo. Nel progettare tali sistemi potrà, quindi, considerarsi un valore ridotto delle azioni sismiche, rispetto a quelle corrispondenti ad una struttura non dissipativa, in misura proporzionale alla duttilità potenzialmente disponibile dalla struttura. La riduzione delle forze di progetto rispetto a quelle elastiche è realizzata attraverso un fattore di riduzione o di struttura, indicato con la lettera  $q$ . Tale fattore, che in senso lato costituisce una misura quantitativa della capacità dissipativa della struttura, rappresenta un parametro fondamentale in fase progettuale e può essere ricavato attraverso condizioni di equivalenza di tipo cinematico o energetico. Giova infine sottolineare che, all'apparente vantaggio derivante dalla riduzione delle forze sismiche di progetto, faranno da contro altare criteri e regole di progetto necessariamente diversi e più complessi di quelli relativi alla progettazione di una struttura a comportamento elastico, dovendo in questo caso assicurare il raggiungimento di un obiettivo prestazionale definito in termini di duttilità piuttosto che di resistenza. Ai fini pratici, le NTC08 prevedono per l'analisi allo stato limite ultimo di strutture dissipative, una azione sismica di progetto  $S_d(T)$  ottenuta direttamente dallo spettro di risposta elastico  $S_e(T)$ , riducendone le ordinate mediante il fattore  $q$ . I valori numerici di quest'ultimo, nell'ambito delle strutture in acciaio, sono ottenuti dal prodotto di un fattore  $K_R$ , che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, e di un valore di riferimento ( $q_0$ ) funzione della specifica tipologia strutturale (fig. 13).

### 3.2 I sistemi dissipativi

3.2.1 La progettazione allo stato limite ultimo  
L'obiettivo di base nella progettazione di

strutture dissipative consiste nel realizzare numerose zone dissipative affidabili. L'iter progettuale consiste, essenzialmente, di tre fasi principali:

1. Definire il meccanismo plastico globale (scelta della tipologia strutturale e relativo meccanismo di collasso globale);
2. Progettare ed assicurare la duttilità e l'affidabilità delle zone dissipative scelte;
3. Evitare deformazioni plastiche, rotture fragili e/o instabilità elastiche nelle parti della struttura al di fuori delle zone dissipative [7, 8].

La progettazione agli SLU viene fatta, dunque, individuando preliminarmente, ed in modo opportuno, le zone dissipative (o elementi duttili) destinate alla plasticizzazione. Per tali zone occorrerà garantire il soddisfacimento di opportuni requisiti prestazionali in relazione al ruolo che saranno chiamate a svolgere nell'organismo sismoresistente. Successivamente, per le rimanenti parti della struttura (zone non dissipative o elementi fragili) dovrà essere garantita un'adeguata sovrarresistenza rispetto alle zone dissipative, in modo tale da rispondere alle azioni trasmesse durante un terremoto rimanendo in campo elastico. Secondo tale principio, attraverso opportuni criteri di dimensionamento, che vanno sotto il nome di *gerarchia delle resistenze* (capacity design), si assegnerà quindi, in fase di progetto, una resistenza differenziata ai diversi elementi strutturali, in modo tale che il cedimento di quelli duttili possa prevenire la crisi di quelli fragili (fig. 14). In pratica, gli elementi duttili dovranno essere meno resistenti di quelli fragili, in modo da agire come fusibili strutturali, salvaguardando così l'integrità della struttura nel suo complesso mentre le membrature non dissipative (Gerarchia Globale) ed i collegamenti delle parti dissipative al resto della struttura (Gerarchia Locale) dovranno possedere, nei confronti delle zone dissipative, una sovrarresistenza sufficiente a consentire lo sviluppo in esse della plasticizzazione ciclica.

Sono evidenti allora i due piani secondo i quali si muove la metodologia progettuale:

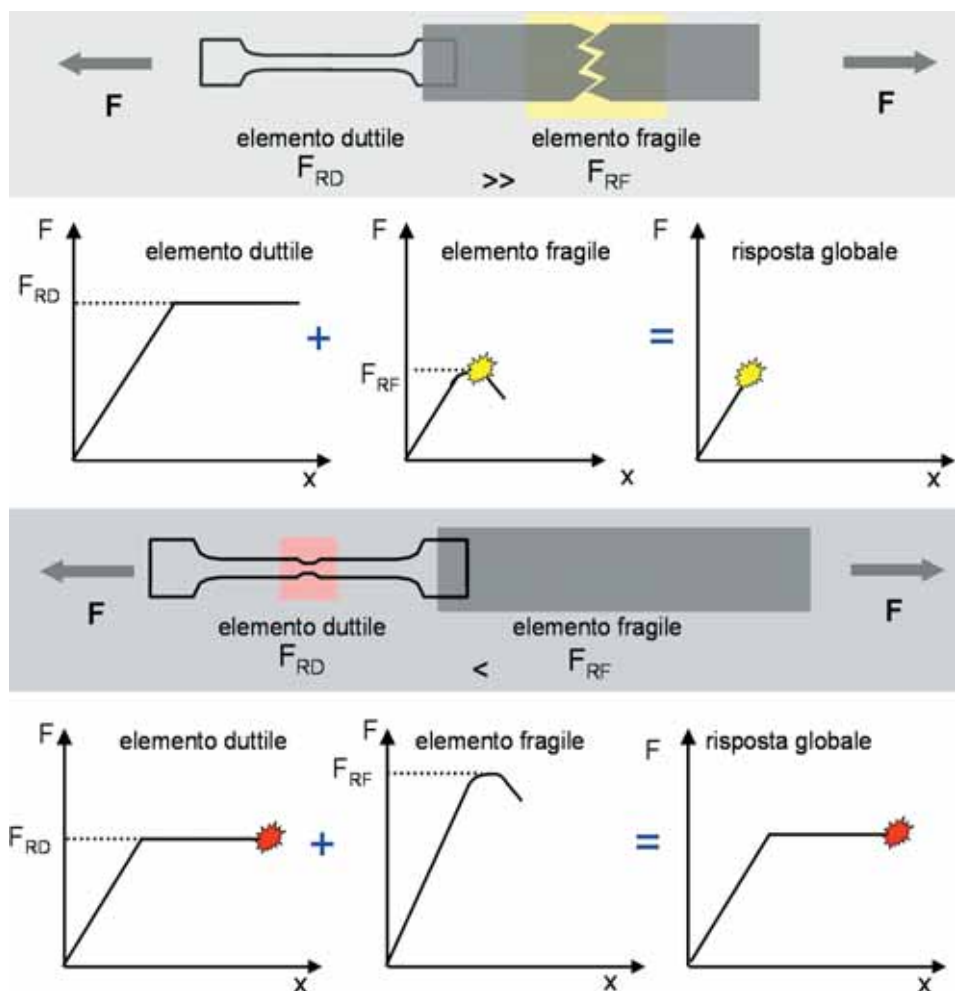


Fig. 14 - Il criterio di gerarchia delle resistenze

le: 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, rigidità e duttilità in modo da consentire lo sviluppo di ampie escursioni in campo plastico.

Parallelamente, attraverso il capacity design, le parti non dissipative ed i collegamenti delle parti dissipative al resto della struttura devono possedere sufficiente sovrarresistenza per fare in modo che la plasticizzazione si verifichi nelle zone destinate alla dissipazione. In sostanza, se da un lato si cercherà di favorire la formazione di meccanismi di collasso con un elevato numero di zone plasticizzate (meccanismi globali), in grado di dissipare la maggiore parte di energia possibile, dall'altro si dovrà garantire una risposta globale stabile anche in presenza di fenomeni locali di plasticizzazione, instabilità o altri connessi al comportamen-

to isteretico della struttura [14, 15].

Le NTC08 prevedono la possibilità di eseguire il progetto di una struttura dissipativa secondo due differenti classi di duttilità: bassa e alta duttilità. La differenza, anche sul piano operativo, consiste nell'entità delle plasticizzazioni cui ci si riconduce in fase di progettazione e nell'estensione ed importanza che si attribuisce al criterio della gerarchia delle resistenze. Relativamente al primo aspetto, la norma, come meglio si vedrà nel seguito, considera evidentemente valori maggiori del fattore di struttura in classe di duttilità alta, come diversi saranno i requisiti richiesti nei due casi. Per quanto attiene invece all'importanza del criterio di gerarchia delle resistenze, nel caso di strutture progettate in alta duttilità (CD "A") dovrà essere garantita, ove non diversamente specificato, una sovrarresistenza minima delle parti non dissipative pari al 30% ( $\gamma_{rd}=1.3$ ), mentre nel caso di classe di dut-

tilità bassa (CD“B”) tale limite potrà ridursi al 10%. È utile sottolineare, a tal proposito, che mettere in relazione la classe di duttilità della struttura all'importanza del criterio di gerarchia delle resistenze è un approccio tipico della norma italiana. L'Eurocodice 8, infatti, che suddivide le strutture addirittura in tre classi di duttilità (bassa, media e alta), attribuisce tale differenza comportamentale alla sola duttilità delle parti dissipative, senza modificare il livello di sovraresistenza da garantire [16].

Naturalmente la scelta della classe di duttilità che maggiormente si adatta alle esigenze di progetto, è lasciata al progettista e non vengono fornite indicazioni in merito. È importante, però, sottolineare che, a prescindere dalla classe di duttilità prescelta, il progetto di una struttura dissipativa, sebbene possa offrire una soluzione più competitiva nel panorama della progettazione antisismica, comporti inevitabilmente anche una progettazione molto più impegnativa, che coinvolge il progetto in tutti i suoi aspetti, dalla scelta opportuna della classe delle sezioni, ai collegamenti, al controllo delle proprietà del materiale stesso. In considerazione poi del fatto che il progetto di una struttura dissipativa deve in ogni caso rispettare anche tutti i requisiti classici, quali ad esempio limiti di freccia, può accadere che le verifiche sismiche non rivestano un'importanza critica. Questa situazione è più facile che si verifichi nelle zone a bassa sismicità dove, nel caso di strutture flessibili, la massima importanza è rivestita dagli stati limite di esercizio [7].

Il dimensionamento di una struttura dissipativa richiede il rispetto di regole di progetto ben precise che possono essere sia di carattere generale, ossia valide per ogni tipologia strutturale, che specifiche per ogni singola tipologia.

Nell'ambito delle regole generali, una prima indicazione riguarda il materiale. L'acciaio deve naturalmente avere proprietà conformi a quelle prescritte dalle norme vigenti sulle costruzioni d'acciaio. In particolare, per soddisfare i requisiti di duttilità

previsti dal progetto antisismico, deve rispettare delle prescrizioni aggiuntive nelle zone dissipative, secondo le quali il rapporto tra la tensione di rottura  $f_t$  e la tensione di snervamento  $f_y$  deve essere maggiore di 1.20 e l'allungamento a rottura, misurato su provino standard, deve essere non inferiore al 20%. Poiché le proprietà del materiale influenzano anche la progettazione delle parti strutturali non dissipative, per il calcolo della loro sovraresistenza di progetto, le NTC08 prescrivono che la resistenza plastica delle zone dissipative venga amplificata di un coefficiente di sovraresistenza del materiale  $\gamma_{Rd}$  definito come il rapporto fra il valore medio atteso  $f_{ym}$  della tensione di snervamento e il valore caratteristico  $f_{yk}$  variabile tra il 10 e il 20% in funzione del tipo di acciaio.

Anche i sistemi di unione nelle zone dissipative dovranno ovviamente rispettare specifiche prescrizioni al fine di garantire sufficiente sovraresistenza del collegamento e consentire la plasticizzazione delle parti collegate (criterio di gerarchia locale). In particolare, mentre nel caso delle saldature a completa penetrazione è sufficiente garantire che esse siano di prima classe, nel caso di saldature a cordoni d'angolo e di collegamenti bullonati, da realizzarsi esclusivamente con bulloni ad alta resistenza, dovrà essere soddisfatto il seguente requisito:

$$R_{jd} \geq \gamma_{Rd} \cdot 1,1 \cdot R_{pl,Rd} \quad (1)$$

In pratica si dovrà assumere quale valore minimo della resistenza di progetto del collegamento ( $R_{jd}$ ), il limite superiore della resistenza plastica della membratura collegata, che si ottiene incrementando la resistenza plastica di progetto della stessa ( $R_{pl,Rd}$ ) di una aliquota variabile dal 20 al 30%, a seconda del tipo di acciaio ( $\gamma_{Rd}$ ).

A livello delle membrature, nelle zone dissipative si devono adottare sezioni che siano in grado di subire escursioni in campo plastico senza che insorgano fenomeni di instabilità (duttilità locale). A tal riguardo le NTC08 adottano il criterio di classificazione delle sezioni trasversali definito nell'Eurocodice 3 che divide le membrature in quattro

classi sulla base della loro capacità rotazionale. In accordo a tale criterio, le membrature in acciaio possono suddividersi in: compatte (classe 1 e classe 2), moderatamente snelle (classe 3) e snelle (classe 4). Nello specifico quindi le NTC08 definiscono la classe della sezione da utilizzare per le zone dissipative in funzione della classe di duttilità preventivamente scelta in fase di progetto e al valore di  $q_0$ , funzione della tipologia strutturale. In particolare, per zone dissipative di strutture in classe di duttilità alta è prescritto l'uso di sezioni di classe 1, mentre in bassa duttilità è possibile adottare anche sezioni di classe 2.

Accanto a queste regole di carattere generale, valide per ogni tipologia strutturale, le NTC08 forniscono quindi prescrizioni specifiche da applicarsi alle differenti tipologie strutturali. Di queste, quelle certamente più importanti sono quelle tese a garantire la sovraresistenza delle membrature non dissipative (criteri di gerarchia globale). A tale riguardo occorre sottolineare che, sebbene formalmente diverse, le NTC08 applicano il criterio di gerarchia in una forma semplificata e unificata. Infatti, detta  $R_{di}$  la resistenza di progetto della i-esima parte fragile,  $E_{Gi}$  e  $E_{Ei}$  le sollecitazioni elastiche prodotte in essa dai carichi gravitazionali e dalle forze sismiche di progetto, dovrà essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$R_{di} \geq E_{Gi} + 1,1 \cdot \gamma_{Rd} \cdot \Omega \cdot E_{Ei} \quad (2)$$

dove  $\gamma_{Rd}$  è il coefficiente di sovraresistenza del materiale e  $\Omega$  è il più piccolo dei rapporti tra la resistenza plastica di progetto della i-esima parte dissipativa e la corrispondente sollecitazione indotta dalle azioni sismiche. Il prodotto  $1,1 \cdot \gamma_{Rd} \cdot \Omega$ , sempre maggiore di 1, tiene conto del passaggio dalle sollecitazioni elastiche a quelle plastiche, che corrispondono al meccanismo dissipativo previsto per la struttura. Tale prodotto ha evidentemente come valore limite superiore il fattore di struttura di progetto  $q$ . Infatti, amplificare le sollecitazioni elastiche con un fattore pari a  $q$ , significa assumere una risposta elastica della struttura sotto il terremoto di progetto; quindi, in tal caso,



non vi sono ridistribuzioni inelastiche da considerare. Occorre infine sottolineare che queste regole di gerarchia rappresentano esclusivamente uno dei possibili strumenti operativi di cui dispone il progettista per garantire, in fase di progetto, una certa sovrarresistenza alle membrature non dissipative. In altri termini tali regole non assicurano né il raggiungimento del meccanismo globale (ossia la completa plasticizzazione di tutte le zone dissipative), né sono in grado di modulare il livello di sovrarresistenza atteso. Ne consegue che, a valle dell'applicazione di tali regole, il progettista dovrà comunque verificare il grado di sovrarresistenza effettivamente ottenuto e confrontare la sua compatibilità con quello previsto in relazione alla classe di duttilità scelta.

### 3.2.2 Lo stato limite di danno

Lo stato limite di danno è solitamente verificato a posteriori, una volta che la struttura è stata preliminarmente progettata allo stato limite ultimo. Come indicato nelle NTC08, la verifica nei confronti dello stato limite di danno si effettua controllando che le azioni sismiche "di esercizio", ottenute dal relativo spettro in termini di accelerazioni, inducano spostamenti compatibili con la normale funzionalità della struttura, ossia tali da indurre un danneggiamento limitato negli elementi costruttivi senza funzione strutturale.

In pratica è richiesto il controllo dello spostamento laterale d'interpiano, che deve essere contenuto entro prestabiliti limiti sotto l'azione di un terremoto con un periodo di ritorno più basso rispetto a quello distruttivo. Giova ricordare che la ben nota elevata deformabilità di alcune tipologie di strutture metalliche, quali i telai, rende spesso la verifica allo stato limite di danno condizionante ai fini del progetto. A tale proposito occorre sottolineare che valori pertinenti degli spostamenti d'interpiano limite, diversificati rispetto alla tipologia dell'elemento non strutturale e alle caratteristiche del suo collegamento con la struttura principale, sono auspicabili per conseguire criteri progettuali affidabili.

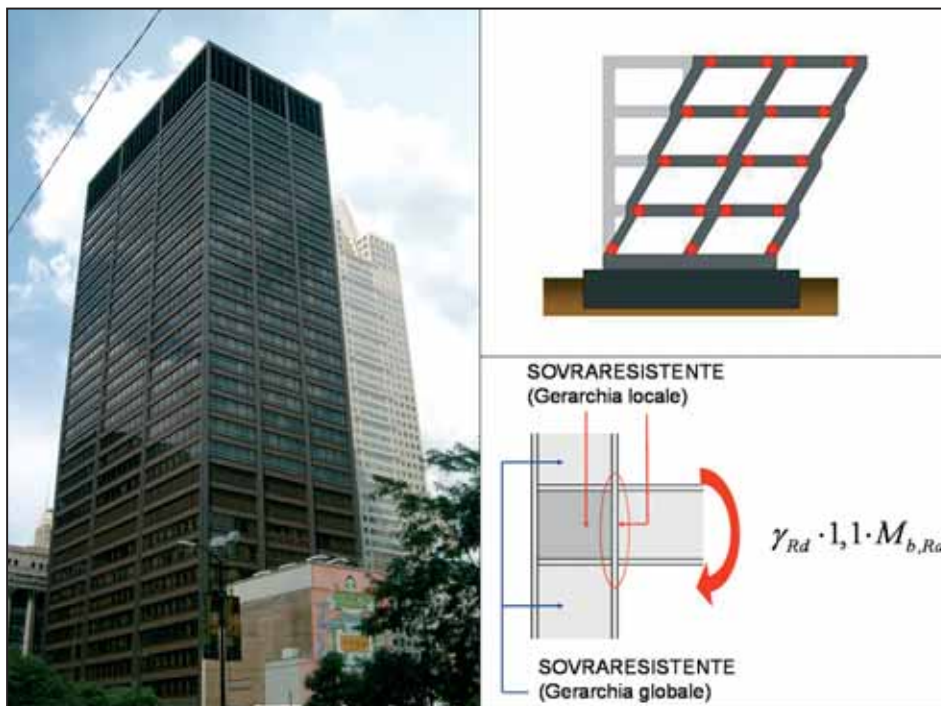


Fig. 15 - Strutture a telaio

Il controllo della resistenza degli elementi strutturali sotto le azioni sismiche di servizio è prescritto nelle NTC08 solo per costruzioni ricadenti in classe d'uso III e IV.

## 4. TIPOLOGIE STRUTTURALI SISMO-RESISTENTI

Nell'ambito della progettazione di strutture in acciaio in zona sismica, diverse sono le soluzioni progettuali che consentono di soddisfare con ampio margine tutti i requisiti prestazionali previsti dalle nuove normative.

Nel seguito verranno presentate preliminarmente le soluzioni di tipo tradizionale, quali le strutture intelaiate ed a controventi concentrici ed eccentrici, la cui progettazione è disciplinata nell'ambito delle NTC08. Successivamente si analizzeranno, per grandi linee, alcune tipologie strutturali più innovative, frutto della copiosa attività di ricerca che, negli ultimi decenni, è stata costantemente indirizzata alla definizione di soluzioni sempre più competitive nel realizzare strutture in acciaio dissipative.

### 4.1 Strutture intelaiate

I telai momento-resistenti (MRF) sono strutture caratterizzate dall'assemblaggio

di membrature ad asse rettilineo, quali travi e colonne, attraverso l'uso di nodi rigidi o semirigidi (fig. 15).

L'obiettivo progettuale nel realizzare telai dissipativi MRF consiste nel favorire la formazione delle cerniere plastiche nelle sezioni di estremità delle membrature orizzontali (zone dissipative) e, per quanto riguarda i pilastri, nelle sole sezioni di base del telaio e/o alla sommità della colonna a livello della copertura. L'applicazione del criterio della gerarchia delle resistenze a livello globale consiste, dunque, nel progettare le colonne più resistenti delle travi (principio noto come trave debole-pilastro forte), in modo da attivare meccanismi di collasso globale ed evitare pericolosi fenomeni di meccanismi di piano (piano soffice). Il meccanismo globale è oltremodo favorevole, rispetto a qualunque altro che coinvolga le colonne nella plasticizzazione, poichè le cerniere plastiche nelle travi sono più duttili di quelle che si formano nelle colonne per il ridotto valore dello sforzo normale in esse agenti.

Esistono diverse opzioni per il posizionamento delle cerniere plastiche lungo la trave, alle quali corrispondono diverse configurazioni per i collegamenti.

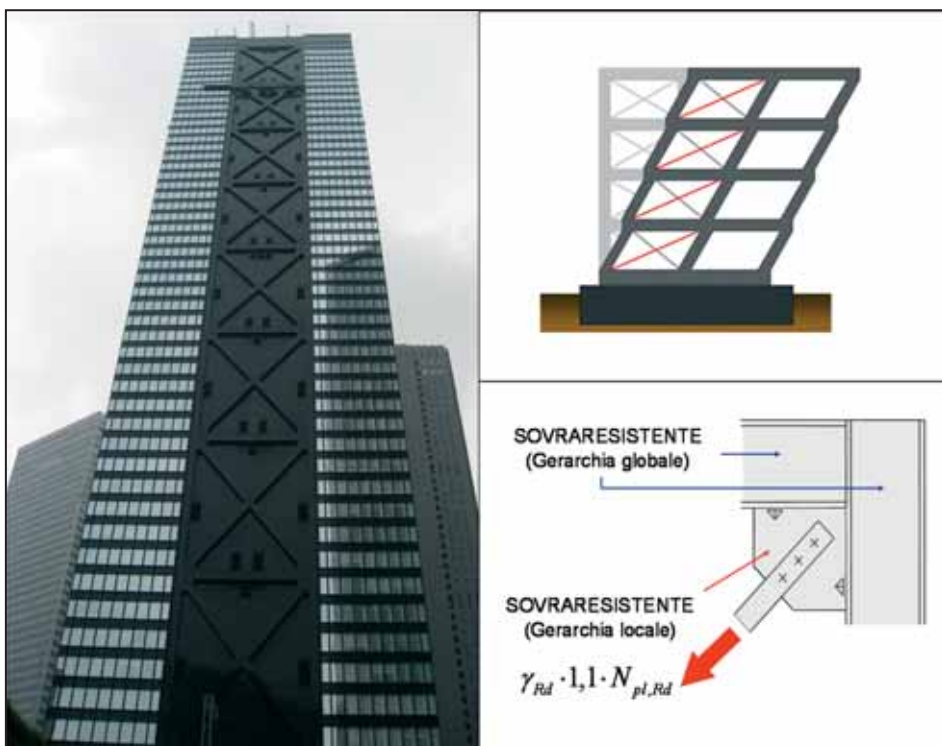


Fig. 16 - Strutture a controventi concentrici ad X

Una prima soluzione prevede la formazione della cerniera plastica nella zona della trave immediatamente adiacente alla flangia della colonna. L'alternativa è quella di indurre la formazione della cerniera plastica ad una certa distanza dalla colonna, attraverso un opportuno rafforzamento del tratto terminale della trave, con il vantaggio, rispetto al caso precedente, di garantire con maggiore affidabilità che le deformazioni plastiche si concentrino nella trave piuttosto che nel nodo.

Le NTC08 forniscono un insieme di regole specifiche per la progettazione di strutture intelaiate dissipative. In particolare, per rispettare la gerarchia delle resistenze tra trave e colonna, vengono proposte regole tipo (2) per l'amplificazione delle sollecitazioni di progetto sulle colonne. Quindi dovrà verificarsi a posteriori che, per ogni colonna, il livello di sovrarresistenza raggiunto rispetto alle travi adiacenti è pari al 30% per le strutture di classe di duttilità alta, e 10% per quelle appartenenti alla classe di duttilità bassa. A tale riguardo, si sottolinea ancora una volta che l'Eurocodice 8 prescrive invece un unico valore del coefficiente di sovrarresistenza (1.3), indipendentemente

dalla classe di duttilità della struttura.

Le regole di dettaglio, inoltre, forniscono indicazioni volte a garantire la sovrarresistenza dei collegamenti trave-colonna, quella dei pannelli nodali e quella del collegamento colonna-fondazione.

Per quanto concerne i collegamenti, deve essere assicurata una opportuna sovrarresistenza al fine di consentire la formazione della cerniera plastica alle estremità della trave piuttosto che nel collegamento stesso. In tal senso, i collegamenti di tipo rigido a completo ripristino di resistenza sono la scelta più diffusa.

Analogamente i pannelli d'anima nei nodi trave-colonna devono essere progettati con una resistenza sufficiente a consentire lo sviluppo del meccanismo dissipativo desiderato, escludendo la loro plasticizzazione e instabilizzazione a taglio. Tuttavia, a causa della presenza dei momenti flettenti plastici di segno opposto alle estremità della trave in adiacenza ad una colonna, può capitare che la resistenza a taglio risulti essere insufficiente, con la conseguente necessità di installare piastre di rinforzo, saldate o all'anima della colonna o alle ali.

Per quanto riguarda infine i collegamenti

colonna-fondazione anche in questo caso viene fornita una indicazione volta a garantire la sovrarresistenza del collegamento rispetto alla colonna al fine di attivare la dissipazione al piede della colonna piuttosto che nel collegamento.

In definitiva è quindi possibile affermare che i telai momento-resistenti rappresentano una soluzione progettuale di buona efficacia nell'ambito delle tipologie sismo-resistenti. A fronte dell'azione sismica tali strutture resistono con un comportamento prevalentemente flessionale e la opportuna localizzazione delle zone dissipative consente di conseguire numerosi vantaggi, primo fra tutti quello di sfruttare la duttilità delle membrature in modo diffuso ed uniforme. Di contro, però, è opportuno osservare che un buon progetto deve necessariamente soddisfare i requisiti prestazionali richiesti offrendo, al contempo, la massima efficienza economica. In tale ottica, la progettazione per azioni sismiche di strutture a telaio, per loro natura molto deformabili, risulta nella maggior parte dei casi condizionata dalla limitazione degli spostamenti nei confronti dello stato limite di danno, il che conduce sovente ad una significativa sovrarresistenza di membrature e collegamenti, a discapito dell'ottimizzazione e dell'economia del progetto. Al fine di rendere maggiormente competitiva la progettazione sismica delle strutture intelaiate, una soluzione efficace consiste nel progettare i telai di facciata rigidi come strutture primarie e relegare i telai interni al ruolo di struttura secondaria, con il solo compito di portare i carichi gravitazionali.

#### 4.2 Strutture a controventi concentrici

Nelle strutture in acciaio con controventi reticolari concentrici, la dissipazione dell'energia sismica in ingresso è affidata alle sole aste diagonali. Queste ultime possono essere disposte secondo una configurazione ad X oppure a V, dando luogo a schemi strutturali dal comportamento sismico sostanzialmente diverso.

La filosofia di progetto alla base dei con-

troventi concentrici a X è quella secondo la quale la dissipazione dell'energia sismica in ingresso viene affidata alle sole diagonali tese, trascurando il contributo delle diagonali compresse (fig. 16). Infatti, a causa del manifestarsi dell'instabilità, la capacità di dissipazione della diagonale compressa risulta essere certamente minore rispetto a quella tesa e sarà funzione, principalmente, della snellezza globale della diagonale, parametro questo che va opportunamente dimensionato. A tale riguardo, le NTC08 prevedono che la snellezza normalizzata delle diagonali debba essere in questo caso contenuta in un determinato intervallo ( $1.3 \leq \bar{\lambda} \leq 2$ ). In particolare, il limite superiore ha lo scopo di proteggere dalla crisi per flessione ciclica fuori piano i collegamenti e le diagonali ed è valido per tutti i casi di diagonali singole. Di contro, al fine di limitare l'entità degli sforzi normali di compressione trasmessi alle colonne dalle diagonali compresse, deve essere anche  $\bar{\lambda} \geq 1.3$ . Giova però sottolineare che, se in fase di comportamento plastico (o ultimo) è ragionevole ipotizzare che le diagonali compresse siano tutte instabilizzate e la loro resistenza residua possa pertanto essere trascurata, tuttavia la presenza delle diagonali compresse influenza certamente il comportamento dell'intera struttura in campo elastico, ed in particolare i valori delle frequenze, dei modi di vibrazione e quindi delle forze sismiche di progetto. Queste ultime, pertanto, andrebbero calcolate considerando sia il contributo delle diagonali tese che di quelle compresse.

È importante infine sottolineare che le diagonali di controvento devono essere dimensionate e posizionate opportunamente all'interno della struttura in modo tale che il sistema possa presentare, ad ogni piano, una risposta carico-spostamento laterale indipendente dalla direzione dell'azione sismica.

Al fine di consentire la plasticizzazione delle diagonali tese, le travi, le colonne e i collegamenti devono essere progettati con un'adeguata sovrarresistenza per rimanere

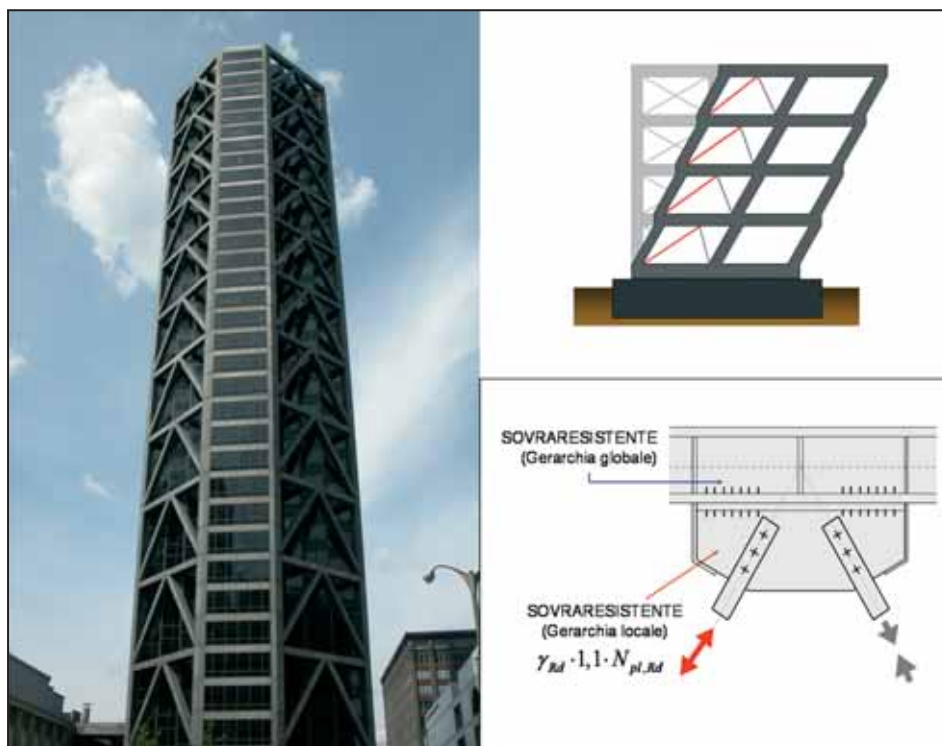


Fig. 17 - Strutture a controventi concentrici a V

in campo elastico. In particolare, il criterio di gerarchia sopraesposto si traduce nel 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. Per quanto riguarda la progettazione dei collegamenti, è evidente che quelli tra le travi e le colonne, nonché quelli colonna-colonna e colonna-fondazione, devono essere progettati per garantire la trasmissione delle stesse forze di progetto delle membrature (collegamenti a completo ripristino). D'altro canto, per i collegamenti di estremità delle diagonali, è imposto il rispetto della condizione (1) che esplicita, evidentemente, l'applicazione del principio di gerarchia delle resistenze a livello locale. Si segnala infine che, per questa tipologia, non viene fatta differenza in termini di classi di duttilità strutturale, almeno per quanto attiene alla domanda (fattore di struttura). Per quanto riguarda i telai con controventi concentrici a V, lo schema strutturale, caratterizzato dall'aver il punto di intersezione degli assi baricentrici delle diagonali localizzato sull'asse della trave, influenza nettamente la risposta sismica della strut-

tura. Infatti, a differenza della precedente tipologia, nel caso specifico dei controventi a V, il modello di riferimento è quello che tiene conto del contributo di entrambe le diagonali. Però, sotto azioni sismiche e in seguito all'instabilizzazione delle diagonali compresse, si determinerà nella trave un brusco incremento delle sollecitazioni flessionali. Pertanto, la trave sarà soggetta ad una forza concentrata verticale, diretta verso il basso, corrispondente alla differenza tra la resistenza della diagonale tesa e di quella residua della diagonale compressa (fig. 17). Pertanto, una corretta progettazione dei controventi a V deve limitare l'impegno flessionale della trave, evitando l'uso di diagonali troppo snelle, che potrebbero generare in campo plastico forze troppo grandi. Inoltre, le travi intersecate dalle membrature di controvento devono essere in grado di sostenere i carichi gravitazionali, assumendo che, in questa fase di analisi, i controventi non siano presenti. Per tale motivo si adotterà per l'analisi dei carichi gravitazionali un modello semplificato composto da sole travi e colonne, e per l'analisi sotto carico sismico, un modello in cui sono presenti anche le diagonali tese e compres-

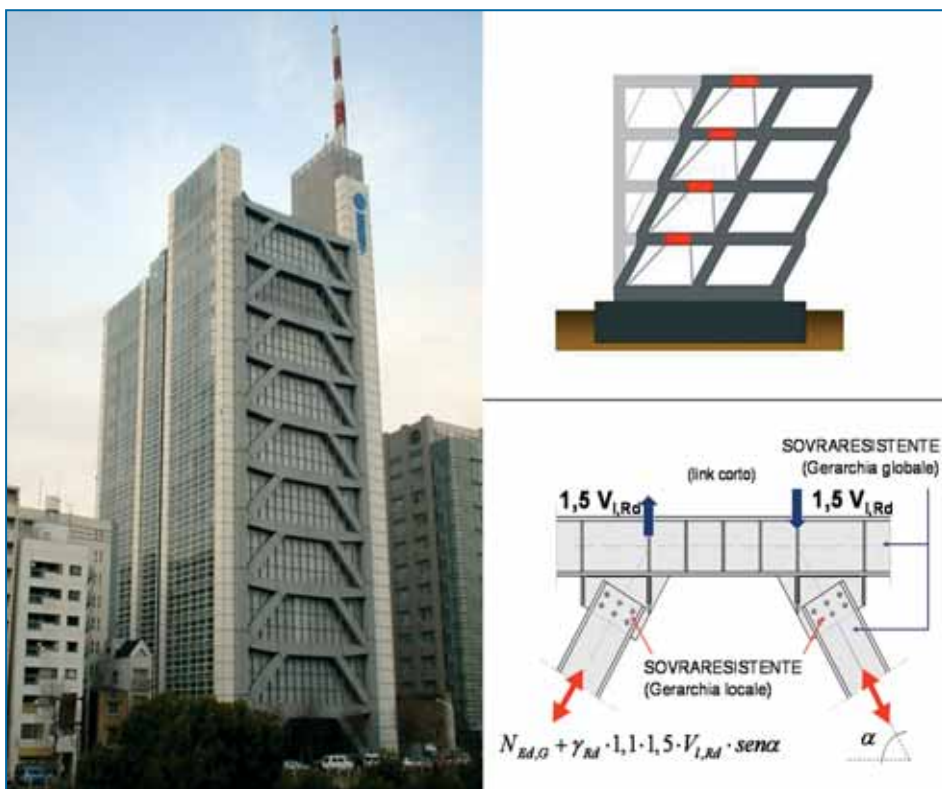


Fig. 18 - Strutture a controventi eccentrici

se. È infine utile sottolineare, che poiché le diagonali compresse contribuiscono alla stabilità complessiva, ma non costituiscono un mezzo di dissipazione energetica stabile, il fattore di struttura di questa tipologia risulta piuttosto basso anche in classe di duttilità alta ( $q_o = 2.5$ ).

#### 4.3 Strutture con controventi eccentrici

I sistemi con controventi eccentrici presentano la caratteristica di combinare i vantaggi dello schema a controventi concentrici con quelli dei telai a nodi rigidi, tanto che vengono comunemente considerati come sistemi ibridi. Tale tipologia strutturale consente infatti di accoppiare ad un'elevata rigidità elastica buone doti di duttilità. La dissipazione dell'energia sismica in ingresso è in questo caso completamente affidata ai link, ossia i tronchi di trave che connettono due diagonali di controvento alla maglia strutturale del generico piano (fig. 18).

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

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

Sulla base di ciò, l'analisi dei telai con controventi eccentrici non richiede le approssimazioni in termini di modellazione adottate per i telai a controventi concentrici, dal momento che entrambe le diagonali sono da considerarsi non dissipative e, come tali, andranno dimensionate per rimanere in campo elastico.

In relazione alla lunghezza del link ed in rapporto alla sua sezione trasversale si avranno comportamenti sismici differenti. Infatti, nel caso di link sufficientemente corto, la plasticizzazione avverrà per taglio, mentre se il link è sufficientemente lungo si verificherà 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 nelle NTC08, 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 avrà una maggiore rigidità 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.

Particolarmente interessante, poi, risulta essere l'impiego di link disposti in verticale, ossia posizionati in modo tale da avere un'estremità collegata alla trave dell'impalcato superiore e l'altra alla diagonale di controvento. Questa soluzione, che trova una vasta applicazione nel campo della riabilitazione delle strutture in c.a., ha il suo principale vantaggio nella possibilità di essere facilmente rimosso una volta che si sia danneggiato a seguito di un terremoto.

#### 4.4 Strutture con telaio e controventi

Le strutture intelaiate con controventi sono caratterizzate dal fatto che le azioni orizzontali sono assorbite sia da telai che da controventi agenti nel medesimo piano. Per la coesistenza di questi due sistemi sismoresistenti, distinti ma collaboranti, tale tipologia strutturale è nota come sistema "duale" e la sua prestazione strutturale può essere governata o dal telaio oppure dai controventi. Nel dettaglio, se si progetta affidando ai controventi il ruolo principale, il telaio fungerà allora da sistema elastico atto a ridistribuire il taglio lungo l'elevazione, rendendo così "iperstatica" la parte controventata ed

evitando in tal modo sia la concentrazione del danno che l'impegno non uniforme delle diagonali. Viceversa, affidando il ruolo di sistema principale al telaio, i controventi saranno da intendersi come elementi di irrigidimento tali da ridurre la deformabilità trasversale, che notoriamente condiziona il progetto delle strutture intelaiate. Questi due approcci progettuali, che conducono a risultati progettuali completamente diversi, non sono tuttavia adeguatamente trattati nella normativa attuale, sia europea che italiana, limitandosi tali codici a fornire il solo fattore di struttura  $e$ , per giunta, nel solo caso di sistema accoppiato telaio con controventi concentrici, escludendo quindi incomprensibilmente la possibilità di accoppiamento con i controventi eccentrici.

## 5. SOLUZIONI INNOVATIVE

Accanto alle tipologie strutturali di tipo tradizionale, negli ultimi anni la ricerca ha mosso i suoi passi verso lo studio di soluzioni innovative, allo scopo di conseguire un maggiore livello di sicurezza sismica sia per gli edifici nuovi che esistenti. In generale, queste soluzioni sono basate su differenti strategie progettuali. L'indebolimento di alcuni elementi, in modo da favorire la plasticizzazione di zone specifiche della struttura, l'inserimento nella costruzione di opportuni dispositivi speciali oppure l'adozione di tipologie strutturali alternative sono solo alcune delle diverse soluzioni disponibili.

La necessità di migliorare le prestazioni dei collegamenti trave-colonna negli edifici in acciaio sismoresistenti, ad esempio, è stata una netta conseguenza degli eventi catastrofici dei terremoti di Northridge (1994) e Kobe (1995), durante i quali si manifestarono ingenti danni e rotture di tipo fragile in detti collegamenti. A tal fine, nell'ambito delle strutture intelaiate, è stata sviluppata una soluzione alternativa, brevettata per la prima volta nel 1998, che consiste nell'"indebolire" la sezione della trave per un certo tratto a partire dalla flangia della colonna [17, 18]. Tale sistema, noto come trave a sezione ridotta o dog-bone, per la caratteristi-

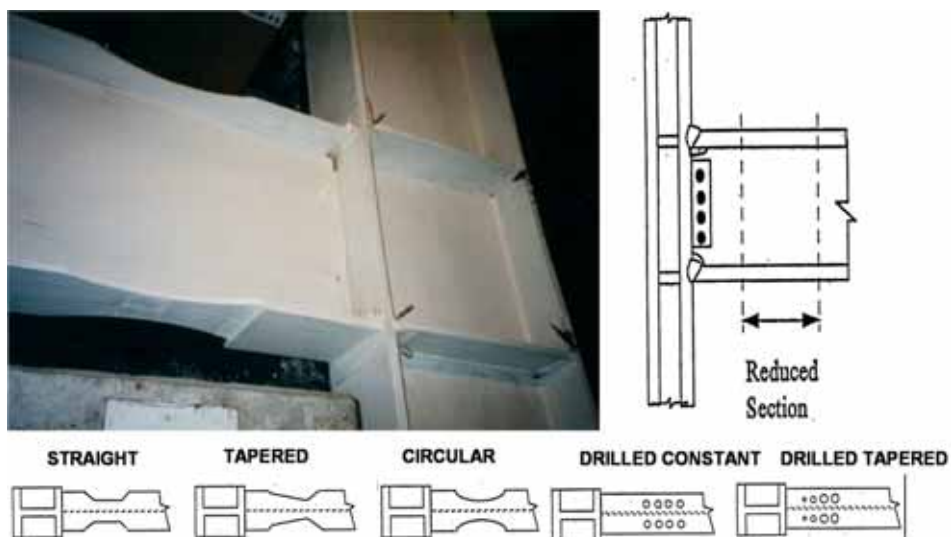


Fig. 19 - Trave a sezione ridotta

ca forma a osso di cane (fig. 19), consente di localizzare la formazione delle cerniere plastiche nel tronco di trave individuato dalla rastremazione, preservando così l'integrità del collegamento trave-colonna e della colonna stessa senza però compromettere, se non in minima parte, la rigidità globale dello schema.

Sempre al fine di ottimizzare la risposta dei MRF, particolare importanza riveste lo studio del comportamento ciclico dei nodi trave-colonna [19]. Alcuni studi recenti [20] hanno infatti evidenziato come la capacità rotazionale dei nodi condiziona in maniera essenziale il comportamento dei telai momento resistenti progettati in accordo alle attuali prescrizioni normative (EC8).

Una possibile strategia di ottimizzazione potrebbe allora essere quella di utilizzare collegamenti "speciali" ai quali affidare anche la funzione di dissipazione energetica (collegamenti dissipativi). Tale strategia, non ammessa dalle NTC08, è infatti già contemplata dall'EC8; le normative europee consentono di progettare collegamenti dissipativi a parziale ripristino di resistenza e/o semi-rigidi, a condizione che la loro capacità rotazionale sia opportunamente valutata e soprattutto risulti compatibile con le richieste in termini di deformazioni che avranno luogo, a livello globale, nell'intera struttura. Le difficoltà computazionali legate a questo tipo di approccio, che lo rendono

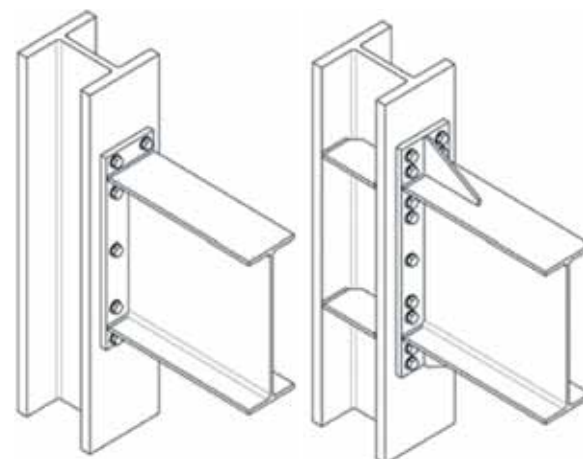


Fig. 20 - Esempi di collegamenti dissipativi prequalificati (AISC-358)

difficilmente applicabile nella pratica professionale, potrebbero essere superate proponendo per i nodi delle soluzioni standard pre-qualificate, come avviene ad esempio negli Stati Uniti [21, 22, 23] nell'ambito delle quali il progettista può scegliere la tipologia che maggiormente si adatta alle sue specifiche esigenze di progetto (fig. 20). L'utilizzo di collegamenti di tipo dissipativo risulta di interesse anche nel caso dei telai a controventi. Non mancano infatti anche in questo caso soluzioni progettuali innovative, molte delle quali sviluppate in ambito europeo. Nell'ambito delle strutture controventate, l'utilizzo di diagonali ad instabilità impedita rappresenta indubbiamente l'innovazione più importante degli ultimi anni [24]. Trattasi di dispositivi di dissipazione sismica che, diversamente dalle comuni membra-

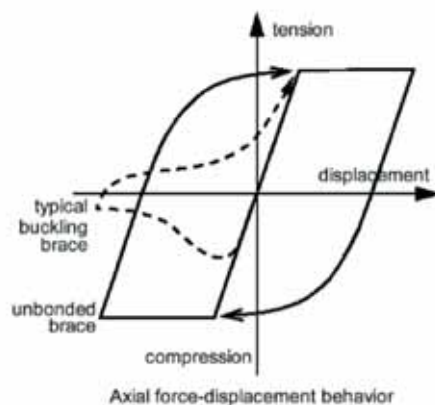
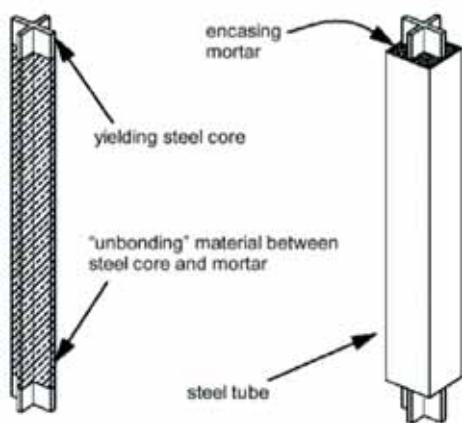


Fig. 21 - Controventi ad instabilità impedita (BRB)



Fig. 22 - Controvento a sezione ridotta (RBS)



Fig. 23 - Il sistema a pannelli, Federal Court House (Seattle)

ture metalliche, non mostrano alcun tipo di degrado di resistenza e rigidità per carichi ciclici. Tali controventi, meglio noti con l'acronimo BRB (Buckling Restrainted Braces), sono composti da due parti distinte e separate: una parte centrale in acciaio ordinario, votato alla dissipazione energetica, e un manicotto esterno, progettato, invece, per impedire gli spostamenti laterali e permettere così le deformazioni assiali della parte interna. In tal modo è possibile disaccoppiare la resistenza alla forza assiale, fornita dalla parte centrale, dalla resistenza all'instabilità flessionale fornita, invece, dal manicotto esterno (fig. 21). Esistono diversi modi per realizzare un BRB. La tecnica più comunemente adottata è quella che preve-

de di incassare l'anima interna all'interno di un tubo di acciaio riempito di calcestruzzo (unbonded), interponendo poi uno strato di materiale elastomerico con la funzione di limitare l'attrito tra i due materiali. In alternativa non mancano soluzioni tutte in acciaio, ottenute più semplicemente interponendo uno spazio tra l'anima interna ed il manicotto esterno [25]. Accanto all'utilizzo di collegamenti dissipativi o di BRB, esiste anche per le strutture controventate, una strategia di progetto analoga a quella utilizzata nel caso delle strutture a telaio ossia basata sull'indebolimento di alcune sezioni. Tale strategia, che prevede un opportuno indebolimento della sezione terminale delle diagonali, nasce

come esigenza di affrancamento alle limitazioni imposte dalle normative sulla snellezza delle diagonali, che spesso comportano un sovradimensionamento di tali membrature soprattutto nei piani alti. La soluzione progettuale proposta, denominata "Reduced Brace Section" (RBS), consente, invece, di dimensionare tali membrature in funzione della sola sollecitazione di progetto [26, 27]. In sostanza attraverso l'indebolimento della sezione è possibile progettare una diagonale con una resistenza a trazione minore rispetto a quella di buckling dell'intera membratura, in modo tale da consentire la sua plasticizzazione (fig. 22).

Oltre ai sistemi reticolari, un sistema moderno ed innovativo per resistere ad azioni orizzontali è rappresentato dall'utilizzo di pannelli metallici (fig. 23), realizzati in acciaio o in leghe di alluminio, che disposti opportunamente all'interno della maglia strutturale assorbono gran parte dell'energia sismica in ingresso [28, 29]. La dissipazione isteretica è in questo caso basata essenzialmente sul principio dello snervamento a taglio, attivato per mezzo degli spostamenti relativi di interpiano della struttura. Questi dispositivi, che hanno bassi costi di costruzione e un'alta velocità di installazione, presentano diversi vantaggi. In primo luogo tale sistema è in grado di conferire alla struttura una grossa duttilità ed un'ampia capacità di dissipazione energetica, limitando, nel contempo, gli spostamenti interpiano. Se raffrontati alle pareti in calcestruzzo armato, poi, essi occupano spazi minori con prestazioni strutturali maggiori insieme ad un'elevata leggerezza, con evidente beneficio per le membrature e le fondazioni.

Nel settore terziario ed in quello dell'edilizia residenziale di piccole e medie dimensioni, noto come housing, una soluzione sismicamente competitiva è rappresentata dall'utilizzo di sistemi costruttivi basati sull'impiego di membrature cold-formed [30]. Tali sistemi vengono classificati in diverse tipologie, ciascuna delle quali caratterizzata dall'utilizzo di uno specifico componente di base, cui corrisponde solitamente un diffe-



Fig. 24 - Casa Buna (Romania)

rente livello di industrializzazione della costruzione nel suo complesso. Si parla, infatti, di sistemi ad aste (stick-built construction), sistemi a pannelli (panelized construction) e sistemi a modulo (modular construction). Uno dei motivi che può favorire la diffusione di tali sistemi in zona sismica è innanzitutto dovuto alla leggerezza della struttura, che determina riduzione delle azioni sismiche agenti, al punto tale da consentirne, senza difficoltà, una progettazione in campo elastico anche allo stato limite ultimo ( $q = 1$ ). Per i sistemi ad aste, che rappresentano il sistema più diffuso nell'housing, esistono al riguardo due differenti approcci progettuali. Un primo approccio, denominato "all steel design", in cui si considerano come elementi resistenti solo i profili in acciaio ed il controventamento della generica parete è affidato ad un opportuno sistema di piatti metallici disposti a X o a K. Il secondo approccio, denominato "sheathing braced design", sfrutta invece l'effetto irrigidente favorevolmente esercitato dai pannelli di rivestimento, solitamente a base di legno o gesso, posti a chiusura della intelaiatura metallica, fornendo in tal senso soluzioni ancora più competitive. La crescente diffusione dei sistemi cold-formed nel settore dell'housing è testimoniata dalla presenza di numerose applicazioni anche in paesi ad elevato rischio sismico e tradizionalmente poco inclini a tale tecnologia. Esempio emblematico in tal senso è "Casa Buna" (Casa Buona, fig. 24), prototipo recentemente realizzato in Romania da ArcelorMittal Foun-

dation, in collaborazione con ONG Habitat for Humanity. Tale sistema, sviluppato per rispondere, con soluzioni di qualità, al problema di soddisfare il crescente fabbisogno abitativo con realizzazioni a basso costo, si caratterizza non solo per le elevate prestazioni strutturali, ma anche per la rapidità della costruzione e le eccellenti prestazioni acustiche, termoigrometriche ed ambientali, prevedendo anche la possibilità di riutilizzare i componenti strutturali al termine della vita utile della costruzione, in accordo ai principi della sostenibilità.

L'esigenza di ridurre al massimo i tempi di realizzazione dell'opera, favorisce invece l'utilizzo di sistemi a pannelli o a moduli, ovvero, sistemi costruttivi ad alto grado di prefabbricazione, basati sull'assemblaggio planimetrico ed altimetrico di unità strutturali bidimensionali o tridimensionali (light gauge steel boxes), che realizzati in officina, in ambiente controllato, vengono assemblati in opera per mezzo di organi meccanici di connessione. Non a caso, tali sistemi hanno trovato larga applicazione in Abruzzo nella fase post-terremoto, soprattutto nella realizzazione dei moduli scolastici ad uso provvisorio (MUSP), per i quali erano richiesti mediamente tempi di consegna dell'opera finita nell'ordine dei 30 giorni (figg. 25-26).

## 7. LE NUOVE TENDENZE NELLA RICERCA

Da quanto esposto finora, appare evidente come l'utilizzo di strutture metalliche nell'ambito della progettazione di edifici



Fig. 25 - Sistemi a moduli in cold-formed (L'Aquila)



Fig. 26 - Fase di montaggio di sistemi a moduli (L'Aquila)

sismoresistenti è, ad oggi, una realtà ben consolidata che, nel corso del tempo, si è andata via via affermando anche e soprattutto grazie al buon comportamento manifestato in occasione di eventi sismici.

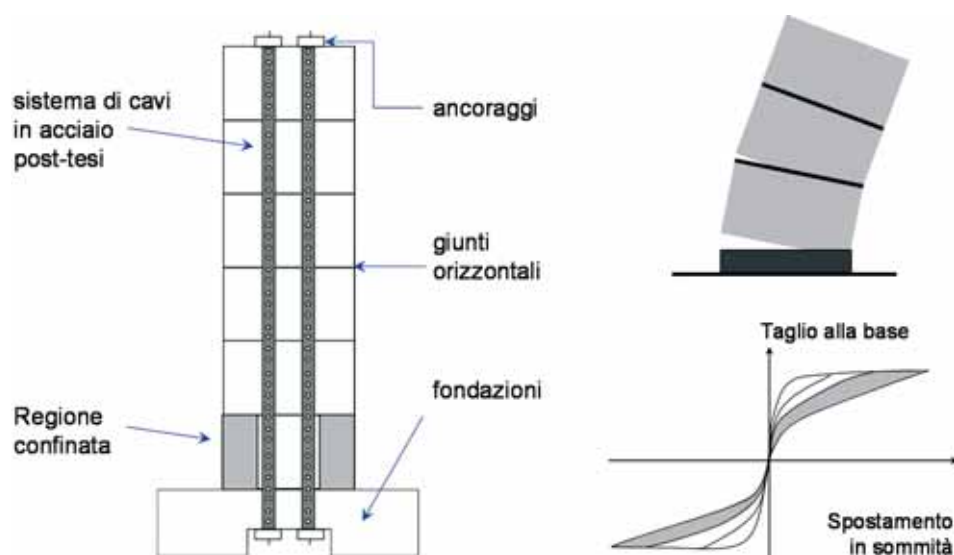


Fig. 27 - Sistemi dissipativi "self-centering". (R.Sause et al., 2006)



Fig. 28 - Prove su tavole vibrante in scala reale (E-Defence)

Ciononostante la ricerca di settore è ancora fervida ed attiva al fine di migliorare e ottimizzare le prestazioni sismiche sia delle tipologie strutturali tradizionali che delle soluzioni più innovative [31].

Negli Stati Uniti, gli studi più recenti sono orientati verso la definizione di sistemi in-

novativi per i quali l'obiettivo progettuale di base è la garanzia di un limitato danneggiamento anche in occasione di terremoti violenti. Lo scopo è quello di concepire dei sistemi strutturali che rispettino, in pratica, lo stato limite di danno, o addirittura di operatività, sotto forze orizzontali molto vicine a quelle corrispondenti allo stato limite ultimo, senza comportare, al contempo, dispendi economici eccessivi.

E' questa, ad esempio, la finalità con la quale sono in fase di sperimentazione dei particolari sistemi dissipativi detti "self-centering systems" che, oltre ad una buona capacità dissipativa derivante dall'utilizzo di sistemi a comportamento elasto-plastico o ad attrito, offrono la possibilità di "ricentratura", ossia riportano istante per istante la struttura nella configurazione iniziale grazie all'uso di sistemi di cavi di acciaio post-tesi [32]. Attualmente sono stati studiati sia sistemi di connessione con cavi post-tesi per telai momento-resistenti [33], sia sistemi ricentranti per intere mensole controventate [34] inserite nella maglia strutturale delegata a sostenere i carichi verticali (fig. 27). In questo secondo caso, in particolare, il vantaggio consiste nell'annullare la possibilità di danno strutturale e non strutturale della maglia del telaio, poiché il meccanismo che si attiva consiste in una rotazione rigida della mensola controventata, che rimane elastica e viene ricentrata dai sistemi di cavi

post-tesi. La dissipazione energetica è affidata all'attrito che si genera tra le colonne adiacenti, appartenenti rispettivamente alla parte controventata ed a quella destinata a sostenere i soli carichi verticali. In alternativa è anche possibile posizionare all'interfaccia di tali colonne opportuni dispositivi di dissipazione isteretica [34].

In Giappone, invece, la ricerca attuale è fortemente orientata alla sperimentazione su edifici in scala reale [35]. Secondo i ricercatori di tale paese, infatti, la necessità di effettuare prove direttamente su edifici in scala reale è frutto della maturata consapevolezza che le prove effettuate su scala ridotta o su elementi isolati non riescono a cogliere in maniera precisa l'effettivo comportamento che gli edifici avranno nel loro insieme sotto l'azione del sisma, poiché molteplici sono le fonti di incertezza derivanti soprattutto dalla mutua interazione tra gli elementi strutturali e non. E' con tale motivazione che, a seguito del terremoto di Kobe nel 1995, il "National Research Institute for Earth Science and Disaster prevention (NIED)" ha avviato un ambizioso progetto, denominato E-Defence, che ha portato alla realizzazione di uno dei laboratori più grandi del mondo in cui vengono appunto effettuate prove sperimentali su tavola vibrante di edifici in scala reale. Diversi edifici sono stati testati a partire dal 2001, tra i quali si segnalano due prove effettuate su delle strutture in acciaio di 4 e 5 piani (fig. 28) per le quali, oltre alle prestazioni strutturali, anche il comportamento degli elementi non strutturali, degli impianti e degli arredi presenti negli edifici è stato oggetto di studio.

## 8. CONCLUSIONI

Il terremoto che ha scosso profondamente l'Abruzzo ha riproposto con forza il problema del rischio sismico nel nostro Paese, evidenziando al contempo la competitività e l'efficienza delle costruzioni metalliche.

Le proprietà intrinseche del materiale e dei prodotti nonché la razionalità degli schemi strutturali sono solo alcune delle ragioni per le quali l'acciaio consente di realizzare,



soprattutto in zone sismiche, costruzioni efficienti ed affidabili, capaci di coniugare la sicurezza strutturale con i paradigmi dell'architettura contemporanea. In tale contesto, le recenti Norme Tecniche per le Costruzioni rappresentano indubbiamente un valido riferimento progettuale e hanno il grande merito di colmare definitivamente il gap tra il quadro normativo nazionale e quello europeo. Naturalmente, nel caso specifico delle strutture in acciaio, non mancano, come

evidenziato, alcune discordanze anche sostanziali rispetto alle prescrizioni dell'Eurocodice 8, che andrebbero opportunamente omogeneizzate. D'altro canto, la stessa normativa europea è ormai un po' datata e presenta non pochi aspetti meritevoli di approfondimenti e/o integrazioni. È in questo particolare contesto che si inserisce il lavoro della commissione TC13 – "Seismic Design" dell'ECCS, che sta preparando, allo scopo, uno specifico documento nel quale tutte le

lacune e/o inesattezze dell'attuale versione dell'EC8 sono raccolte, commentate e corredate da adeguate proposte migliorative, con l'auspicio che tale documento possa costituire il background per la prossima generazione della norma europea.

**Prof. ing. Raffaele Landolfo**

*Dipartimento di Costruzioni e Metodi*

*Matematici in Architettura*

*Università degli Studi di Napoli "Federico II"*

## BIBLIOGRAFIA

- [1] INGV: Database interattivo ITACA, <http://itaca.mi.ingv.it/itacaNet/>, 2009
- [2] Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia: "La sequenza sismica de L'Aquilano" - aprile 2009T, <http://www.ingv.it>, 2009.
- [3] Presidenza del Consiglio dei Ministri - Dipartimento della Protezione Civile: "Abruzzo e noi", N. 15, 6 settembre, 2009.
- [4] EERI Special Earthquake Report: "Learning from earthquakes. The Mw 6.3 Abruzzo, Italy", Earthquake of April 6, 2009.
- [5] Gioncu V., Mazzolani F.M. eds.: "Ductility of seismic resistant steel structures". SPON Press, London, Great Britain, 2002.
- [6] Mazzolani F.M., Piluso V.: "Theory and design of seismic resistant steel frames", London: E. & FN. Spon, an Inprint of Chapman & Hall, 1996.
- [7] ArcelorMittal: "Guide tecniche, Strutture antisismiche in acciaio", [www.constructalia.com](http://www.constructalia.com), 2009.
- [8] Bruneau M., Uang C.-M., Whittaker A.: "Ductile design of steel structures". McGraw-Hill, ISBN 0-07-008580-3., 1998.
- [9] Landolfo R.: "Strutture in acciaio sismoresistenti: criteri di progetto e riferimenti normativi". Atti di Costruire con l'acciaio in zona sismica, Fondazione Promozione Acciaio, 2007.
- [10] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti: "Nuove norme tecniche per le costruzioni, DM 14 gennaio 2008, G. U. n. 29 del 4 febbraio 2008" - Suppl. Ordinario n. 30, 2008.
- [11] CSLP: Circolare 2 febbraio 2009 contenente le Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al DM 14 gennaio 2008. G.U. n. 47 del 26 febbraio 2009 Suppl. Ordinario n. 27, 2009.
- [12] CEN (European Communities for Standardisation): EN 1998-1: 2004. "Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings". 2004.
- [13] Landolfo R.: "L'evoluzione della normativa sismica". Costruzioni Metalliche, No.1, pp. 54-66. 2005.
- [14] Mazzolani F.M., Landolfo R., Della Corte G., Faggiano B.: "Edifici con struttura di acciaio in zona sismica", IUSS Press, 2006.
- [15] Dall'Asta A., Landolfo R., Salvatore W.: "Edifici industriali in acciaio ad uso industriale". Dario Flaccovio Editore, Palermo, 2009.
- [16] F.M. Mazzolani, R. Landolfo, G. Della Corte: Eurocode 8: Provisions for steel and steel-concrete composite structures: comments, critiques, improvement proposals and research needs, Atti del convegno finale del progetto ReLUISS - DPC05 – 08, 2009.
- [17] A.Plumier. "The Dogbone - Back to the future". AISC Engineering Journal - Second quarter 1997 - Volume 34, n° 2. Plumier, A., "New idea for safe structures in seismic zones", IABSE Symposium, "Mixed structures including new materials", Brussels, 1990.
- [18] R. Montuori, V. Piluso: "Plastic design of steel frames with dog-bone beam-to-column joints", Third International Conference on Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas, STESSA 2000, Montreal, Canada, 21-24 August, 2000.
- [19] Faella, C., Piluso, V. and Rizzano G.: "Structural steel semirigid connections: theory design and software", CRC Press LLC, 2000.
- [20] Kazantzi, A.K., Righiniotis, T.D., Chryssanthopoulos M.K.: "The effect of joint ductility on the seismic fragility of a regular moment resisting steel frame designed to EC8 provisions". Journal of Constructional Steel Research 64, 987-996. 2008.
- [21] FEMA (Federal Emergency Management Agency): "350 Recommended seismic design criteria for new steel-moment resisting frame buildings". June 2000.
- [22] AISC (American Institute of Steel Construction, Inc.): ANSI/AISC 358-05 "Prequalified connections for special and intermediate steel moment frames for seismic applications". 2005.
- [23] SEAOC (Structural Engineers Association of California): Blue Book. "Recommended lateral force requirements and commentary". Sacramento (USA) 1999.
- [24] Wada A., Nakashima M.: "From infancy to maturity of buckling restrained braces research". Atti della 13a Conferenza Mondiale di Ingegneria Sismica (13th WEE), Vancouver (Canada), 2004.
- [25] D'Aniello M., Della Corte G., Mazzolani F.M.: "Un controvento speciale ad instabilità impedita per il consolidamento sismico di edifici esistenti in c.a.". Costruzioni metalliche, anno LVI No. 1, gennaio – febbraio, 2009.
- [26] Piluso V., Montuori L., Longo A.: "An innovative conception for bracing members: the reduced brace section solution". Atti del convegno Eurosteel 2005, Maastricht (Olanda), 2005.
- [27] Tremblay, R., Bouatay, N.: "Pilot testing on ductile yield plate, fuses for HSS braces intended for low-rise buildings" - Phase I & II, Full-scale testing of prototype brace fuse detail. (CDT ST ; 99-05 & 99-16), 1999.
- [28] De Matteis G., Formisano A., Mazzolani F.M.: "On the use of metal shear panels for seismic retrofitting of RC frames: experimental and numerical investigation". Atti del convegno STESSA 2009, Philadelphia,(USA), 2009.
- [29] De Matteis, G., Brando, G., Panico, S., Mazzolani F.M.: "Pure aluminium, an innovative material in structural engineering", Proceeding of the Eurosteel 2008 Conference, pp. 1885-1890, ISBN 92-0147-000-90, Graz, Austria, 03-05 September, 2008.
- [30] Fiorino, L., Luorio, O., Landolfo, R.: "Sheathed cold-formed steel housing: a seismic design procedure", Thin Walled Structures, vol. 47, pp. 919 – 930, 2009.
- [31] Landolfo R.: "Acciaio e Ricerca". Costruzioni Metalliche , n.1, pp.57-73, 2008.
- [32] Christopoulos C., Filiatrault. A., Uang C.M.: "Post-tensioned energy dissipating connections for moment-resisting steel frames". Journal of Structural Engineering, Vol.128, No. 9. 2007.
- [33] Esposto M., Faggiano B., Mazzolani F.M.: "Mechanical identification of PTED beam-to-column connections according to Eurocode 3". Atti del convegno STESSA 2009, Philadelphia,(USA), 2009.
- [34] Sause, R., Ricles, J., Liu, J., Garlock, M., and E. Van-Marcke.: "Overview of self-centering EQ resistant steel frames research, proceedings", 2<sup>nd</sup> U.S. - Taiwan Workshop on self-centering structural systems, NCRE (Taiwan), October 2006.
- [35] Kasai K., Motoyui S., Ozaki H., Ishii M., Ito H., Kajiwara K., Hikino T.: "Full scale test of passively- controlled 5-story steel building using E-Defence shake table. Part 1: test concepts, methods and building specimen". Atti del convegno STESSA 2009, Philadelphia, (USA), 2009.