

Edifici in acciaio in zona sismica

Mazzolani F.M.

INTRODUZIONE

Organizzazione logica della Norma

La proposta di Normativa Sismica contenuta nell'Ordinanza 3274 (e successive modifiche e integrazioni) è ispirata a moderni concetti di Ingegneria Sismica. Essa ha rappresentato un elemento di forte novità nel panorama delle Normative tecniche italiane, soprattutto per quanto riguarda le strutture in acciaio che erano completamente assenti nel vecchio DM '96 (Mazzolani 2004; Mazzolani e Piluso 2004). Le regole di progetto descritte nei vari sottoparagrafi del Capitolo sulle Strutture in Acciaio possono essere ricondotte ad una logica comune che rappresenta la filosofia di base, come descritto di seguito.

Vengono individuate anzitutto due strategie differenti di progettazione in corrispondenza dei terremoti con periodo di ritorno di 475 anni (terremoto di progetto) (6.1.2):

1. strutture non dissipative, alle quali si intende fornire resistenza sufficiente ad evitare la plasticizzazione;
2. strutture dissipative, per le quali si accetta la possibilità di un danneggiamento associato ad escursioni delle deformazioni in campo plastico.

La seconda filosofia di progettazione (strutture dissipative) è in genere motivata dall'esigenza di pervenire a progetti di strutture più economiche. Vale forse la pena evidenziare che la strategia di progetto di strutture non dissipative dovrebbe comunque garantire un minimo di duttilità tale da poter superare senza conseguenze drammatiche terremoti di intensità superiore a quella di progetto.

Nell'ambito delle strutture dissipative vengono poi individuate due sottoclassi (6.3.2):

- 2a) strutture a bassa duttilità;
- 2b) strutture ad alta duttilità.

La differenza, sul piano anche operativo delle verifiche da eseguire, consiste nell'estensione ed importanza che si attribuisce al ben noto criterio di "gerarchia delle resistenze" ("capacity design"). Infatti, nel primo caso (strutture a bassa duttilità) si controlla solo che i collegamenti diretti delle zone dissipative al resto della struttura siano sufficientemente resistenti da consentire la plasticizzazione (anche in campo incrudente) delle zone dissipative. Nel secondo caso, invece, il criterio è esteso a tutte le componenti strutturali che contornano le zone dissipative completando la struttura. Nel caso di strutture ad alta duttilità sono fornite regole costruttive, in genere dettate dall'esperienza, che tendono a massimizzare la capacità di deformazione plastica di alcune zone, specificamente devolute alla dissipazione dell'energia sismica in ingresso, dette "zone dissipative". Riassumendo, lo schema concettuale in cui inserire le regole di progetto da applicare può essere quello indicato in Tabella 1.

Tabella 1. Classificazione delle strategie progettuali alternative.

<i>Strutture non dissipative</i>	<i>Strutture dissipative</i>	
Comportamento elastico per terremoti di progetto, ma minimo di duttilità per evitare conseguenze drammatiche in caso di superamento del terremoto di progetto.	E' atteso un danneggiamento strutturale per terremoti aventi l'intensità di progetto, ma è evitato il collasso locale o globale fornendo sufficiente duttilità.	
	<i>Strutture a bassa duttilità</i>	<i>Strutture ad alta duttilità</i>
	Il danno strutturale può verificarsi in qualunque elemento strutturale, eccetto che nei collegamenti.	Il danno è confinato solo in alcune zone, dette zone dissipative, controllando che tutte le restanti rimangano elastiche.

Dal prospetto di Tabella 1 si evince che la proposta di Norma offre ampia varietà di scelte progettuali, pur cercando di soddisfare principi e metodi moderni di progettazione a duttilità controllata (come nell'applicazione del “*capacity design*”). Evidentemente, la strategia progettuale più opportuna va ricercata caso per caso, in funzione delle specificità individuali (peso sismico, resistenza strutturale, incidenza del costo dei dettagli costruttivi, ecc.).

Per le strutture non dissipative e per quelle dissipative a bassa duttilità, la determinazione delle sollecitazioni di verifica delle membrature si effettua sulla base di un modello elastico della struttura e sottoposto alle forze sismiche di progetto. Per le strutture dissipative ad alta duttilità, invece, solamente le sollecitazioni di verifica delle zone dissipative sono basate sul modello elastico, mentre quelle per la verifica delle zone non dissipative sono basate sul “*capacity design*” detto anche nel seguito “criterio di gerarchia delle resistenze”.

Resistenza laterale minima richiesta

La resistenza laterale minima da fornire ad una struttura è regolata dal valore del fattore di struttura q . Con riferimento al terremoto di progetto, il fattore q rappresenta il rapporto tra la resistenza laterale necessaria affinché la struttura resti in campo elastico e quella necessaria affinché il danneggiamento strutturale (cioè le deformazioni plastiche sviluppate) sia confinato entro i limiti ritenuti tollerabili. Il valore del fattore di struttura dipende da molteplici parametri, caratterizzanti sia la risposta strutturale sia l'azione sismica. In particolare, dal lato delle caratteristiche strutturali, q dipende essenzialmente dal periodo del primo modo di vibrare in campo elastico e dalla duttilità massima disponibile. La Norma, cercando una semplificazione dell'iter progettuale, assegna però al fattore di struttura un valore dipendente esclusivamente dalla duttilità strutturale, prescindendo quindi dal periodo di vibrazione e dalle caratteristiche dell'input sismico. La duttilità strutturale disponibile si considera funzione, essenzialmente, della tipologia strutturale, delle risorse di duttilità locale in relazione ai dettagli progettuali e costruttivi delle zone dissipative, della regolarità strutturale. In tal modo, il fattore di struttura (6.3.3) è espresso dalla formula seguente:

$$q = q_0 k_D k_R \quad (1)$$

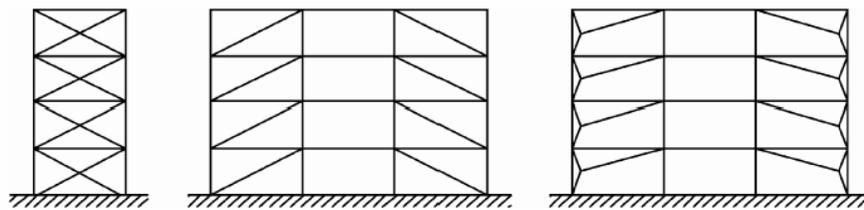
in cui:

- q_0 è il valore base di q , da associare alla tipologia strutturale;
- k_D (< 1) è un fattore riduttivo che serve a tenere conto delle risorse di duttilità locale delle zone dissipative;
- k_R (< 1) è un fattore riduttivo che si applica nel caso di strutture irregolari in elevazione, per le quali si può avere una concentrazione del danno in alcuni elementi strutturali.

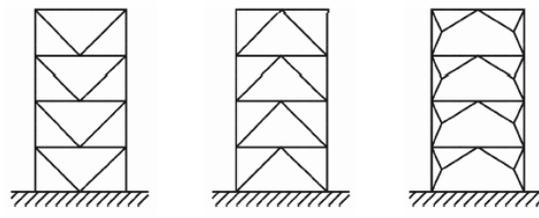
La Tabella 2 riassume i valori di q_0 attribuiti alle tipologie strutturali codificate dalla Norma (6.3.1). Le tipologie strutturali indicate in Tabella 2 sono rappresentate schematicamente in Figura 1. In Tabella 2, α_1 indica il moltiplicatore delle forze sismiche orizzontale per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la piena plasticizzazione, α_u rappresenta il moltiplicatore massimo delle forze sismiche (cioè quello associato alla massima resistenza laterale della struttura), oppure quello che comporta la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile. Il valore di α_u/α_1 può essere calcolato per mezzo di un'analisi statica non lineare e non può in ogni caso essere assunto superiore a 1.6. Nella Norma sono anche suggeriti valori “tipici” di α_u/α_1 , che si possono adottare come *default*.

Tabella 2. Valori di q_0 per ciascuna tipologia strutturale codificata.

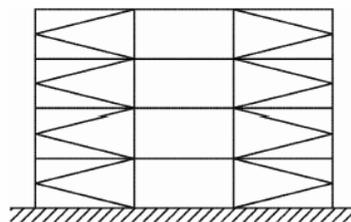
Tipologia strutturale	Classe di duttilità	
	Bassa	Alta
Strutture intelaiate	4	$5\alpha_u/\alpha_1$
Controventi reticolari concentrici	2	4
Controventi eccentrici	4	$5\alpha_u/\alpha_1$
Strutture a mensola o a pendolo invertito	2	—
Strutture intelaiate controventate	4	$4\alpha_u/\alpha_1$



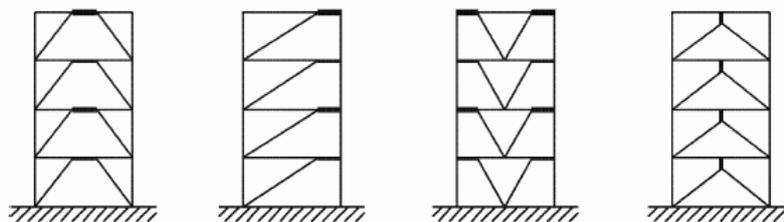
Controventi concentrici a diagonale tesa attiva



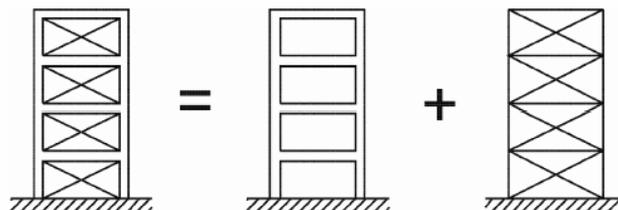
Controventi concentrici a V



Controventi concentrici a K



Controventi eccentrici



Strutture intelaiate controventate

Figura 1. Tipologie strutturali.

Il coefficiente di regolarità k_R suggerito dalla Norma è il frutto di un'ampia indagine numerica condotta su strutture caratterizzate da vari tipi di irregolarità in elevazione (Mazzolani & Piluso 1996). In base a tali risultati, si evidenzia che un valore conservativo per strutture irregolari in elevazione è $k_R = 0.8$.

La determinazione del coefficiente k_D richiede la preventiva individuazione della classe di duttilità della membratura, che ne caratterizza le risorse di duttilità. Tale aspetto è discusso al paragrafo successivo.

Classi di duttilità delle membrature

Nelle strutture di acciaio la duttilità può essere limitata da due tipi di fenomeni:

1. rotture fragili, che possono innescarsi a basse temperature, elevate velocità di deformazione e in corrispondenza di dettagli strutturali sensibili (ad esempio in prossimità di saldature difettose)
2. fenomeni di instabilità locale e globale.

Contro i fenomeni di tipo 1, si prescrivono contromisure di tipo costruttivo, con la cura del dettaglio progettuale ed esecutivo dei collegamenti saldati. I fenomeni di instabilità globale devono essere opportunamente controllati. Le classi di duttilità delle membrature tengono in conto l'influenza più o meno marcata dei fenomeni di instabilità locale sulla duttilità delle membrature.

Il parametro discriminante la classe di duttilità di una membratura è il rapporto tra la tensione massima che la membratura può sopportare in condizioni di collasso e la tensione di snervamento (6.5.3.1):

$$s = \frac{f_c}{f_y} \quad (2)$$

Evidentemente, se risulta $s < 1$ il collasso si verifica in campo elastico per instabilità locale. Se invece risulta $s > 1$ il collasso sopraggiunge in campo plastico-incrudente. Nell'ambito delle membrature caratterizzate da $s > 1$ esistono tuttavia differenti classi di duttilità, perché l'instabilità può verificarsi per un livello più o meno grande della deformazione sviluppata. D'altra parte, le membrature con $s < 1$ possiedono un minimo di risorsa di duttilità, grazie alla formazione di plasticizzazioni localizzate lungo le linee di deformazione connesse alla forma instabile sviluppata (risorse plastiche *post-buckling*). La Norma propone la seguente suddivisione in classi:

- Classe A: sezioni duttili: $s \geq 1.20$
- Classe B: sezioni plastiche: $1 \leq s < 1.20$
- Classe C: sezioni snelle: $s \leq 1.00$

cui vengono associati i seguenti valori del fattore k_D :

- Classe A: $k_D = 1.0$
- Classe B: $k_D = 0.75$
- Classe C: $k_D = 0.50$

E' quindi evidente la penalizzazione delle strutture più sensibili ai fenomeni di instabilità, cioè le strutture più snelle.

La determinazione del parametro s si basa sullo studio del comportamento inelastico della membratura, considerando la caratteristica di sollecitazione dominante.

Nel caso degli elementi prevalentemente inflessi (travi di strutture a telaio), con sezione trasversale a doppio T, l'esame di un'ampia gamma di risultati sperimentali disponibili (Mazzolani & Piluso 1992, 1996) ha condotto alla seguente formula di interpolazione per il parametro s :

$$s = \frac{1}{0.695 + 1.632\lambda_f^2 + 0.062\lambda_w^2 - 0.602\frac{b_f}{L^*}} \leq \frac{f_t}{f_y} \quad (3)$$

in cui:

- λ_f = snellezza della flangia della trave, definita dal rapporto seguente $\lambda_f = \frac{b_f}{2 \cdot t_f} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$;
- λ_w = snellezza dell'anima della trave, definita dal rapporto seguente $\lambda_w = \frac{d_w}{t_w} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$;
- L^* = distanza del punto di nullo del diagramma del momento flettente dalla sezione critica (vale a dire la sezione dove inizia lo snervamento);
- b_f = larghezza della flangia della trave;
- t_f = spessore della flangia della trave;
- d_w = altezza dell'anima della trave;
- t_w = spessore dell'anima della trave
- f_y ed f_t tensione di snervamento e di rottura del materiale, rispettivamente.

La formulazione ottenuta per il caso della flessione semplice può essere estesa al caso degli elementi presso-inflessi (per i quali però il meccanismo dominante di dissipazione sia comunque flessionale, ad esempio per le colonne delle strutture a telaio) sostituendo d_w con la seguente espressione:

$$d_{w,e} = \frac{d_w}{2} \left(1 + \frac{A}{A_w} \rho \right) \leq d_w \quad (4)$$

dove A è l'area della sezione, A_w è l'area dell'anima, $\rho = N_{sd}/Af_y$ è il rapporto fra lo sforzo normale di progetto e lo sforzo normale plastico, positivo se di compressione.

Nel caso di sezione generica diversa dal doppio T, in mancanza di una più precisa valutazione del rapporto $s = f_c/f_y$, si può fare riferimento a classificazioni di comprovata validità (ad esempio si può fare riferimento alla classificazione dell'Eurocodice 3 richiamata anche nel DM 16.1.96, in cui la classe 1 corrisponde alle membrature duttili, le classi 2 e 3 a quelle plastiche e la classe 4 a quelle snelle).

Nel caso di elementi prevalentemente compressi, quali ad esempio le diagonali di una struttura a controventi, la scelta filosofica di base della Norma è quella di trascurare completamente il loro contributo dissipativo. Per esse, quindi, non è richiesta la determinazione di una classe di duttilità. Invece, si sfrutta il contributo delle diagonali tese. Volendo estendere, per unitarietà di metodo, la definizione del fattore s al caso della trazione, si può utilizzare la definizione seguente (6.5.3.2):

$$s = \frac{f_t}{f_y} \quad (5)$$

Non esistono attualmente formulazioni del parametro s relative al caso di elementi che plasticizzano prevalentemente a taglio. Questo caso è significativo per le strutture a controventi eccentrici. Il problema è risolto tramite l'uso di una classificazione empirica, specifica per i *link*, e fornita nel paragrafo sui controventi eccentrici.

La Norma pone anche dei limiti superiori al valore del rapporto s , con lo scopo di limitare l'entità degli sforzi trasmessi alle parti non dissipative delle strutture. Tali limiti sono puramente convenzionali e vengono descritti al paragrafo successivo.

Sorgenti di sovraresistenza delle zone dissipative

L'applicazione corretta del criterio di "gerarchia delle resistenze" richiede la conoscenza delle massime sollecitazioni che possono essere trasmesse dalle zone dissipative. Tali valori massimi non coincidono con le resistenze plastiche di progetto, perché quest'ultime rappresentano valori caratteristici (basati sul valore f_y della tensione di snervamento, frattile al 5%) ridotti con i coefficienti parziali di sicurezza sui materiali. La corrente filosofia di progettazione in zona sismica considera sufficientemente sicura una soluzione strutturale in cui, ai fini dell'applicazione del criterio di gerarchia, le resistenze plastiche delle zone dissipative vengono definite in base al valore medio della tensione di snervamento dell'acciaio (indicata come $f_{y,m}$). Il valore del rapporto di

sovraresistenza del materiale $\gamma_{ov} = \frac{f_{y,m}}{f_y}$ (6.2) dipende dal grado dell'acciaio, come indicato in

Tabella 3 con riferimento ai tre gradi di acciaio strutturale più frequentemente utilizzati.

Tabella 3. Rapporti γ_{ov} .

Acciaio	$\gamma_{ov} = \frac{f_{y,m}}{f_y}$
S 235	1.20
S 275	1.15
S 355	1.10

In aggiunta alla variabilità aleatoria della tensione di snervamento, occorre considerare gli effetti dell'incrudimento del materiale base. Di tale effetto si tiene conto tramite un parametro indicato nella Norma con il simbolo s , che in pratica si identifica con quello definito al paragrafo precedente, nel caso delle membrature di classe duttile o plastica. Il coefficiente s può essere in tal caso utilizzato con il significato di rapporto tra la massima sollecitazione sviluppata in campo plastico e la sollecitazione di prima plasticizzazione. Evidentemente, la massima sollecitazione trasmessa in campo plastico dipende dall'entità della deformazione plastica sviluppata, perché da questa ultima dipende l'entità dell'incrudimento. Al fine di limitare l'entità della sollecitazioni trasmesse in campo plastico alle parti non dissipative della struttura, e rendere praticamente applicabile il criterio di gerarchia delle resistenze, la Norma pone un limite superiore al rapporto s (6.5.3):

$$s \leq 1.25 \quad (6)$$

Altre sorgenti di sovraresistenza potrebbero essere presenti in casi specifici (ad esempio: contributo collaborante di un solaio poggiate su un controvento eccentrico); di esse si darà descrizione caso per caso nei paragrafi successivi.

I commenti dei paragrafi seguenti si applicano al progetto di strutture dissipative ad alta duttilità. Le regole di gerarchia delle resistenze discusse con riferimento ai collegamenti si applicano anche al caso di strutture a bassa duttilità.

TELAIO (6.5.4)

Verifica delle travi e delle colonne

Nelle strutture a telaio le zone dissipative consistono in cerniere plastiche localizzate sono nelle travi e nelle colonne. La verifica di resistenza laterale della struttura consiste, in generale, nel controllo della resistenza plastica e della stabilità di tutte le travi e le colonne sotto l'azione delle forze sismiche di progetto. In particolare, per le travi la verifica si esplicita come segue (6.5.4.2.1):

$$M_{Sd} \leq M_{pl,Rd} \quad (7)$$

cui si aggiungono le seguenti due condizioni:

$$N_{Sd} \leq 0.15 \cdot N_{pl,Rd} \quad (8)$$

$$V_{G,Sd} + V_{M,Sd} \leq 0.5 \cdot V_{pl,Rd} \quad (9)$$

la prima delle quali serve a garantire adeguata duttilità alla cerniera plastica, la seconda a garantire l'indipendenza della resistenza plastica dalla sollecitazione di taglio agente.

Gerarchia delle resistenze

Membrature

Nelle strutture ad alta duttilità si cerca di evitare la formazione di cerniere plastiche nelle colonne, eccetto quelle al piede della struttura, favorendo la formazione di un meccanismo di collasso di tipo globale. Tale obiettivo è perseguito tramite il soddisfacimento della relazione seguente (6.5.4.4):

$$M_{c,Rd,red} \geq M_{c,Sd,G} + \alpha \cdot M_{c,Sd,E} \quad (10)$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{\gamma_{ov} \cdot s_i \cdot M_{b,pl,Rd,i} - M_{b,Sd,G,i}}{M_{b,Sd,E,i}}; q \right\} \quad (11)$$

in cui si ha:

- $M_{c,Rd,red}$ = momento flettente resistente di progetto, ridotto per la contemporanea azione assiale, relativo alla colonna generica;
- $M_{c,Sd,G}$ = momento flettente sollecitante di progetto indotto nella generica colonna dai carichi gravitazionali;
- $M_{c,Sd,E}$ = momento sollecitante di progetto indotto nella generica colonna dalle forze sismiche;
- $M_{b,pl,Rd,i}$ = momento plastico resistente di progetto relativo alla sezione di estremità dell'i-esima trave;
- $M_{b,Sd,G,i}$ = momento sollecitante di progetto indotto nella sezione di estremità dell'i-esima trave dai carichi gravitazionali;
- $M_{b,Sd,E,i}$ = momento sollecitante di progetto indotto nella sezione di estremità dell'i-esima trave dalle forze sismiche;
- γ_{ov} , s e q come precedentemente definiti.

Quindi, il coefficiente di amplificazione α delle sollecitazioni indotte nelle colonne dalle forze sismiche di progetto è il minimo tra tutti i valori dei rapporti indicati in parentesi (formula 11) e valutati per tutte le travi del telaio.

In aggiunta, è richiesta la verifica del soddisfacimento della seguente relazione (6.5.4.4):

$$\sum_i M_{c,Rd,red} \geq \gamma_{ov} \cdot \sum_i S_i \cdot M_{b,pl,Rd,i} \quad (12)$$

per ogni nodo della struttura.

Collegamenti

In tutti i casi di strutture dissipative, sia a bassa che ad alta duttilità, si cerca di evitare la crisi dei collegamenti. Questi ultimi devono possedere resistenza sufficiente a consentire la plasticizzazione degli elementi collegati. Per conseguire tale obiettivo, con riferimento ai collegamenti trave-colonna, è prescritto il controllo del soddisfacimento della seguente relazione (6.5.4.2.4):

$$M_{j,Rd} \geq \gamma_{ov} \cdot s \cdot M_{b,pl,Rd} \quad (13)$$

Altro collegamento fondamentale è quello alla base del telaio, che deve essere possedere una adeguata resistenza allo scopo di consentire la plasticizzazione delle sezioni di base delle colonne. Tale requisito si ritiene soddisfatto quando la resistenza flessionale del collegamento della colonna alla fondazione soddisfa la disuguaglianza seguente (6.5.4.2.6):

$$M_{Rd} \geq \gamma_{ov} (s - \rho) \cdot M_{pl,Rd} \quad (\text{con } s > \rho) \quad (14)$$

La relazione (14) è analoga alla (13), ma introduce l'effetto dello sforzo normale nella valutazione della resistenza flessionale della sezione di base della colonna attraverso il parametro $\rho = N_{Sd} / A_f \cdot f_y$.

Pannello nodale

La gerarchia secondo Ordinanza prescrive anche il mantenimento in campo (quasi) elastico del pannello d'anima della colonna. Quest'ultimo obiettivo trova riscontro nel soddisfacimento della seguente disuguaglianza (6.5.4.2.5):

$$V_{wp,Rd} \geq \gamma_{ov} \frac{\sum M_{pl,Rd}}{h_b - t_{fb}} \left(1 - \frac{h_b - t_{fb}}{H - h_b} \right) \quad (15)$$

in cui:

- h_b è l'altezza della trave
- t_{fb} è lo spessore della flangia della trave
- H è l'altezza di interpiano

La (15) è una formula approssimata basata sull'ipotesi che il diagramma dei momenti sulle colonne sia lineare con punto di nullo a metà dell'altezza di interpiano.

In Figura 2 sono rappresentati i dettagli costruttivi dei pannelli nodali, cui è necessario fare riferimento per il calcolo della resistenza a taglio. Il calcolo della resistenza plastica a taglio del pannello $V_{wp,Rd}$ si effettua con metodi e formule tipiche, come quelle fornite dall'Eurocodice 3. I piatti di continuità in prosecuzione delle ali della trave devono essere sempre previsti nel caso di collegamenti trave-colonna saldati.

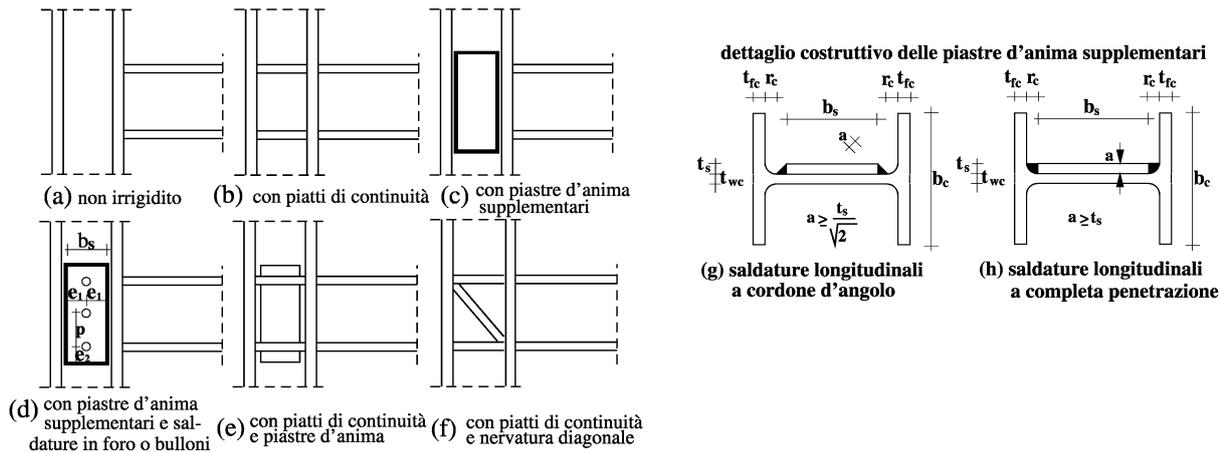


Figura 2. Dettagli costruttivi relativi al pannello nodale trave-colonna.

CONTROVENTI CONCENTRICI (6.5.5)

Verifica delle diagonali

Il principio alla base del progetto dei controventi concentrici è di affidare la dissipazione dell'energia sismica in ingresso alla plasticizzazione delle diagonali. Le travi e le colonne, nonché i collegamenti tra le membrature, devono rimanere in campo elastico. La duttilità in compressione, come già detto, è fortemente limitata dall'instabilità globale e/o locale della diagonale. Per questo, l'Ordinanza trascura, in condizioni ultime, il contributo alla resistenza fornita dalla diagonale compressa, affidando il tagliante a ciascun piano alle sole diagonali tese. Tuttavia, si deve anche riconoscere che le proprietà di rigidità elastica di una struttura a controventi dipendono anche dalle diagonali compresse. Pertanto, esse si calcolano considerando il contributo sia delle diagonali tese che delle diagonali compresse.

In sintesi, il comportamento dei sistemi con controventi concentrici può essere schematizzato con riferimento a due fasi di comportamento limite (6.5.5.2.3):

- Fase di comportamento elastico: tutte le diagonali compresse sono stabili, le proprietà di vibrazione sono determinate sul modello a doppia diagonale.
- Fase di comportamento plastico (o ultimo): le diagonali compresse si considerano tutte instabilizzate e la loro resistenza residua si ritiene trascurabile, cosicché la resistenza di piano è determinata mediante un modello con sole diagonali tese.

Nella fase A) si deve effettuare la verifica di stabilità delle diagonali compresse, mentre nella fase B) si deve controllare che la diagonale tesa sia in grado, da sola, di equilibrare le forze di progetto. Il modello a sola diagonale tesa (fase B) si utilizza anche per applicare il principio di gerarchia delle resistenze.

In Figura 3 sono mostrati i modelli di calcolo relativi alle fasi A) e B), con riferimento allo schema di diagonali concentriche a croce di S. Andrea.

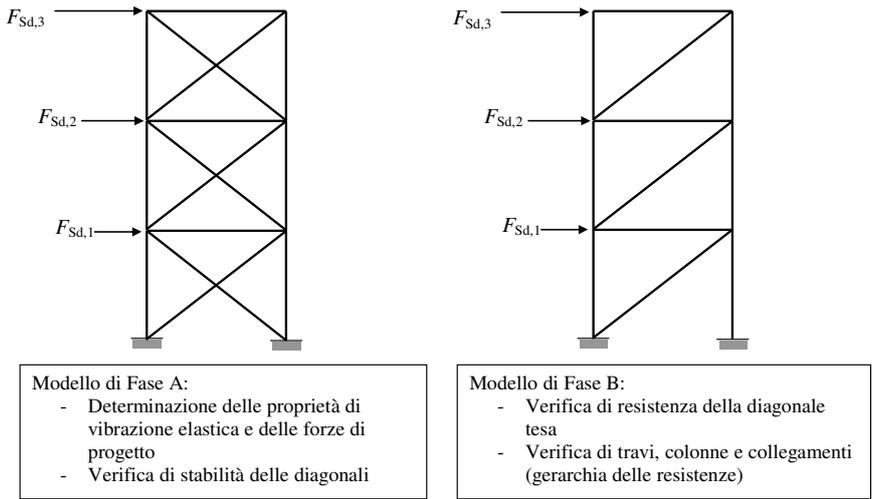


Figura 3. Modelli di analisi.

Le diagonali di controvento devono essere dimensionate e collocate nella struttura in modo che essa esibisca, ad ogni piano, una risposta carico-spostamento laterale indipendente dal verso dell'azione sismica. A tal fine un ruolo fondamentale è svolto dalla componente orizzontale dello sforzo plastico nella generica diagonale, il quale è dato da:

$$f_y A_d \cos \theta = f_y A_v \quad (16)$$

essendo:

- f_y la tensione di snervamento;
- A_d l'area della sezione trasversale della diagonale;
- θ l'angolo che l'asse della diagonale forma con l'orizzontale;
- $A_v = A_d \cos \theta$ è la proiezione verticale della sezione trasversale della diagonale.

Normalmente, essendo le due diagonali realizzate con lo stesso materiale, il requisito di indipendenza della risposta dal verso dell'azione sismica si può ritenere soddisfatto se vale la seguente disuguaglianza (6.5.5.2.1):

$$\frac{|A_v^+ - A_v^-|}{A_v^+ + A_v^-} \leq 0.05 \quad (17)$$

essendo A_v^+ e A_v^- le proiezioni verticali delle sezioni trasversali delle diagonali tese, valutate nei due versi opposti delle azioni sismiche (Fig. 4).

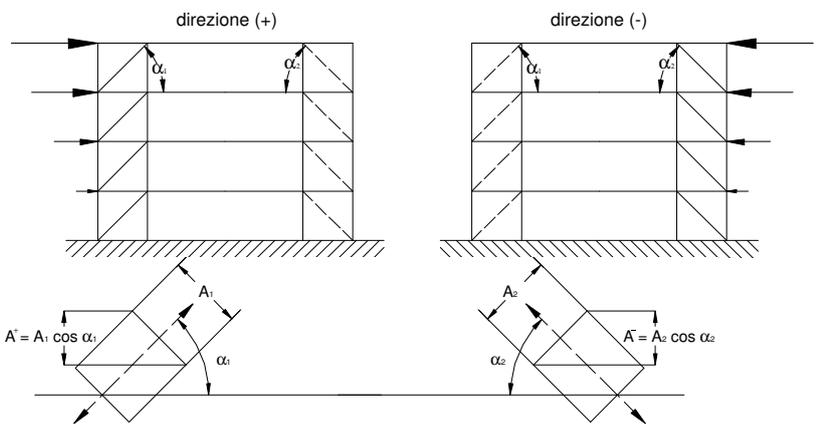


Figura 4. Indipendenza della risposta dal verso delle forze sismiche.

Gerarchia delle resistenze

Verifica di travi e colonne

Nelle strutture a controventi concentrici le travi e le colonne in corrispondenza dei campi controventati devono restare in campo elastico. Per soddisfare tale requisito, lo stato di sforzo nelle travi e nelle colonne, così come determinato dal modello elastico sottoposto alle forze sismiche di progetto (modello B), deve essere opportunamente amplificato, per tenere conto della risposta inelastica della struttura. Tale scopo si persegue applicando alle sollecitazioni indotte dall'azione sismica degli opportuni coefficienti di amplificazione (α), che traducono il già menzionato criterio di gerarchia delle resistenze.

In particolare, la resistenza assiale delle colonne e delle travi deve soddisfare la seguente relazione (6.5.5.4):

$$N_{Rd}(M_{Sd}) \geq N_{Sd} = N_{Sd,G} + \alpha N_{Sd,E}$$

$$\text{con } \alpha = \min_{i=1}^{N_d} \left\{ \frac{\gamma_{ov} s_i N_{pl,Rd,i}}{N_{Sd,i}} \right\} \leq q \quad (18)$$

in cui:

- N_{Rd} = sforzo normale resistente di progetto della generica trave o colonna, ridotta per l'eventuale contemporanea azione di un momento flettente (M_{Sd});
- $N_{Sd,G}$ = sforzo normale sollecitante di progetto prodotto dai carichi gravitazionali;
- $N_{Sd,E}$ = sforzo normale sollecitante di progetto prodotto dalle forze sismiche di progetto;
- $N_{pl,Rd,i}$ = sforzo normale plastico resistente di progetto relativo all'i-esima diagonale;
- γ_{ov} , s e q come precedentemente definiti.

Nel caso specifico dei controventi concentrici a V, l'instabilità della diagonale compressa determina un brusco incremento delle sollecitazioni flessionali nella trave, in conseguenza della forza concentrata che si viene a determinare nella mezzeria della trave (Fig. 5a). Tale forza si calcola come differenza tra la resistenza della diagonale tesa e quella residua della diagonale compressa dopo l'instabilità, quest'ultima posta forfettariamente pari al 30% della resistenza a trazione (Fig. 5b) (6.5.5.4). Ovviamente, al diagramma di momento flettente indicato in tale Figura dovrà sommarsi quello prodotto dai carichi verticali, nel valore indicato dalla combinazione sismica di progetto ($F_d = G_k + \sum_i (\psi_{2i} Q_{ki})$).

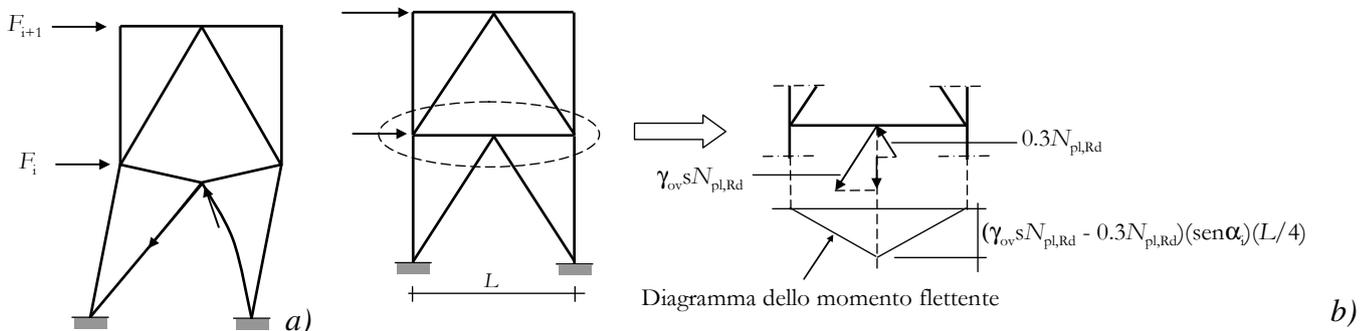


Figura 5. Meccanismo di collasso e modello di calcolo della trave nei controventi a V rovescio.

Verifica dei collegamenti

La resistenza di progetto dei collegamenti della diagonale alla restante parte di struttura (R_{jd}) deve essere sufficientemente grande da permettere la plasticizzazione a trazione con successivo

incrudimento della diagonale soggetta a trazione (6.5.5.2.5):

$$R_{j,d} \geq \gamma_{ov} \cdot s \cdot N_{pl,Rd} \quad (19)$$

Nel caso di collegamenti bullonati, per evitare rotture fragili in corrispondenza delle sezioni forate, deve essere rispettata la seguente condizione sul rapporto tra l'area resistente in corrispondenza del collegamento bullonato (detta anche area netta, depurata dei fori) e l'area lorda della sezione trasversale della diagonale (6.5.3.2):

$$\frac{A_{res}}{A} \geq 1.1 \gamma_{ov} \frac{f_y}{f_t} \quad (20)$$

CONTROVENTI ECCENTRICI (6.5.6)

Verifica dei *link*

La risposta sismica delle strutture con controventi eccentrici è governata dai *link*, che sono i tronchi di trave individuati dalle diagonali di controvento nella maglia strutturale del generico piano. In relazione alla lunghezza del *link*, in rapporto alla sua sezione trasversale, si hanno differenti caratteristiche della risposta sismica: se il *link* è sufficientemente corto allora la plasticizzazione sarà prevalentemente a taglio, con inizio nella mezzeria del *link*; se il *link* è sufficientemente lungo, si verificherà plasticizzazione per flessione delle sue sezioni di estremità; comportamenti intermedi si avranno, ovviamente, nel caso di *link* di lunghezza intermedia. I valori limite delle lunghezze che comportano il passaggio da un tipo di comportamento all'altro sono indicati dall'Ordinanza. Tali limiti dipendono dal rapporto tra la resistenza plastica a flessione e quella a taglio della sezione trasversale del *link* (Popov e Engelhardt, 1988) (6.5.6.1):

- «link corti»: $e \leq 1.6 \frac{M_{l,Rd}}{V_{l,Rd}}$ (21a)

- «link intermedi»: $1.6 \frac{M_{l,Rd}}{V_{l,Rd}} \leq e \leq 3 \frac{M_{l,Rd}}{V_{l,Rd}}$ (21b)

- «link lunghi»: $e \geq 3 \frac{M_{l,Rd}}{V_{l,Rd}}$ (21c)

Tale classificazione è schematicamente illustrata dal grafico di Figura 6.

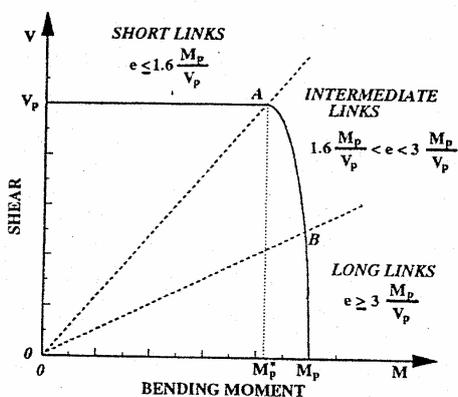
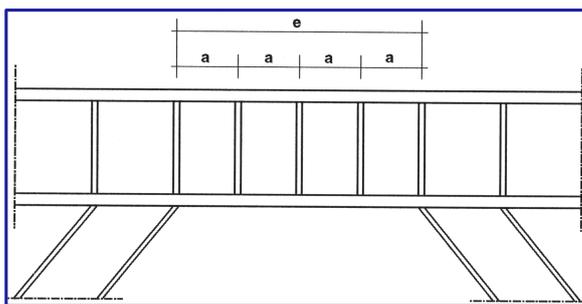


Figura 6. Classificazione dei *link*.

Nel caso di *link* corti la verifica di resistenza impone il rispetto della relazione $V_{1,Sd} < V_{1,Rd}$, essendo $V_{1,Sd}$ la sollecitazione di progetto del *link* generico e $V_{1,Rd}$ la già definita resistenza plastica di progetto. Analogamente, nel caso di *link* lunghi, per definizione, la caratteristica della sollecitazione che governa la plasticizzazione è il momento flettente, sicché la verifica impone che risulti: $M_{1,Sd} < M_{1,Rd}$. Nel caso di *link* di lunghezza intermedia, non è trascurabile l'interazione taglio-momento; conseguentemente, la verifica di resistenza si conduce considerando un opportuno dominio di interazione taglio-momento.

Occorre segnalare che le ricerche nel settore hanno evidenziato 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 tende ai controventi concentrici, mentre per lunghezze tendenti alla luce della trave si tende ad un comportamento a telaio.

Al fine di garantire adeguata duttilità, la Norma prescrive di disporre irrigidimenti d'anima, che servono a limitare i fenomeni di instabilità a taglio. Le regole costruttive per tali irrigidimenti sono mostrate in Figura 7, insieme ai valori ultimi delle deformazioni angolari a taglio γ_p suggeriti dall'esperienza, in funzione della spaziatura di tali irrigidimenti (6.5.6.7).

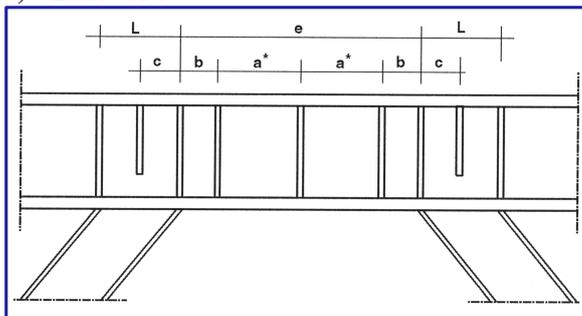


a) «Link corti»

$$a \leq 29t_w - h_b / 5 \quad \text{per} \quad \gamma_p = \pm 0.09 \text{rad}$$

$$a \leq 38t_w - h_b / 5 \quad \text{per} \quad \gamma_p = \pm 0.06 \text{rad}$$

$$a \leq 56t_w - h_b / 5 \quad \text{per} \quad \gamma_p = \pm 0.03 \text{rad}$$



b) «Link intermedi»

$$b = \min\{h_b, 1.5b_f\}$$

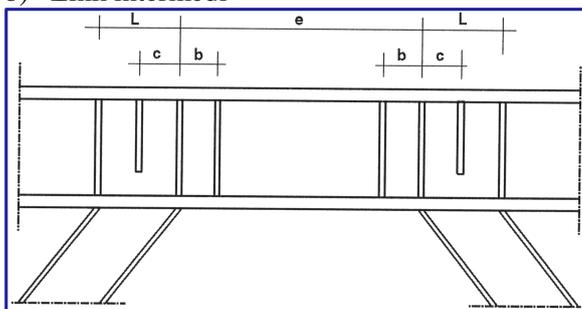
$$c = \min\{1.5b_f, 1.5L\}$$

$$a^* = a \quad \text{per}$$

$$e = 1.6 \frac{M_{1,Rd}}{V_{1,Rd}}$$

$$a^* = \frac{3}{2} \left(\frac{M_{1,Rd}}{V_{1,Rd}} - b_f \right) \quad \text{per} \quad e = 3 \frac{M_{1,Rd}}{V_{1,Rd}}$$

per valori intermedi di e si esegue un'interpolazione lineare



c) «Link lunghi»

$$b = 1.5b_f$$

$$c = \min\{1.5b_f, 1.5L\}$$

Figura 7. Dettagli costruttivi dei «link».

Gerarchia delle resistenze

Verifica di travi e colonne

Per il controllo semplificato del meccanismo di collasso, analogamente ai casi precedenti di strutture a telaio e a controventi concentrici, anche nel caso dei controventi eccentrici l'Ordinanza suggerisce di amplificare le sollecitazioni dovute alle forze sismiche e calcolate con un modello elastico della struttura. Tale amplificazione è effettuata a mezzo di un coefficiente α definito, nel caso di *link* corti, come segue (6.5.6.6):

$$\alpha = \min \left\{ \frac{\gamma_{ov} 1.5 V_{l,Rd,i} - V_{Sd,G,i}}{V_{Sd,E,i}} \right\} \leq q \quad (22)$$

in cui:

- $V_{l,Rd}$, valore di progetto della resistenza a taglio del *link*. Il coefficiente 1.5 dovrebbe tenere conto delle sovraresistenze dovute a incrudimento ed eventuale collaborazione di una soletta in calcestruzzo poggiata sul *link*; tale coefficiente gioca il ruolo che è proprio del coefficiente s nel caso di elementi che plasticizzano per tensioni normali.
- $V_{Sd,G,i}$ è il taglio indotto nell' i -esimo *link* dai carichi verticali.
- $V_{Sd,E,i}$ è il taglio indotto nell' i -esimo *link* dalle azioni sismiche.
- γ_{ov} e q sono come già definiti.

Gli sforzi normali di verifica delle colonne si ottengono, quindi, con la combinazione $N_{Sd,G} + \alpha N_{Sd,E}$, essendo $N_{Sd,G}$ e $N_{Sd,E}$ le sollecitazioni di progetto ottenute dal modello elastico sottoposto ai carichi gravitazionali (G) e sismici (E).

Nel caso di *link* lunghi, il coefficiente di amplificazione α è analogo, ma ovviamente definito in termini di momento flettente (6.5.6.6):

$$\alpha_i = \min \left\{ \frac{\gamma_{ov} 1.5 M_{l,Rd} - M_{Sd,G,i}}{M_{Sd,E,i}} \right\} \leq q$$

dove il significato dei simboli è analogo a quanto discusso con riferimento ai *link* corti.

Verifica dei collegamenti

I collegamenti trave-colonna (6.5.6.4) giocano un ruolo determinante nel caso di *link* posti in adiacenza alle colonne. In tale caso, infatti, le esperienze di laboratorio mostrano la necessità di avere collegamenti a completo ripristino di resistenza flessionale. Per essi l'Ordinanza richiede pertanto il rispetto del requisito indicato dalla formula (13).

Collegamenti di *link* sull'anima delle colonne non sono consentiti.

Riferimenti bibliografici

D.M.LL.PP. del 16/01/96: *Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche*.

ECCS – TC 13 “Seismic Design” (1988), *European Recommendations for Steel Structures in Seismic Zones*. First edition N. 54.

ECCS – TC 13 “Seismic design” (1994). *ECCS manual on design of steel structures in seismic zones*. First edition N. 76.

EN 1993-1:2005. *Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1: General structural rules.*

EN 1998-1:2005. *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings.*

Mazzolani F.M. (2004). La Nuova Normativa Sismica per le costruzioni in acciaio. *L'Edilizia n. 132*, Febbraio-Marzo 2004.

Mazzolani F.M., Landolfo R., Della Corte G., Faggiano B. (2005). *Progetto antisismico di edifici in acciaio*. Collana di Manuali di Progettazione Antisismica, IUSS Press, Pavia.

Mazzolani F.M., Piluso V. (1992). Evaluation of the rotation capacity of steel beams and beam-columns. *1st COST C1 Workshop*, Strasbourg, 28-30 October.

Mazzolani F.M., Piluso V. (1996). *Theory and design of seismic resistant steel frames*. E&FN SPON, London.

Mazzolani F.M., Piluso V. (1997). Review of code provisions for vertical irregularity. *Proceedings of STESSA '97: Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas* (Eds. Mazzolani, F.M., Akiyama H.), pp.250-257.

Mazzolani F.M., Piluso V. (2004). La nuova normativa sismica per le costruzioni in acciaio. *XI Congresso Nazionale "L'Ingegneria Sismica in Italia"*, Genova 25-29 gennaio.

Ordinanza della Presidenza del Consiglio dei Ministri, N. 3274 del 20/03/2003: *Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.*

Ordinanza della Presidenza del Consiglio dei Ministri, N. 3431 del 03/05/2005: *Ulteriori modifiche ed integrazioni all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri N. 3274 del 20/03/03.*

Popov E.P., Engelhardt M.D. (1988). Seismic Eccentrically Braced Frames. *Journal of Construction and Steel Research*, (10) 321-354.

LE SFIDE DELL'ACCIAIO NELLE COSTRUZIONI:

L'ACCIAIO CONTRO IL TERREMOTO

Federico M. Mazzolani

Dipartimento di Analisi e Progettazione Strutturale
Università degli Studi di Napoli "Federico II"

Abstract

Viene brevemente esaminato il comportamento sismico delle strutture in acciaio sotto gli aspetti della metodologia di progetto e dei sistemi costruttivi. A partire dall'analisi dei danni provocati dagli ultimi terremoti distruttivi verificatisi nel mondo, i materiali da costruzione vengono confrontati fra loro ed importanti insegnamenti debbono essere tenuti in dovuta considerazione. Viene successivamente fornita un'ampia disamina di realizzazioni di strutture sismo-resistenti, sia in Italia sia nel mondo, che illustrano le molteplici vantaggiose prerogative della carpenteria metallica.

Keywords: strutture di acciaio, tipologie sismo-resistenti, progettazione sismica, emergenza sismica, dispositivi antisismici

Come difendersi dai terremoti

Il tema della difesa dai terremoti è oggi di estrema attualità a fronte degli eventi sismici che si stanno susseguendo nel mondo secondo una tragica incalzante sequenza. Basta a quanto è successo negli ultimi anni, da Northridge – USA (17 gennaio 1994) e Kobe – Giappone (17 gennaio 1995) fino all'ultimo disastroso terremoto del Pakistan (Ottobre 2005), passando attraverso il disastroso terremoto italiano dell'Umbria. E' un appuntamento periodico la cui frequenza sta aumentando con ritmo inquietante.

Nascono spontanee alcune domande (Mazzolani, 1999 c).

La prima:

“come l'uomo può difendersi dagli effetti devastanti dei terremoti?”

cui segue conseguentemente ed immediatamente la seconda:

“può l'acciaio aiutare nell'opera di protezione e in che misura?”

A questi quesiti si cercherà nel breve spazio a disposizione di dare una risposta.

Come si comportano i materiali da costruzione

Ogni terremoto può essere considerato come un laboratorio sperimentale in cui le strutture vengono sottoposte a severe prove di carico non solo in campo elastico, come sono state di fatto calcolate, ma anche in campo plastico sotto azioni dinamiche fino a collasso (Fig. 1).



Fig. 1

L'esame dei danni subiti rappresenta una preziosa fonte d'informazione sull'affidabilità strutturale delle varie tipologie costruttive. I materiali da costruzione debbono essere richiamati alle proprie responsabilità e vengono messi sotto accusa perché colpevoli della perdita di vite umane (Mazzolani, 1999a, 1991 b, 1994).

Le prime a cedere sotto l'impeto del sisma sono ovviamente le vecchie costruzioni in muratura, incapaci di sopportare azioni di elevata intensità e frequenza per la loro natura intrinseca aggravata dalla vetustà (Fig. 2). Questo non si può certo giustificare, ma se ne comprende il perché.

Quello che invece non può essere assolutamente accettato è il crollo di nuove opere costruite con materiali moderni. Il c.a. ad esempio dovrebbe essere più affidabile della muratura e di fatto lo è, a patto che sia correttamente progettato ed eseguito. Purtroppo non sono pochi i casi di strutture in c.a. che sono miseramente crollate: queste immagini non hanno bisogno di commenti (Fig. 3).

Cattiva esecuzione e materiali scadenti; questo è il prezzo che si paga quando si continuano ad impiegare tecnologie artigianali. Conglomerato di pessima qualità che si sbriciola, armature in semplice tondo liscio (Fig. 4) e, cosa gravissima, le

staffe sono quasi sempre scarse o addirittura assenti, perfino nei nodi trave-pilastro (Fig. 5).

Sono esempi emblematici, significativi di quanto si è osservato purtroppo in varie occasioni (vedi terremoto della Campania-Basilicata del 1980) e non ultimi gli edifici miseramente crollati in Turchia durante l'ultimo terremoto del 1999.



Fig. 2



Fig. 3



Fig. 4



Fig. 5

Al contrario il materiale “acciaio” è dotato di una notevole duttilità intrinseca, che consente allungamenti a rottura sempre superiore al 20% e quindi sembrerebbe l'ideale in situazioni dove sono richieste elevate deformazioni plastiche.

Tuttavia per dovere di onestà bisogna segnalare, anche per completezza, che gli ultimi eventi sismici americani e giapponesi hanno in parte intaccato la solida reputazione dell'acciaio. Ma sempre per onestà si deve riconoscere che questi “incidenti” si sono verificati in un numero modesto di casi, qualche per cento rispetto al totale delle opere danneggiate. È opportuno analizzare nel dettaglio

questi incidenti per poter trarre degli insegnamenti e migliorare (Mazzolani, 1999 a).

Si è detto che il materiale “acciaio” è molto duttile, ma si possono verificare delle condizioni particolarmente severe per la concomitanza di un’elevata velocità di applicazione del carico in presenza di basse temperature (Gioncu & Mazzolani, 2002). Queste condizioni, che peraltro sono molto rare, si sono verificate eccezionalmente durante il terremoto di Kobe, dando luogo a fenomeni di rottura fragile (Fig. 6). A Kobe erano le 6 del mattino in inverno e le colonne scatolari di un edificio multipiano si sono fessurate lontano dai collegamenti saldati (Fig. 7).

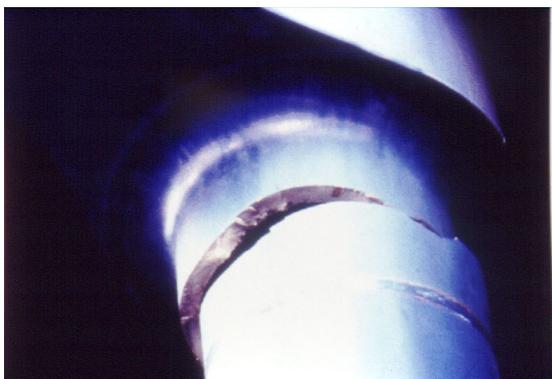


Fig. 6



Fig. 7

Sono comportamenti difficilmente riproducibili attraverso le normali prove di laboratorio e pertanto ignorati fino ad oggi nella normativa tecnica.

La duttilità delle sezioni viene meno quando insorgono fenomeni di instabilità locale. L’imbozzamento dei montanti in alcune pile da ponte si è verificato a Kobe (Fig. 8), ma bisogna ricordare che questo terremoto è stato caratterizzato da scosse sussultorie di notevole importanza, scosse che normalmente vengono sottovalutate e talvolta trascurate dalla normativa corrente.

Va inoltre segnalato che il dissesto locale nelle colonne di un edificio del centro Pino Suarez di Città del Messico durante il sisma del 1986 è dipeso da cattiva esecuzione (Fig. 9).



Fig. 8



Fig. 9

Come è noto, la duttilità delle membrature è condizionata dai fenomeni d'instabilità. Nel caso di strutture controventate con croci di Sant'Andrea, l'alternanza ciclica delle azioni ondulatorie può provocare deformazioni permanenti nelle aste (Fig. 10).

Ma le parti più delicate sotto l'aspetto della duttilità sono notoriamente i collegamenti (Mazzolani, 1998, 1999 b). Nei collegamenti saldati dei nodi trave-colonna i difetti delle saldature, soprattutto se eseguite in opera secondo una prassi spesso seguita in USA ed in Giappone, possono favorire fenomeni di rottura fragile (Fig. 11).



Fig. 10



Fig. 11

Nei collegamenti bullonati, che molto spesso non sono a completo ripristino di resistenza, la presenza dei fori crea una sezione a resistenza ridotta che infragilisce l'attacco dell'intera membratura (Fig. 12).

Si è voluto brevemente illustrare queste tipologie di danno che si sono verificate nelle strutture di acciaio soprattutto durante il terribile terremoto di Kobe, al solo scopo di avere un quadro completo sul comportamento dei materiali da costruzione.

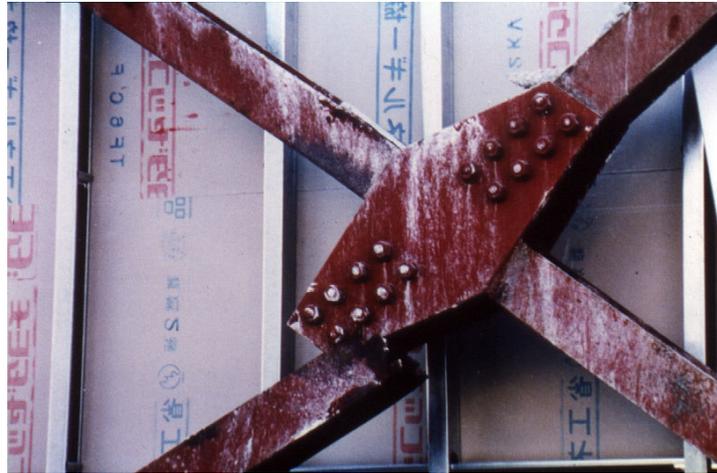


Fig. 12

Sembra opportuno tuttavia sottolineare che le strutture in acciaio danneggiate sono state un'esigua minoranza e sottolineare con chiarezza che si è trattato di un evento eccezionale estremamente severo per l'entità dell'energia liberata e per la superficialità dell'epicentro immediatamente al di sotto del cuore della città.

Basti pensare che in alcuni edifici di recente costruzione e di moderna concezione nel centro direzionale di Kobe le scosse sussultorie dotate di un'elevata velocità di propagazione hanno determinato il crollo dei pilastri di un piano intermedio che è letteralmente scomparso, senza vistosi spostamenti laterali (Figg. 13 e 14).



Fig. 13



Fig. 14

Sono ancora in corso studi e ricerche per comprendere quanto è successo e conseguentemente modificare la normativa e le tecniche costruttive. In una parola, una lezione di cui fare tesoro per il futuro da parte di tutta la comunità scientifica, anche per un'utilizzazione ancora più efficiente dell'acciaio (Mazzolani & Gioncu, 2000; Mazzolani 2003). Congressi specifici, come STESSA '97 (Kyoto), STESSA 2000 (Montreal), STESSA '03 (Napoli) e STESSA '06 (Yokohama), hanno dato e daranno autorevoli contributi in questo senso.

Un modo intelligente per utilizzare l'acciaio

L'eccezionalità del terremoto di Kobe non ha tuttavia offuscato l'immagine del Giappone come modello di politica di prevenzione anti-sismica, che ha sviluppato immediatamente e sistematicamente dopo il terremoto che distrusse Tokyo nel 1923. Attraversando il Giappone di oggi si rimane colpiti dall'uso massiccio della carpenteria metallica negli edifici e nei ponti (Mazzolani, 2006).

Nel caso degli edifici (Figg. 15 e 16), non solo industriali, ma anche per civile abitazione o per uffici, la struttura di acciaio è presente in oltre il 60% dei casi e questo nonostante il fatto che in Giappone il legno è ancora il primo materiale da costruzione nell'edilizia residenziale di uno o due piani.

A Tokyo sono stati costruiti negli anni 80 e 90 numerosi edifici di grande altezza, fino a 300 m, tutti rigorosamente in acciaio (Figg. 17 e 18), che utilizzano tipologie moderne con schemi resistenti a telaio (Fig. 19) e a controventi eccentrici (Fig. 20).



Fig. 15



Fig. 16

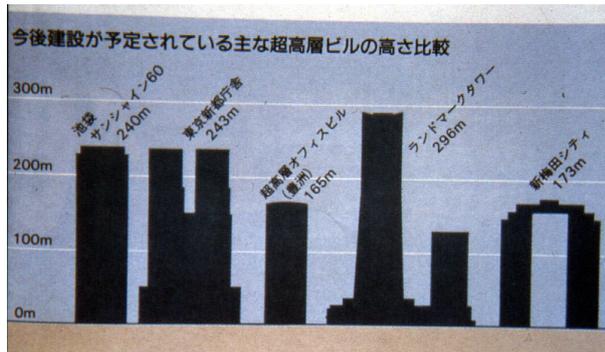


Fig. 17

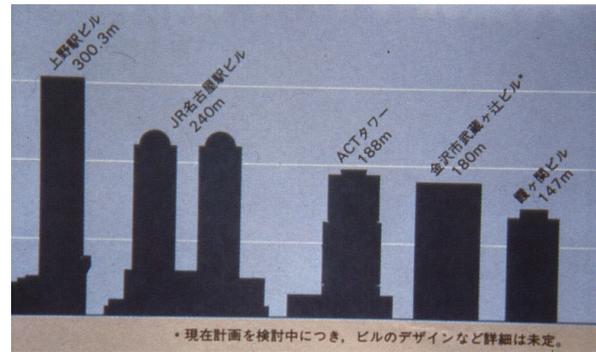


Fig. 18

Gli elementi strutturali vengono prefabbricati in officina mediante processi automatici di saldatura (Fig. 21), per poi essere trasportati in opera per il montaggio (Fig. 22). Le saldature in opera, a volte necessarie per realizzare il collegamento colonna-colonna, vengono eseguite con sistemi affidabili (Fig. 23). Alta tecnologia al servizio di un'impeccabile concezione strutturale, che conduce ad un elevato grado di protezione contro il rischio sismico.

Si rimane colpiti dalle massicce dimensioni della carpenteria metallica (Fig. 24).



Fig. 19

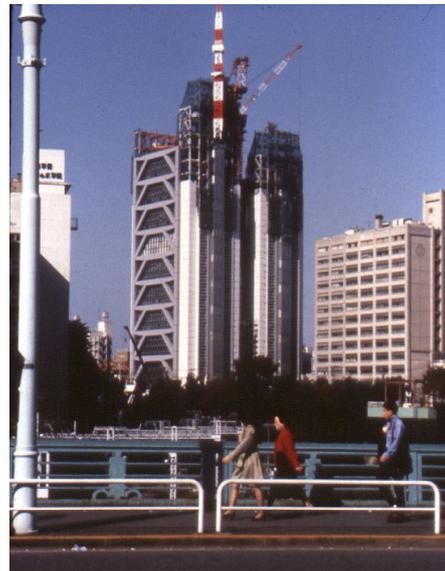


Fig. 20



Fig. 21

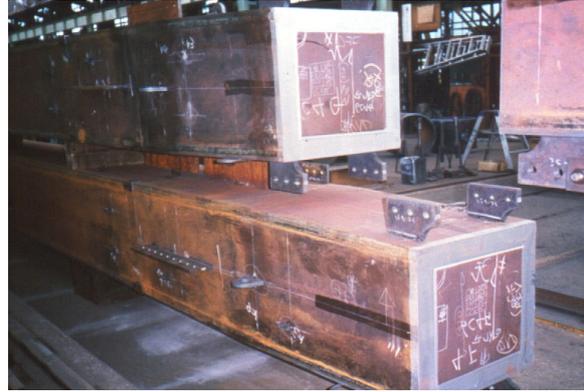


Fig. 22

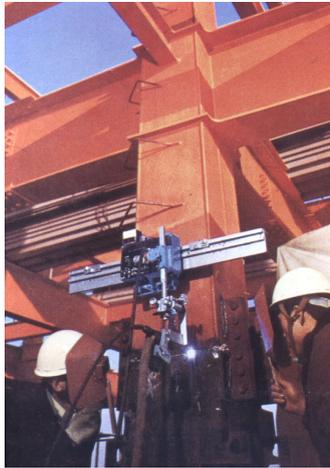


Fig. 23



Fig. 24

Non c'è da stupirsi. Infatti da un confronto effettuato applicando le varie normative Europee, Statunitensi e Giapponesi è risultato che il valore della forza di taglio di progetto alla base degli edifici fornito dalla normativa Giapponese, ancora prima delle modifiche conseguenti agli effetti di Kobe, a parità di altre condizioni è doppio rispetto a quello fornito dalle altre normative. Ne consegue quindi che l'incidenza di acciaio negli edifici alti varia fra 65 e 100 Kg/mc, il doppio che in occidente.

Bisogna riconoscere al Giappone una inappuntabile concezione costruttiva che mette al sicuro contro ogni emergenza. E' il frutto della cultura dell'acciaio che si sviluppa in presa diretta con la cultura (o meglio la paura!) del terremoto.



Fig. 25



Fig. 26



Fig. 27



Fig. 28

Per edilizia normale di tipo corrente viene usato in Giappone il sistema costruttivo così detto della “*colonna ad albero*”. L’elemento-colonna arriva a piè d’opera con i nodi già muniti dei monconi di trave preventivamente saldati in officina sotto controllo di qualità (Fig. 25). I singoli pezzi prefabbricati vengono sollevati in opera (Fig. 26) e collegati mediante giunti bullonati ubicati in zone debolmente sollecitate (Fig. 27). Si ottiene così un nodo monolitico che dà luogo ad uno schema resistente a telaio dotato di elevate riserve di duttilità (Fig. 28).

Questa tecnica costruttiva della “*colonna ad albero*”, apprezzabile per la sua semplicità, viene utilizzata spesso anche in Italia.

Il rovescio della medaglia

Ma esiste il rovescio della medaglia! Nel 1991 lo scrivente fu invitato a Teheran per partecipare al primo Congresso di Ingegneria Sismica tenuto in Iran. Con una grande meraviglia fu osservato che le strutture in acciaio erano abbastanza numerose (Mazzolani, 1994). Ma come erano fatte:

- colonne composte costituite da due profili a I calastrellati (Fig. 29);
- travi costituite dagli stessi profili a I affiancati a cavallo dei montanti oppure alveolati (Fig. 30);
- collegamenti nodali affidati ad improbabili saldature a cordoni d'angolo appuntati in opera;
- il tutto completato con solai a voltine di mattoni e pesanti tamponature (Fig. 31).

Il risultato? Non c'è stato più da stupirsi questa volta nell'apprendere che molti di questi edifici erano miseramente crollati durante un recente terremoto (Fig. 32).

Una sconsiderata applicazione dell'acciaio ed una conseguente immagine negativa dovuta al suo pessimo uso.



Fig. 29



Fig. 30

La politica europea

Come si comporta nel frattempo l'Europa nei riguardi dei terremoti? In essa convivono due tipi di Paesi: quelli della fascia mediterranea ad alto rischio sismico e quelli nordici con natura geologica più stabile. I primi usano, o almeno dovrebbero usare l'acciaio per difendersi, ma sono più poveri ed hanno difficoltà per mancanza di tradizione tecnologica; gli altri che lo usano più spesso lo propongono nell'esportazione di strutture verso i Paesi sismici del terzo mondo, anche per evitare quanto è stato osservato in Iran.

Entrambi usano le stesse Raccomandazioni: quelle messe a punto dalla Convenzione Europea della Costruzione Metallica del 1988, che poi sono state incorporate nella parte “Acciaio” dell’Eurocodice n. 8.



Fig. 31



Fig. 32

L'acciaio e l'emergenza sismica in Italia

Come viene impiegata la carpenteria metallica in Italia nelle zone a rischio sismico ?

L'acciaio viene subito utilizzato nella prima fase di emergenza sotto forma di ponteggi tubolari per contrastare fra loro le facciate di edifici pericolanti (Fig. 33).



Fig. 33

Il rischio è che questo provvedimento di carattere provvisorio possa diventare definitivo, come si è verificato a Napoli nei Quartieri Spagnoli, dove i ponteggi tubolari messi in opera dopo il terremoto del novembre 1980 sono rimasti in piedi fino a pochi anni fa, con un costo di noleggio decisamente superiore a quello di un intervento definitivo.

Interi nuovi villaggi sono stati edificati in Irpinia dopo il terremoto del novembre 1980 per sostituire i vecchi crollati (Fig. 34). Si sono utilizzate case monopiano prefabbricate in acciaio: sistemi costruttivi semplici, ma di facile e rapido montaggio (Fig. 35).

Anche edifici multipiano sono stati realizzati in carpenteria di acciaio, durante la ricostruzione del Friuli (1976) e della Campania (1980), utilizzando strutture controventate (Fig. 36) completate da solai e pannelli prefabbricati in conglomerato (Fig. 37).



Fig. 34

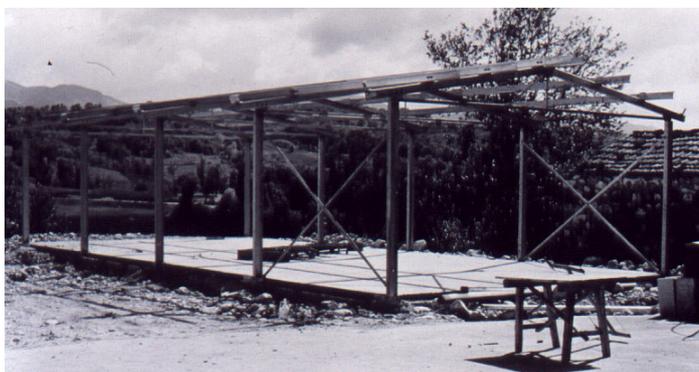


Fig. 35



Fig. 36



Fig. 37

Negli anni ottanta fu messo a punto dall'Italsider un sistema prefabbricato in acciaio chiamato BASIS, con il quale sono state costruite case antisismiche di scarso pregio estetico (Fig. 38a), molte delle quali esportate in Nord Africa (Fig. 38b). Per evitare di costruire delle "scatolette" poco gradite in Italia, il sistema è stato successivamente modificato con l'aggiunta di elementi curvi per movimentare

la facciata e conferire all'involucro una certa valenza architettonica. Un'applicazione in questo senso è stata fatta nell'edificio del Centro Civico di Civitavecchia (Figg. 39 e 40).

Nell'ambito napoletano, si ricorda il sistema prefabbricato a nodi rigidi, ma interamente bullonato, messo a punto dalla ditta Carannante, che è stato utilizzato in alcune applicazioni industriali (Fig. 41).



Fig. 38a



Fig. 38b



Fig. 39



Fig. 40

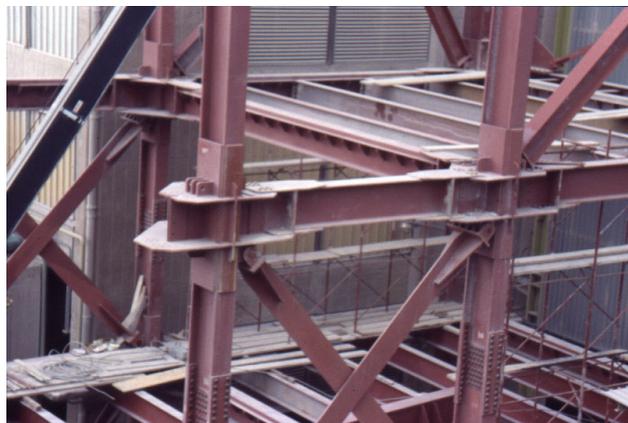


Fig. 41

Sistemi antisismici ad elevata protezione

Ma rispetto all'edilizia corrente, le comprovate doti sismo-resistenti della carpenteria metallica potrebbero e possono essere sfruttate molto più proficuamente in regioni a rischio sismico anche in costruzioni più impegnative, con destinazione d'uso prioritario in caso di emergenza come i municipi, gli uffici pubblici, gli ospedali, le caserme. In Italia, anche se questa prassi non può certo considerarsi consolidata, qualcosa si è mosso negli ultimi decenni in questa direzione.

Il nuovo Centro Direzionale di Napoli (Fig. 42) può rappresentare un esempio significativo (Mazzolani, 1995). La sua costruzione è iniziata immediatamente dopo il terremoto del 1980, quando la città di Napoli è stata inserita per la prima volta in zona sismica di terza categoria. Si tratta di un insediamento urbanistico con edifici medio-alti, simile a La Defence di Parigi, anche se le dimensioni planimetriche dell'intervento napoletano una volta completo saranno circa il doppio di quello francese con una superficie totale di 110 ettari (Fig. 43).



Fig. 42



Fig. 43

Dallo studio preliminare del progetto plano-volumetrico, nei così detti sistemi composti acciaio-calcestruzzo è stata individuata la tipologia costruttiva più idonea per conciliare la funzione sismo – resistente con gli aspetti economici della costruzione (Fig. 44). Tali sistemi sono caratterizzati da una razionale suddivisione di compiti: le azioni orizzontali vengono affidate ai nuclei in c.a. che svolgono la funzione di controventamento, mentre tutti i carichi verticali sono portati dall'ossatura in acciaio con schema pendolare, caratterizzato da semplici collegamenti bullonati a "squadrette" (Fig. 45).

Non sarebbe certo una soluzione ottimale in paesi fortemente sismici come il Giappone, ma risponde alle esigenze locali di bassa sismicità.

A struttura composta sono le tre torri del Palazzo di Giustizia (Fig. 46), il più grande d'Europa, che è già funzionante nonostante il vigliacco attacco camorristico

che ha incendiato la torre più alta. I controventi in c.a. hanno la forma di volte sottili ad asse verticale. Due nuclei in c.a. a forma di losanga controventano le due torri gemelle dell'ENEL (Fig. 47). Dalla loro sommità si diparte un'ossatura sospesa in acciaio collegata ai nuclei mediante dispositivi smorzanti.



Fig. 44



Fig. 45



Fig. 46



Fig. 47

Fra le opere napoletane dell'area orientale non si può dimenticare di citare il nuovo Centro dei Vigili del Fuoco (Fig. 48), per la varietà di soluzioni in acciaio utilizzate a fronte delle varie esigenze emerse nel corso della progettazione degli otto corpi di fabbrica che compongono il centro stesso (Fig. 49).

Il più famoso è l'edificio "alloggi" (Figg. 50 e 51), che ha avuto il prestigioso premio della Convenzione Europea della Costruzione Metallica nel 1987, con la seguente motivazione della Giuria internazionale (Mazzolani, 1986):

“Data la sua rispondenza ai requisiti di prevenzione incendi e sicurezza antisismica, questo edificio è la perfetta dimostrazione delle possibilità dell'acciaio.

Allo stesso tempo è ricco di valori espressivi e dimostra che le autorità addette alla prevenzione incendi (vigili del fuoco) possono anche superare le obiezioni che alcuni possono talvolta avere contro la costruzione in acciaio” (una frecciata alla usuale severità con cui i pompieri considerano l'acciaio, o meglio consideravano; oggi infatti la loro posizione è sostanzialmente cambiata anche grazie a questa realizzazione).



Fig. 48

- A: Alloggi e autorimessa
- B: Colonna mobile
- C: Officina
- D: Castello di manovra
- E: Impianti tecnologici
- F: Corpo di guardia
- G: Comando, uffici
- H: Palestra

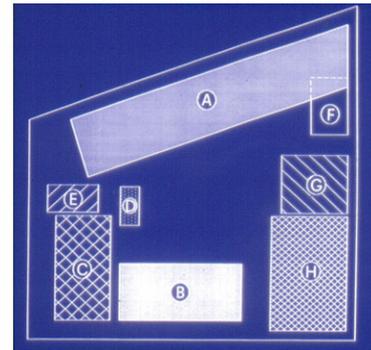


Fig. 49



Fig. 50



Fig. 51

Lo schema strutturale è costituito da nuclei in c.a. disposti secondo una maglia 18×18 metri sormontati da un grigliato in acciaio a cui sono sospesi i vari livelli (Fig. 52).

Questa costruzione si può collocare nell'ambito degli edifici-macchina, dove l'effetto meccanismo consiste nel fatto che la gabbia sospesa dell'edificio è completamente isolata sismicamente, grazie alla presenza di appositi dispositivi isolanti e smorzanti collocati sulla sommità dei nuclei in c.a. che costituiscono appoggio del grigliato superiore (Fig. 53). Può essere ricordato come il primo edificio isolato sismicamente realizzato in Italia.



Fig. 52



Fig. 53

Il secondo corpo di fabbrica, detto “*colonna mobile*” (Fig. 54), ha la stessa maglia del precedente (18 × 18 metri), ma la struttura è realizzata secondo lo schema “tutto-acciaio” (Fig. 55). Gli impalcati sono collegati agli elementi verticali mediante speciali dispositivi oleodinamici (Fig. 56), che sviluppano la funzione di “*vincolo provvisorio*” nel caso di terremoti con breve periodo di ritorno, ma nel caso di terremoti violenti dissipano circa l’80% dell’energia sismica in ingresso, proteggendo la struttura in acciaio da possibili danneggiamenti (Mazzolani & Serino). Altri dispositivi in neoprene smorzano gli effetti di martellamento fra impalcati e nuclei (Fig. 57). Questo edificio, completato verso la fine degli anni 80, è stato recentemente sopraelevato di due piani (Fig. 58), utilizzando lo stesso sistema costruttivo.



Fig. 54



Fig. 55

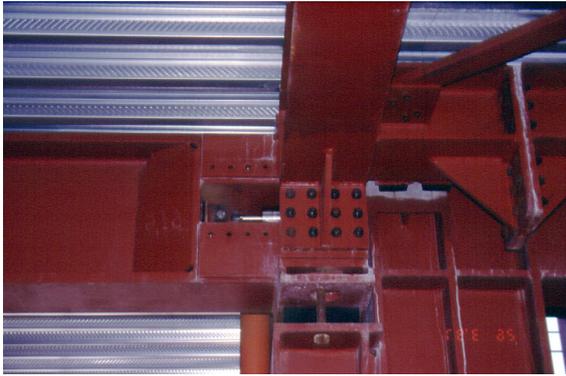


Fig. 56

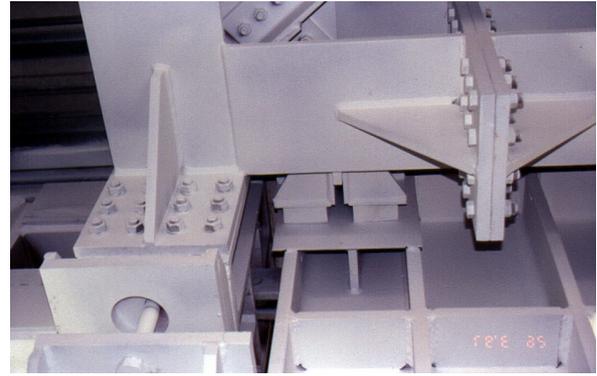


Fig. 57



Fig. 58

L'uso di questi dispositivi idrodinamici ha trovato recentemente applicazione anche in due casi di restauro strutturale di antichi edifici murari con caratteristiche monumentali (Mazzolani & Mandara, 1992). Il dispositivo rappresenta elemento di raccordo fra la muratura esistente e la nuova struttura in acciaio di copertura. La prima applicazione, prima in assoluto nel suo genere (1990), è stata effettuata nel restauro della Chiesa di S. Giovanni in Carife, provincia di Avellino. Il tetto in legno della navata principale è stato sostituito da capriate in acciaio collegate inferiormente da un grigliato piano concepito per conferire alla struttura un comportamento scatolare in caso di sisma (Fig. 59). I dispositivi collocati sulla sommità dei muri svolgono la funzione di vincolo provvisorio (Fig. 60), consentendo liberamente i movimenti dovuti alle dilatazioni termiche in condizioni di esercizio, ma bloccando rigidamente le capriate sotto lo shock sismico: così come funzionano le “cinture di sicurezza” nelle auto.



Fig. 59

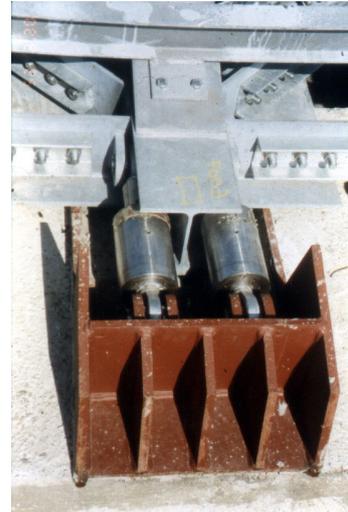


Fig. 60

La seconda applicazione (1996) riguarda la copertura di una nuova biblioteca della Università di Napoli nella sede della Facoltà di Scienze di Via Mezzocannone (Fig. 61). Una pianta rettangolare allungata coperta da travi di acciaio alveolate con luce di 16 metri circa ed interasse di 1 metro (Fig. 62).

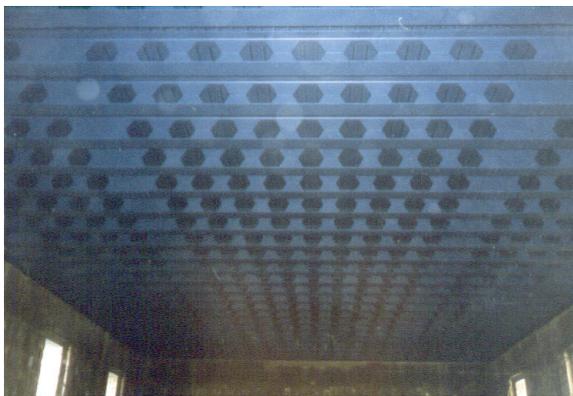


Fig. 61



Fig. 62

I dispositivi di appoggio sono collocati sul perimetro lungo i due lati lunghi e sono collegati al cordolo sottostante mediante appositi tirafondi. Il dettaglio costruttivo (Fig. 63) è stato studiato in maniera da separare la funzione portante i carichi verticali, che avviene mediante cuscini di neoprene, da quella di smorzamento sismico mediante i cilindri oleodinamici (Mazzolani & Mandara, 2006). Le due fasce longitudinali della copertura sono coperte da elementi rimovibili per consentire in qualsiasi momento l'ispezione ed il controllo dei dispositivi (Fig. 64).

Una più recente applicazione di un analogo sistema è stata effettuata nel 2003 nel corso dei lavori di recupero di un vecchio capannone industriale a Sarno, dove

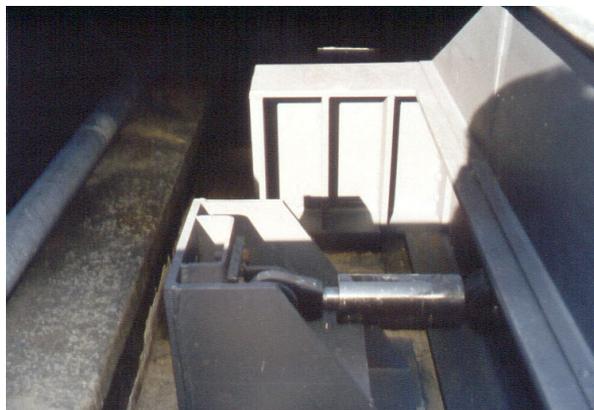


Fig. 63



Fig. 64

sono state risanate le murature esistenti ed è stata realizzata una nuova copertura a capriate di acciaio (Fig.65) vincolate ad un estremo a dispositivi a vincolo provvisorio (Fig. 66) ed all'altro a dispositivi dissipatori (Mazzolani & Mandara, 2004).



Fig.65

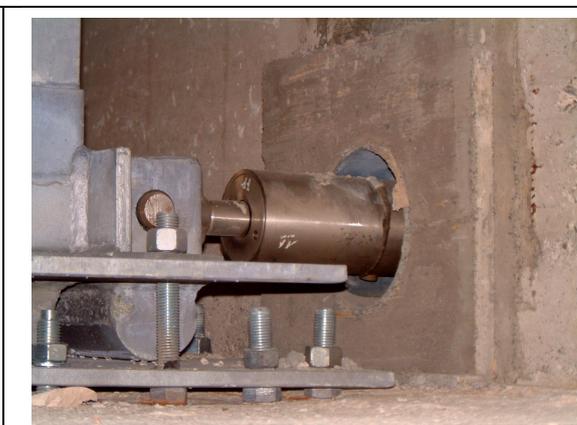


Fig.66

Si tratta di un caso appartenente alla così detta *archeologia industriale*, dove la nuova struttura in acciaio, abbinata a dispositivi di tipo speciale, fornisce un elevato grado di protezione sismica, senza un sostanziale aumento dei costi rispetto alle soluzioni tradizionali.

Bibliografia

- Gioncu V. & Mazzolani F.M. (2002). *Ductility of Seismic Resistant Steel Structures*, E & FN Spon, Londra.
- Mazzolani F. M. (1986). The seismic resistant structures of the New Fire Station of Naples. *Costruzioni Metalliche n. 6*.
- Mazzolani F. M. (1991a). Seismic behaviour of steel structures (relazione su invito), *Proc. of the 1st Int. Conference on Steel Structures*, Giugno, Atene.
- Mazzolani F. M. (1991b). Seismic behaviour of steel structures (relazione su invito), *Proc. of the 6th Int. Conference on Steel Structures*, Ottobre, Timisoara.
- Mazzolani F.M. (1994). Design of seismic resistant steel structures (relazione su invito), *Proc. of the 10th European Conference on Earthquake Engineering*, 28 Agosto - 2 Settembre, Vienna.
- Mazzolani F. M. (1995). Seismic-resistant solutions in the new Management Centre of Naples (relazione su invito). *Fifth World Conference on Habitat and the High-rise: Tradition and Innovation - Council on Tall Buildings and Urban Habitat*, 14 – 19 Maggio, Amsterdam.
- Mazzolani F. M. (1998). Design of steel structures in Seismic areas: the paramount influence of connections (relazione su invito). *COST C1 Int. Conference "Control of the semi-rigid behaviour of civil engineering structural connections"*, Settembre, Liegi.
- Mazzolani F. M. (1999a). Principles of design of seismic resistant steel structures (relazione su invito). *National Conference on Metallic Structures*, 20 Maggio, Lubiana.
- Mazzolani F.M. (1999b). Reliability of moment resistant connections of steel building frames in seismic areas (relazione su invito), *International Seminar on Seismic Engineering for Tomorrow - In Honour of Prof. H. Akiyama*, 26 Novembre, Tokyo.
- Mazzolani F.M. (1999c). Progettare e costruire con l'acciaio in zona sismica, *XVII Congresso C.T.A. – relazioni congressuali*, Ottobre, Napoli.
- Mazzolani F.M. (2003). Steel and Composite Structures in European Seismic Areas: Research, Codification, Design and Applications, *Earthquake Spectra*, Volume 19, No.2, pp. 415-452, Maggio.
- Mazzolani F.M. (2006). Steel against earthquake (relazione su invito), *Proc. of the International Conference on Metal Structures (ICMS 06)*, Settembre, Poiana Brasov.
- Mazzolani F.M. & Gioncu V. (eds.) (2000). *Seismic Resistant Steel Structures (CISM Course)*, Springer – Verlag Wien, New York.
- Mazzolani F.M. & Mandara A. (1992). *Nuove strategie di protezione sismica per edifici monumentali: il caso della Collegiata di S. Giovanni Battista in Carife*, Edizione Segno Associati per la Soprintendenza ai B.A.A.A.S. di Salerno e Avellino.
- Mazzolani F.M. & Mandara A. (2004). Seismic Up-grading of an Old Industrial Masonry Building by Dissipative Steel Roofing, *Proc. of the IV Int. Seminar on "Structural Analysis of Historical Constructions - Possibilities of experimental and numerical techniques"*, 10-13 Novembre, Padova.
- Mazzolani F.M. & Mandara A. (2006). New steel roofing for the main building of the University Federico II in Naples, *Proc. of the 2nd Int. Conference on the "Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas" (STESSA '06)*, 14-17 Agosto, Yokohama.
- Mazzolani F.M. & Serino G. (1997). Viscous Energy Dissipation Devices for Steel Structures: Modelling, Analysis and Application, *Proc. of the 2nd Int. Conference on the "Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas" (STESSA '97)*, Kyoto, 3-8 Agosto.