

Università di Trieste
Dipartimento di Ingegneria e Architettura

Corso di
Progettazione e riabilitazione
Sismica delle Strutture

Modulo 1: Progettazione strutturale in zona sismica

COSTRUZIONI IN ACCIAIO

Prof. Ing. Natalino Gattesco

GENERALITA'

Gli edifici in acciaio, così come le altre tipologie strutturali devono essere progettati in accordo con uno dei seguenti comportamenti strutturali:

- A. Comportamento strutturale dissipativo
- B. Comportamento strutturale non dissipativo

Nel caso B gli effetti delle azioni sismiche devono essere, per ogni tipologia, calcolati in base all'analisi elastica lineare, senza tener conto di comportamenti oltre il campo elastico. Nella determinazione dello spettro di progetto si deve assumere $q \leq 1,5$ (normalmente $q=1$). Le verifiche sui singoli elementi e sui collegamenti si eseguono come per le strutture soggette ai soli carichi statici.

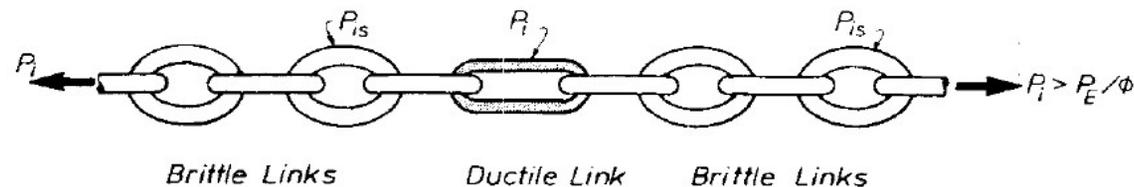
Se la struttura è dissipativa il fattore di struttura q dipenderà invece dalla tipologia e dai criteri di progettazione adottati.

GENERALITA'

Nelle zone dissipative, al fine di assicurare che le stesse si formino in accordo con quanto previsto in progetto, la possibilità che il **reale limite di snervamento dell'acciaio sia maggiore del limite nominale** deve essere tenuta in conto attraverso un opportuno **coefficiente γ_{ov}** . (*overstrength factor*)

Tipo di acciaio	γ_{ov}
S235, S275, S355	1.25
S420, S460	1.15

Gli elementi non dissipativi delle strutture dissipative e i collegamenti tra le parti dissipative ed il resto della struttura devono possedere una capacità sufficiente a consentire lo sviluppo della plasticizzazione ciclica delle parti dissipative (Capacity design).



CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione di strutture metalliche e di strutture composte si dovranno utilizzare acciai conformi alle norme armonizzate UNI EN 10025-1, UNI EN 10210-1 e UNI EN 10219-1, recanti la Marcatura CE. In tabella le principali caratteristiche.

Tabella 11.3.IX – Laminati a caldo con profili a sezione aperta

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale dell'elemento			
	$t \leq 40$ mm		40 mm $< t \leq 80$ mm	
	f_{yk} [N/mm ²]	f_{tk} [N/mm ²]	f_{yk} [N/mm ²]	f_{tk} [N/mm ²]
UNI EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	420	550
UNI EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
UNI EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
UNI EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Le caratteristiche principali, per i laminati a caldo con profili a sezione cava, sono riportate in tabella.

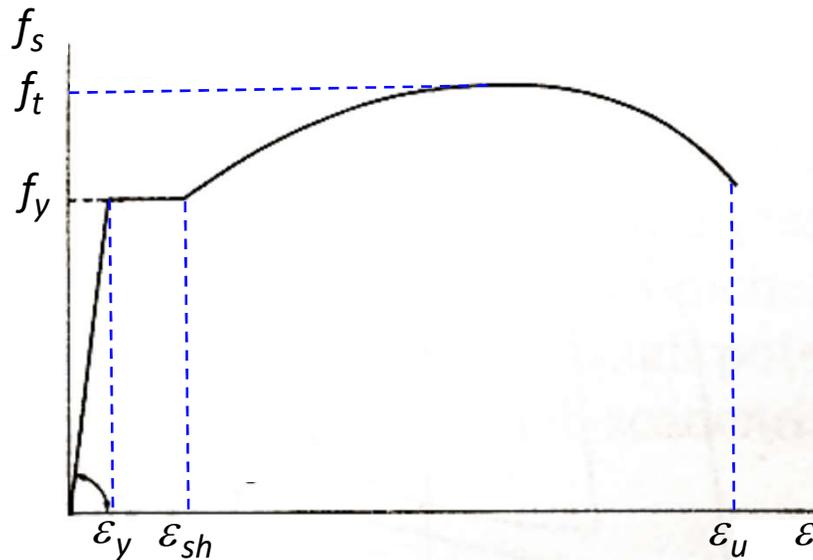
Tabella 11.3.X - Laminati a caldo con profili a sezione cava

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale dell'elemento			
	$t \leq 40 \text{ mm}$		$40 \text{ mm} < t \leq 80 \text{ mm}$	
	$f_{yk} \text{ [N/mm}^2\text{]}$	$f_{tk} \text{ [N/mm}^2\text{]}$	$f_{yk} \text{ [N/mm}^2\text{]}$	$f_{tk} \text{ [N/mm}^2\text{]}$
UNI EN 10210-1				
S 235 H	235	360	215	340
S 275 H	275	430	255	410
S 355 H	355	510	335	490
S 275 NH/NLH	275	390	255	370
S 355 NH/NLH	355	490	335	470
S 420 NH/NLH	420	540	390	520
S 460 NH/NLH	460	560	430	550
UNI EN 10219-1				
S 235 H	235	360		
S 275 H	275	430		
S 355 H	355	510		
S 275 NH/NLH	275	370		
S 355 NH/NLH	355	470		
S 275 MH/MLH	275	360		
S 355 MH/MLH	355	470		
S 420 MH/MLH	420	500		
S460 MH/MLH	460	530		

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per le zone dissipative si applicano le seguenti regole aggiuntive:

- per gli acciai da carpenteria il rapporto fra i valori caratteristici della tensione di rottura f_{tk} e la tensione di snervamento f_{yk} deve essere maggiore di 1,10 e l'allungamento a rottura A_5 , misurato su provino standard, deve essere non inferiore al 20%;
- la tensione di snervamento media $f_{y,media}$ deve risultare inferiore ad $1,20 f_{y,k}$ per acciaio S235 e S275, oppure ad $1,10 f_{y,k}$ per acciai S355, S420 ed S460;
- i collegamenti bullonati devono essere realizzati con bulloni ad alta resistenza di classe 8.8 o 10.9.



TIPOLOGIE STRUTTURALI

strutture intelaiate, sono composte da telai che resistono alle forze orizzontali con un comportamento prevalentemente flessionale. In queste strutture le **zone dissipative sono principalmente collocate alle estremità delle travi**, in **prossimità dei collegamenti trave-colonna**, dove si possono formare le cerniere plastiche e l'energia è dissipata per mezzo della **flessione ciclica plastica**.

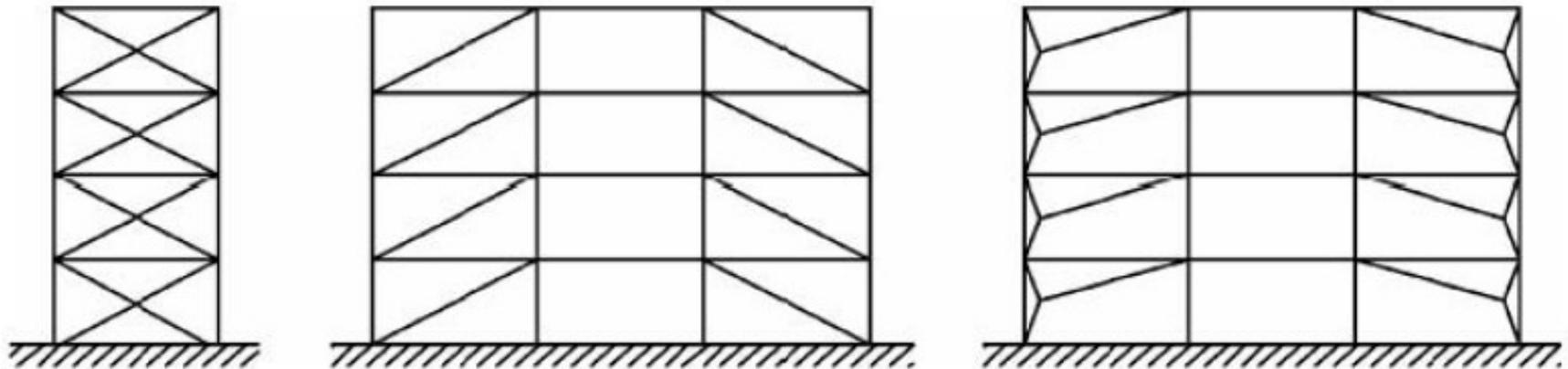
strutture con controventi concentrici, in esse le **forze orizzontali sono assorbite principalmente da membrature soggette a forze assiali**. In queste strutture le **zone dissipative** sono principalmente collocate **nelle diagonali tese**. Pertanto, possono essere considerati in questa tipologia solo quei controventi per cui lo snervamento delle diagonali tese precede il raggiungimento della resistenza delle aste strettamente necessarie ad equilibrare i carichi esterni. I controventi reticolari concentrici possono essere distinti nelle seguenti tre categorie:

- ***Controventi con diagonale tesa attiva***
- ***Controventi a V***
- ***Controventi a K***

TIPOLOGIE STRUTTURALI

strutture con controventi concentrici: i controventi reticolari concentrici possono essere distinti nelle categorie:

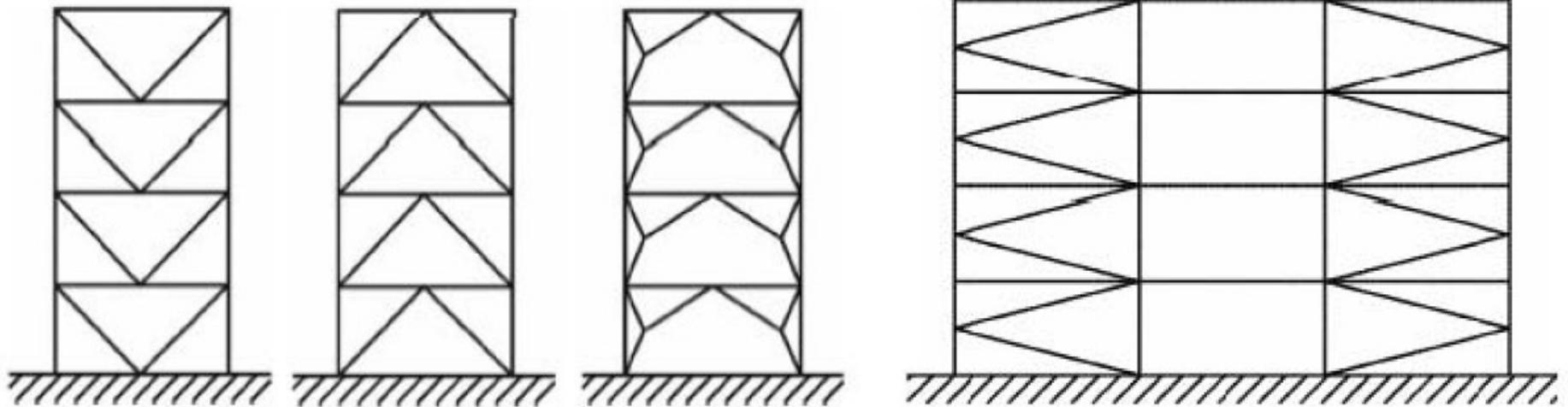
- ***controventi con diagonale tesa attiva***, in cui la resistenza alle forze orizzontali e le capacità dissipative sono affidate alle aste diagonali soggette a trazione;



TIPOLOGIE STRUTTURALI

strutture con controventi concentrici: i controventi reticolari concentrici possono essere distinti nelle categorie:

- **controventi a V**, in cui le forze orizzontali devono essere assorbite considerando sia le diagonali tese che quelle compresse. Il punto d'intersezione di queste diagonali giace su di una membratura orizzontale continua;
- **controventi a K**, in cui il punto d'intersezione delle diagonali giace su una colonna. Questa categoria non deve essere considerata dissipativa, poiché il meccanismo di collasso coinvolge la colonna.

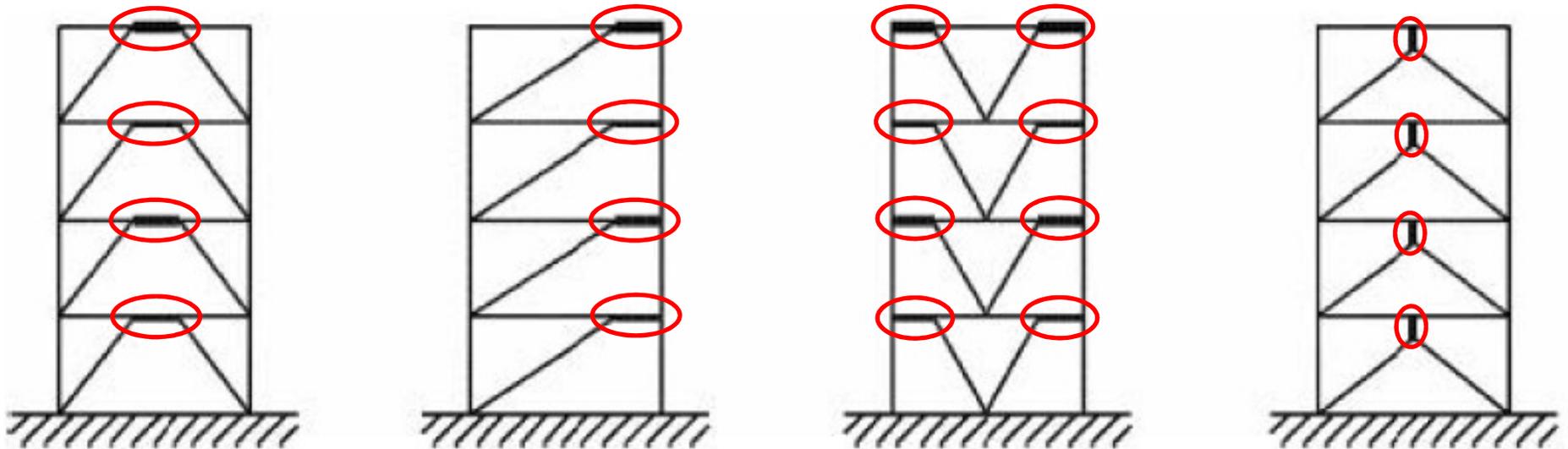


Controventi a V

Controventi a K

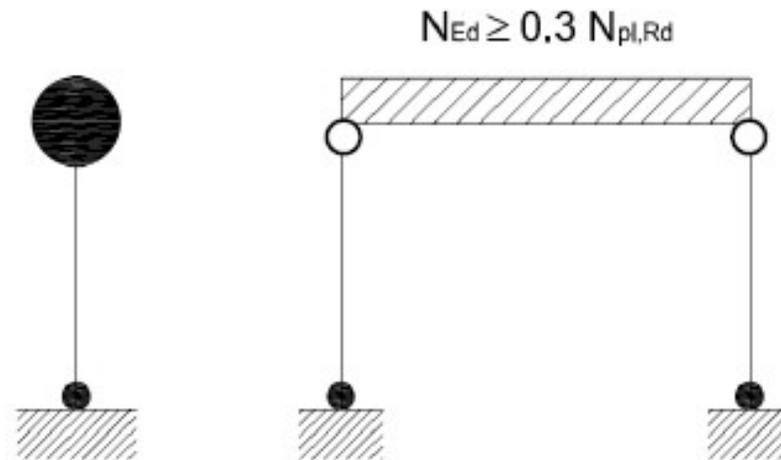
TIPOLOGIE STRUTTURALI

strutture con controventi eccentrici: in esse le forze orizzontali sono principalmente assorbite da membrature caricate assialmente, ma la presenza di eccentricità di schema permette la dissipazione di energia nei traversi per mezzo del comportamento ciclico a flessione e/o a taglio. I controventi eccentrici possono essere classificati come dissipativi quando la plasticizzazione dei traversi dovuta alla flessione e/o al taglio precede il raggiungimento della resistenza ultima delle altre parti strutturali.



TIPOLOGIE STRUTTURALI

strutture a mensola o a pendolo inverso: in esse almeno il 50% della massa è nel terzo superiore dell'altezza della costruzione oppure la dissipazione di energia è localizzata principalmente alla base. Strutture ad un solo piano che posseggano più di una colonna, con le estremità superiori delle colonne collegate nelle direzioni principali dell'edificio e con il valore del carico assiale normalizzato della colonna non maggiore di 0,3 in alcun punto, possono essere considerate strutture a telaio.

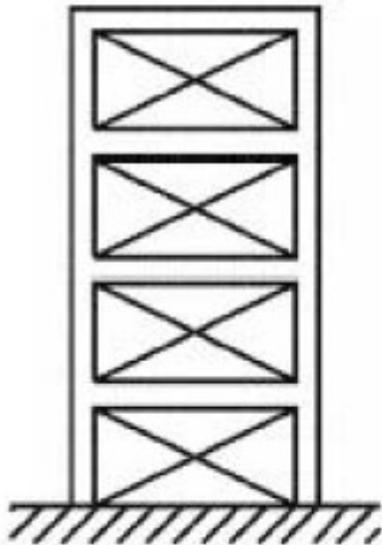


TIPOLOGIE STRUTTURALI

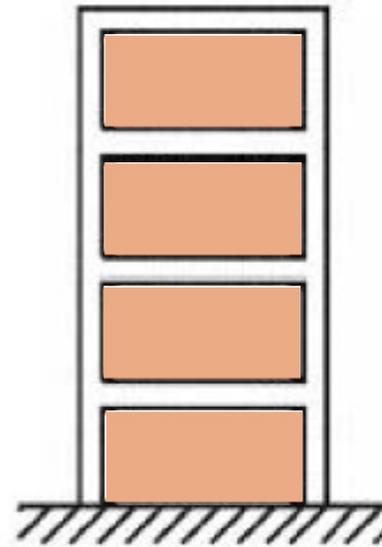
Strutture intelaiate con controventi concentrici: in esse le **azioni orizzontali** sono assorbite sia da telai sia da controventi agenti nel medesimo piano verticale.

Strutture intelaiate con tamponature: sono costituite da strutture intelaiate con le quali **le tamponature in muratura o calcestruzzo sono in contatto**, non collegate.

Le strutture in acciaio in cui le forze orizzontali sono assorbite **da nuclei o pareti di controvento in calcestruzzo armato** si trattano come strutture a pareti in c.a.



**Struttura intelaiata con
controventi concentrici**



**Struttura intelaiata con
tamponature**

FATTORE DI COMPORTAMENTO

Si assumono i seguenti valori per il fattore di comportamento:

Tab. 7.3.II – Valori massimi del valore di base q_0 del fattore di comportamento allo SLV per diverse tecniche costruttive ed in funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità CD

Tipologia strutturale	q_0	
	CD''A''	CD''B''
Costruzioni d'acciaio (§ 7.5.2.2) e composte di acciaio-calcestruzzo (§ 7.6.2.2)		
Strutture intelaiate	5,0 α_u/α_1	4,0
Strutture con controventi eccentrici		
Strutture con controventi concentrici a diagonale tesa attiva	4,0	4,0
Strutture con controventi concentrici a V	2,5	2,0
Strutture a mensola o a pendolo inverso	2,0 α_u/α_1	2,0
Strutture intelaiate con controventi concentrici	4,0 α_u/α_1	4,0
Strutture intelaiate con tamponature in murature	2,0	2,0

Per le strutture regolari in pianta possono essere adottati i seguenti valori di α_u/α_1

- | | | | |
|--|---------------------------|---|---------------------------|
| - Edifici a un piano | $\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$ | - Edifici con controventi | |
| - Edifici a telaio a più piani, con una sola campata | $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$ | Eccentrici a più piani | $\alpha_u/\alpha_1 = 1,0$ |
| - Edifici a telaio con più piani e più campate | $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$ | - Edifici con strutture a mensola o a pendolo inverso | $\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$ |

REGOLE DI PROGETTO PER ELEMENTI DISSIPATIVI

Le regole di progetto seguenti si applicano alle parti delle strutture sismo-resistenti progettate per avere un comportamento strutturale dissipativo. Le zone dissipative devono avere un'adeguata duttilità ed una sufficiente capacità.

Nelle disposizioni di cui al presente capitolo, le zone dissipative sono localizzate nelle membrature; pertanto i collegamenti e tutte le componenti non dissipative della struttura devono essere dotate di adeguata capacità (*capacity design*)

Verifiche di resistenza

$$R_{j,d} \geq 1.1 \gamma_{ov} R_{pl,Rd} = R_{U,Rd}$$

$R_{j,d}$ è la capacità di progetto del collegamento

$R_{pl,Rd}$ è la capacità al limite plastico della membratura dissipativa collegata

$R_{U,Rd}$ è il limite superiore della capacità della membratura collegata

Nei collegamenti deve risultare anche:

$$\frac{A_{res}}{A} \geq 1.1 \frac{\gamma_{M2}}{\gamma_{M0}} \frac{f_{yk}}{f_{tk}}$$

A_{res} è l'area netta in corrispondenza dei fori; A è l'area lorda della sezione

Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} = 1,10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1,25$

REGOLE DI PROGETTO PER ELEMENTI DISSIPATIVI

Verifiche di duttilità

In ogni zona o elemento dissipativo si deve garantire **una capacità in duttilità superiore alla corrispondente domanda in duttilità**. La verifica deve essere effettuata adottando le misure di deformazione adeguate ai meccanismi duttili previsti per le diverse tipologie strutturali.

Per le tipologie indicate in precedenza, si possono utilizzare per la deform. locale ρ

- **elementi inflessi o presso inflessi di strutture intelaiate**: rotazione alla corda;
- **elementi prevalentemente tesi e compressi di strutture controventate**: allungamento complessivo della diagonale;
- **elementi sottoposti a taglio e flessione di strutture con controventi eccentrici** (elementi di collegamento): rotazione rigida tra l'elemento di connessione e l'elemento contiguo.

REGOLE DI PROGETTO PER ELEMENTI DISSIPATIVI

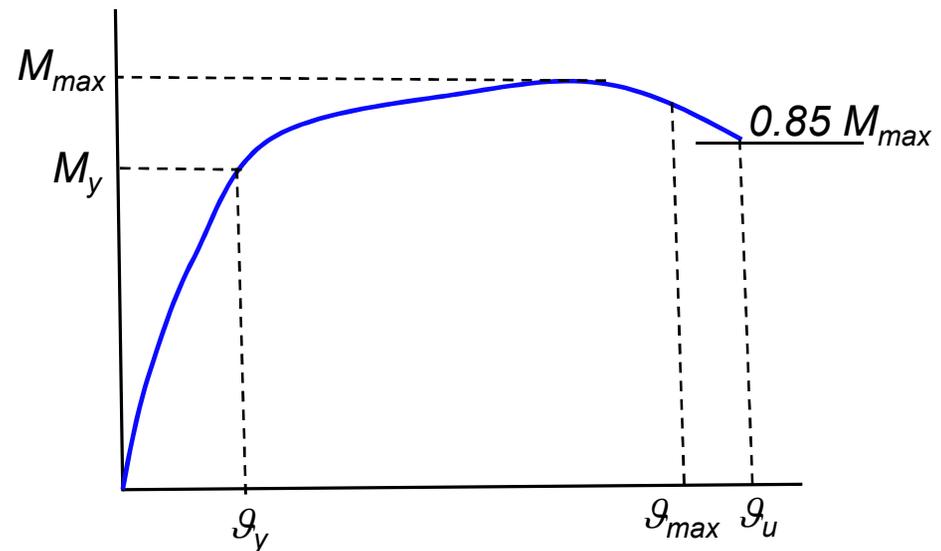
Verifiche di duttilità

La **duttilità locale** è definita come: $\mu = \vartheta_u / \vartheta_y$

La **domanda in duttilità locale** è definita dal rapporto tra il valore di deformazione ϑ_{max} misurato mediante **analisi non lineare** e il valore di deformazione ϑ_y **al limite elastico**.

La **capacità in duttilità locale** è data dal rapporto tra la misura di deformazione al collasso ϑ_u , valutata in **corrispondenza della riduzione del 15% della massima resistenza dell'elemento**, e la deformazione ϑ_y corrispondente al raggiungimento della prima plasticizzazione.

$$\mu_{dom} \leq \mu_{cap}$$



REGOLE DI PROGETTO PER ELEMENTI DISSIPATIVI

Verifiche di duttilità

Nel caso di analisi strutturale lineare con fattore di comportamento, la **domanda di deformazione può essere dedotta dal campo di spostamenti ultimi**

$$\mu_{\varphi} = \begin{cases} 1.2(2q_0 - 1) & \text{per } T_1 \geq T_C \\ 1.2 \left(1 + 2(q_0 - 1) \frac{T_C}{T_1} \right) & \text{per } T_1 < T_C \end{cases}$$

La **capacità in duttilità locale**, quando non sia determinata mediante sperimentazione diretta, deve essere valutata utilizzando **metodi di calcolo che descrivano in modo adeguato il comportamento in campo non-lineare**, inclusi i fenomeni di instabilità dell'equilibrio, e tengano conto dei fenomeni di degrado connessi al comportamento ciclico.

REGOLE DI PROGETTO PER ELEMENTI DISSIPATIVI

Verifiche di duttilità

La **verifica di duttilità** si ritiene comunque soddisfatta qualora siano rispettate, in funzione della classe di duttilità e del valore di base del fattore di comportamento q_0 utilizzato in fase di progetto, le prescrizioni relative alle classi di sezioni trasversali per le zone/elementi dissipativi riportate nella tabella, nonché le prescrizioni specifiche riportate nelle NTC ai paragrafi relativi a ciascuna tipologia strutturale e sia soddisfatta, per le sezioni delle colonne primarie delle strutture a telaio in cui si prevede la formazione di zone dissipative, la relazione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0.3$$

N_{Ed} è il valore della domanda a sforzo normale

$N_{pl,Rd}$ è il valore della capacità a sforzo normale

Classe di duttilità	Valore di base q_0 del fattore di comportamento	Classe di sezione trasversale richiesta
CD "B"	$2 < q_0 \leq 4$	Classe 1 o 2
CD "A"	$q_0 > 4$	Classe 1

CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI IN ACCIAIO

Le sezioni trasversali degli elementi strutturali si classificano in funzione della loro capacità rotazionale C_g definita come: $C_g = \mathcal{I}_r / \mathcal{I}_y - 1$

La **classificazione delle sezioni trasversali** degli elementi strutturali si effettua in funzione della loro **capacità di deformarsi in campo plastico**.

classe 1 se la sezione è in grado di sviluppare una cerniera plastica avente la **Duttile** capacità rotazionale richiesta per l'analisi strutturale condotta con il metodo plastico senza subire riduzioni della resistenza. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale $C_g \geq 3$.

classe 2 se la sezione è in grado di sviluppare il proprio momento resistente **Compatte** plastico, ma con capacità rotazionale limitata. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale $C_g \geq 1.5$.

classe 3 se nella sezione le tensioni calcolate nelle fibre estreme compresse **Semi-Compatte** possono raggiungere la tensione di snervamento, ma l'instabilità locale impedisce lo sviluppo del momento resistente plastico;

classe 4 se, per determinarne la resistenza flettente, tagliante o normale, è **Snelle** necessario tener conto degli effetti dell'instabilità locale in fase elastica nelle parti compresse che compongono la sezione.

CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI IN ACCIAIO

Tab. 4.2.III - Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse

		Parti interne compresse				
		Inflexione intorno all'asse		Inflexione intorno all'asse		
Classe	Parte soggetta a flessione	Parte soggetta a compressione	Parte soggetta a flessione e a compressione			
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$	quando $\alpha > 0,5: c/t \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{36\epsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$	quando $\alpha > 0,5: c/t \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha}$			
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$	quando $\psi > -1: c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ quando $\psi \leq -1: c/t \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{-\psi}$			
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

*) $\psi \leq -1$ si applica se la tensione di compressione $\sigma \leq f_{yk}$ o la deformazione a trazione $\epsilon_y > f_{yk}/E$

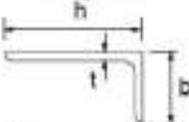
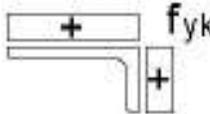
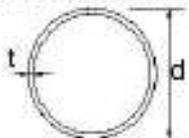
CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI IN ACCIAIO

Tab. 4.2.IV - Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse

		Piattabande esterne				
		Profilati laminati a caldo		Sezioni saldate		
Classe	Piattabande esterne soggette a compressione	Piattabande esterne soggette a flessione e a compressione				
		Con estremità in compressione		Con estremità in trazione		
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_e}$ Per k_e vedere EN 1993-1-5				
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

CLASSIFICA- ZIONE DELLE SEZIONI IN ACCIAIO

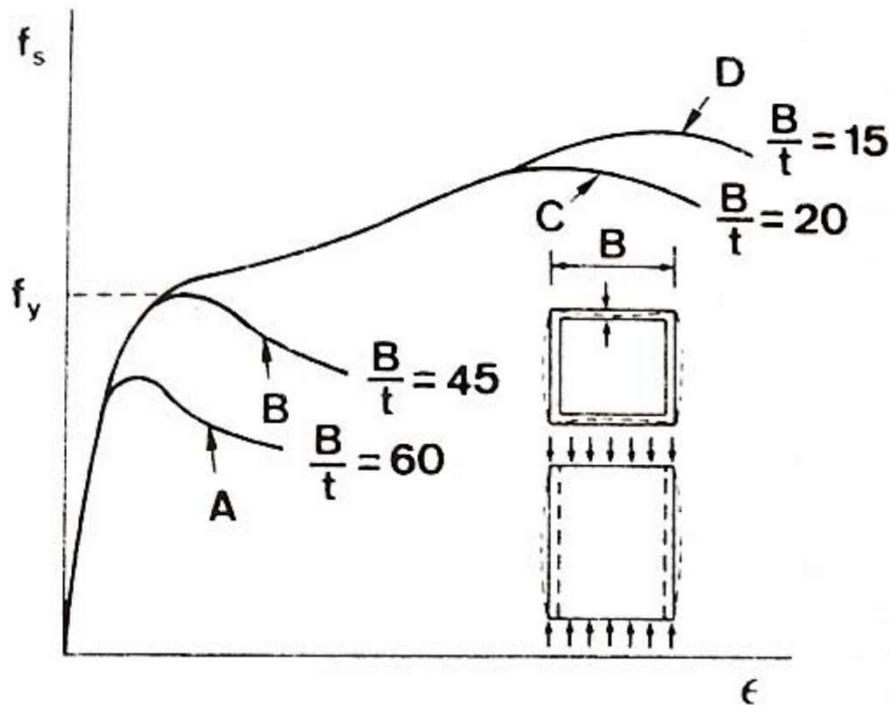
Tab. 4.2.V - Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse

Angolari						
						
Riferirsi anche alle piattabande esterne (v. Tab 4.2.II)						
Non si applica agli angoli in contatto continuo con altri componenti						
Classe	Sezione in compressione					
Distribuzione delle tensioni sulla sezione (compressione positiva)						
3	$h/t \leq 15\epsilon$ $\frac{b+h}{2t} \leq 11,5\epsilon$					
Sezioni Tubolari						
						
Classe	Sezione inflessa e/o compressa					
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$ (Per $d/t > 90 \epsilon^2$ vedere EN 1993-1-6)					
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ϵ^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

COMPORTAMENTO ELEMENTI IN ACCIAIO

Un elemento in acciaio, pur essendo costituito da materiale duttile ($\mu_{mat} = \epsilon_u / \epsilon_y > 100$), non sempre si comporta come tale a causa di fenomeni di instabilità locale o di rotture fragili (in elementi saldati).

Carico monotono



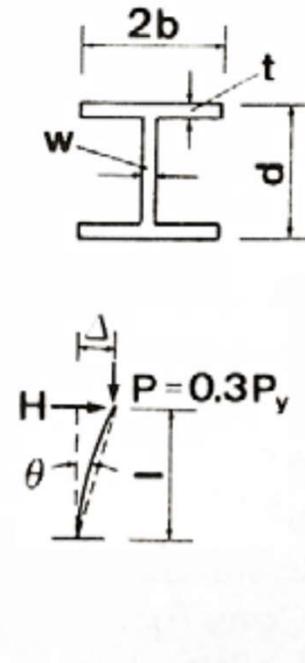
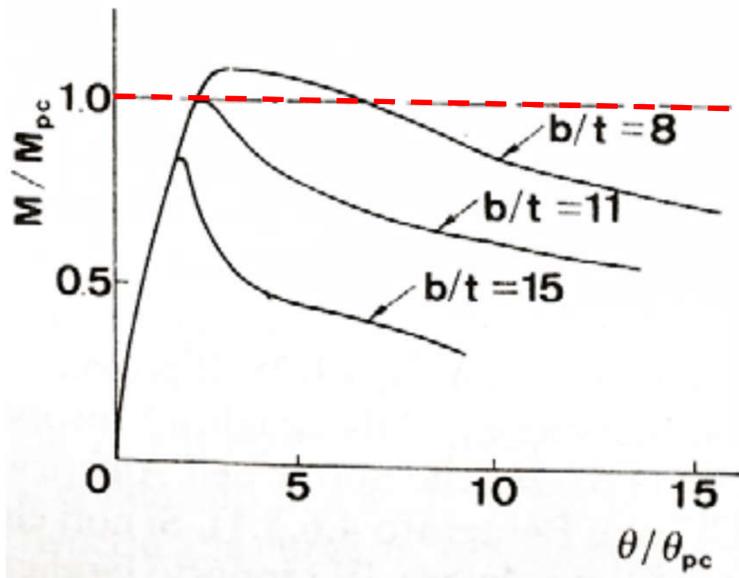
Trave tubolare quadrata.

L'andamento verso il basso delle curve è dovuto ad un'instabilità locale del profilo. È più precoce quanto minore è t a parità di B .

Motivo diversificazione classe di profili

COMPORTAMENTO ELEMENTI IN ACCIAIO

Carico monotono



Pilastro a mensola sezione a H

La curva tratteggiata rappresenta il limite a cui avviene la plasticizzazione. In questo caso l'incurvamento verso il basso delle curve è dovuto sia ad instabilità locale sia all'effetto $P-\Delta$

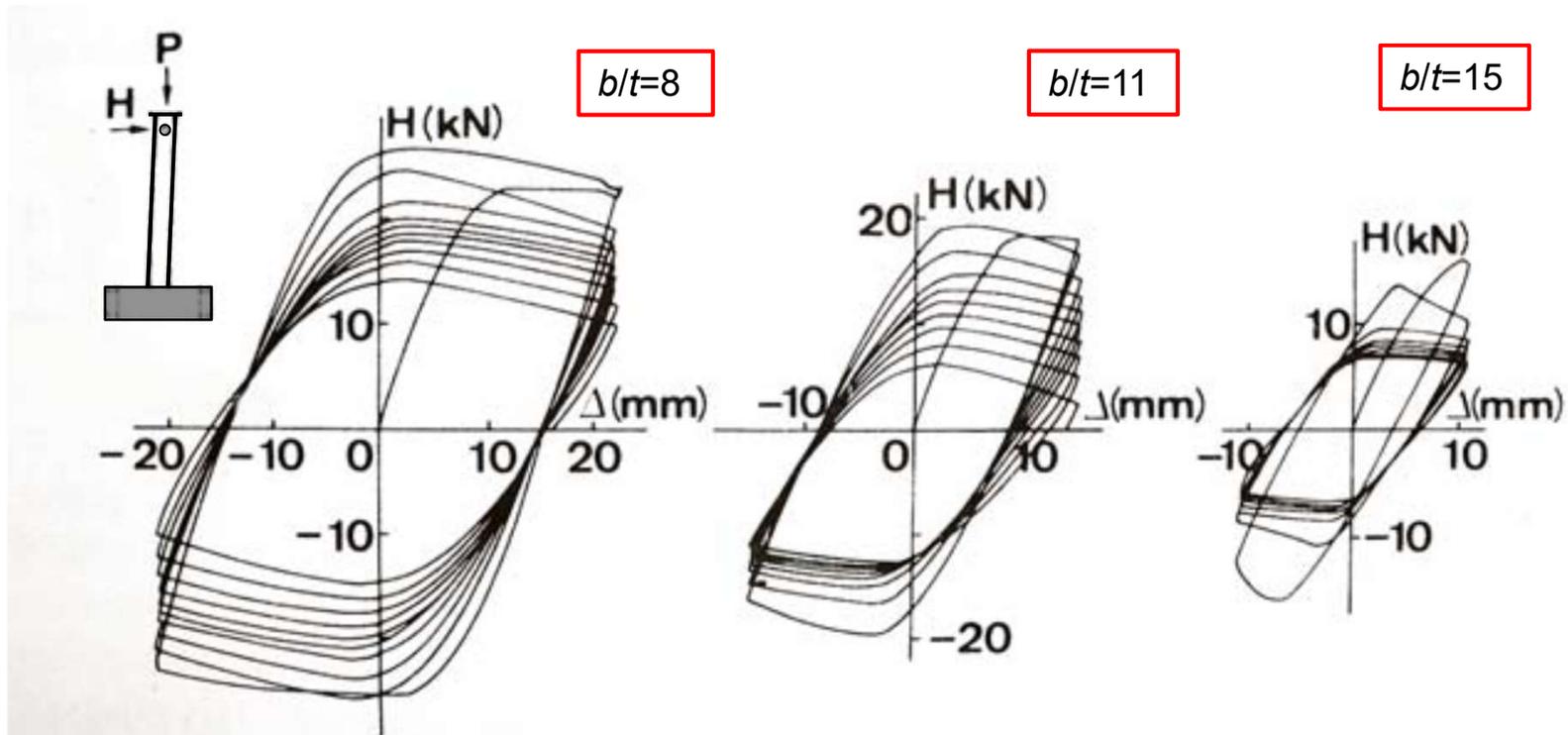
La curva " $b/t=15$ " non arriva neanche a plasticizzazione.

M_{pc} = momento di plasticizzazione in presenza di carico assiale

θ_{pc} = rotazione corrispondente a M_{pc}

COMPORTAMENTO ELEMENTI IN ACCIAIO

Carico ciclico

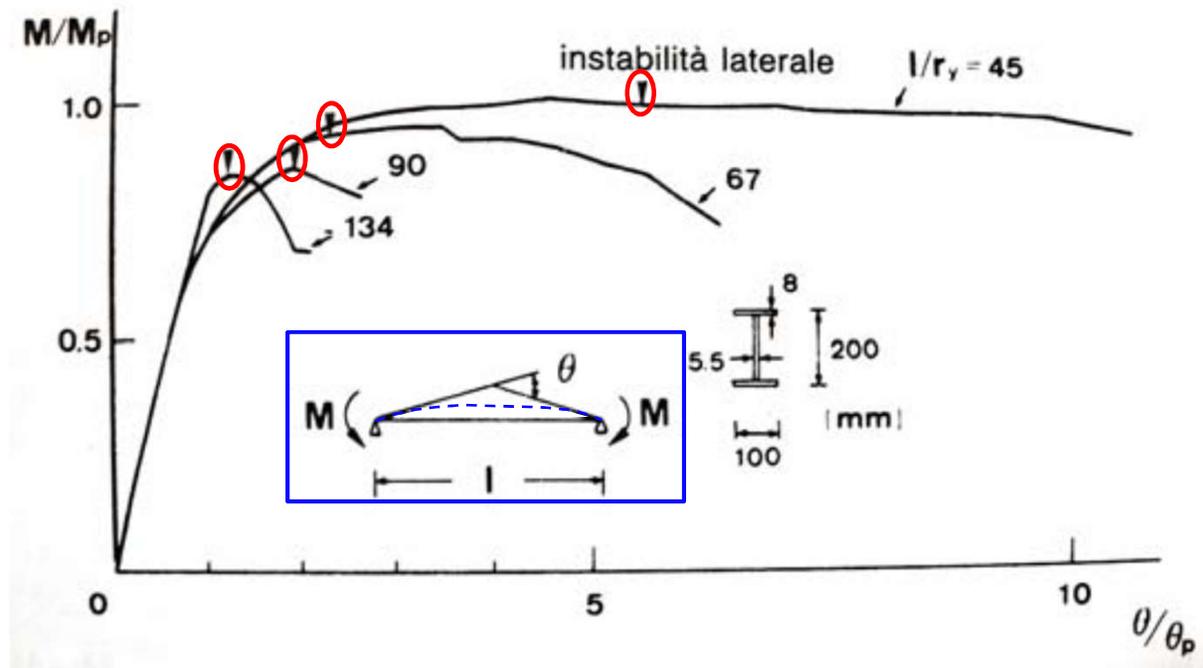


I diagrammi si riferiscono agli stessi elementi utilizzati per il carico monotono sottoposti ora a carico orizzontale ciclico.

All'aumentare del rapporto b/t diminuisce in modo sensibile la resistenza dell'elemento, la sua duttilità e la sua capacità di dissipare energia sotto forma plastica.

COMPORAMENTO ELEMENTI INFLESSI

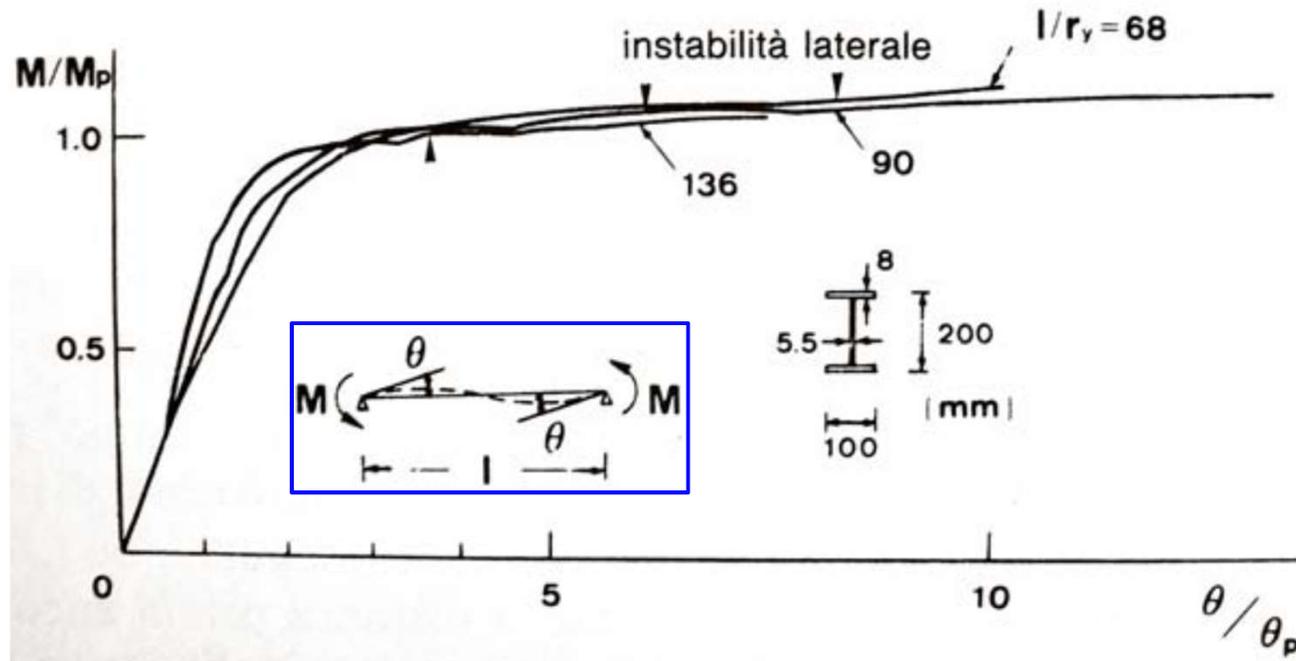
Il comportamento degli elementi inflessi, oltre che dal rapporto b/t di ogni elemento componente la sezione (anima e ala), dipende anche dall'eventuale instabilità globale dello stesso (*instabilità flessotorsionale*).



Le varie curve sono per diversi rapporti tra la distanza dei vincoli laterali (*luce*) e il raggio d'inerzia minimo della sezione (l/r_y).

COMPORAMENTO ELEMENTI INFLESSI

Nel caso di momento **emi-simmetrico** questo aspetto può essere meno influente



Solitamente, se il valore del taglio è
il comportamento della trave risulta
non influenzata dall'instabilità.

$$V \leq \frac{1}{2} \frac{f_y}{\sqrt{3}} t_w d_w$$

t_w = spessore dell'anima

d_w = altezza dell'anima

ESEMPI DI INSTABILITA' LOCALE

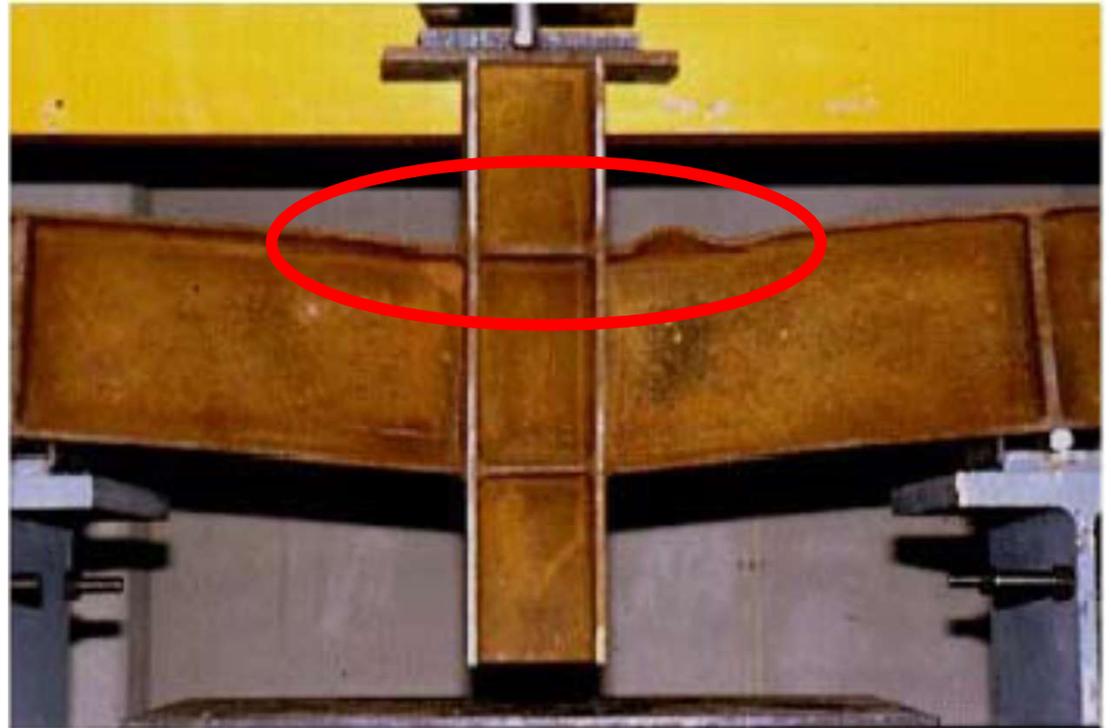


Instabilità locale di elementi soggetti a compressione

ESEMPI DI INSTABILITA' LOCALE



Instabilità locale di elemento presso-inflesso



Instabilità locale di trave inflessa

ESEMPI DI INSTABILITA' LOCALE



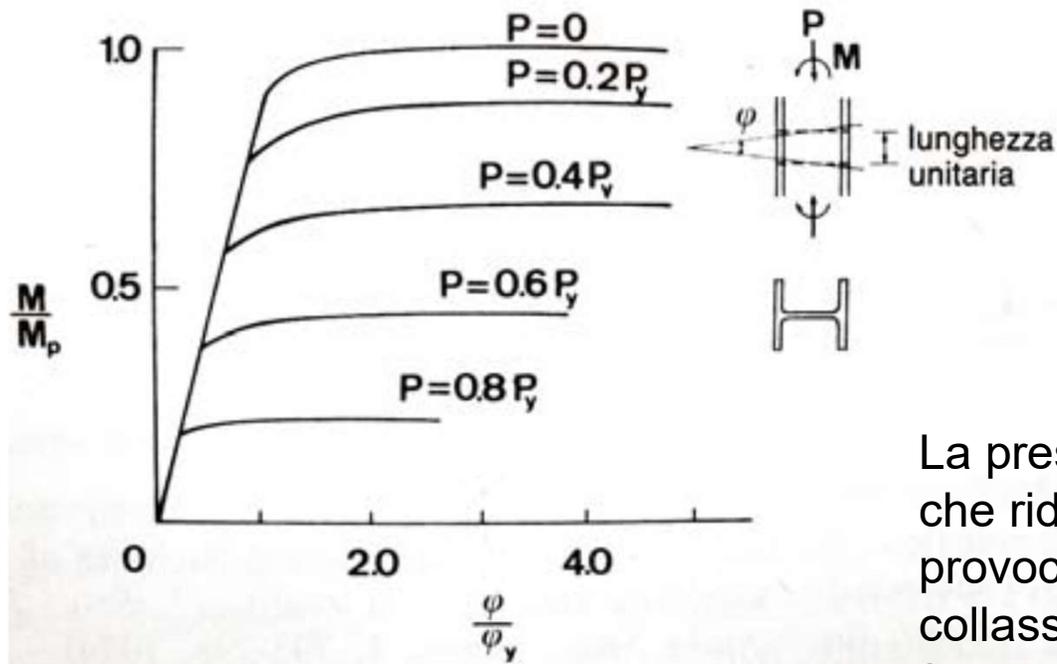
Instabilità locale in prossimità di unione trave-colonna

Instabilità locale di trave inflessa



COMPORTAMENTO ELEMENTI PRESSOINFLESSI

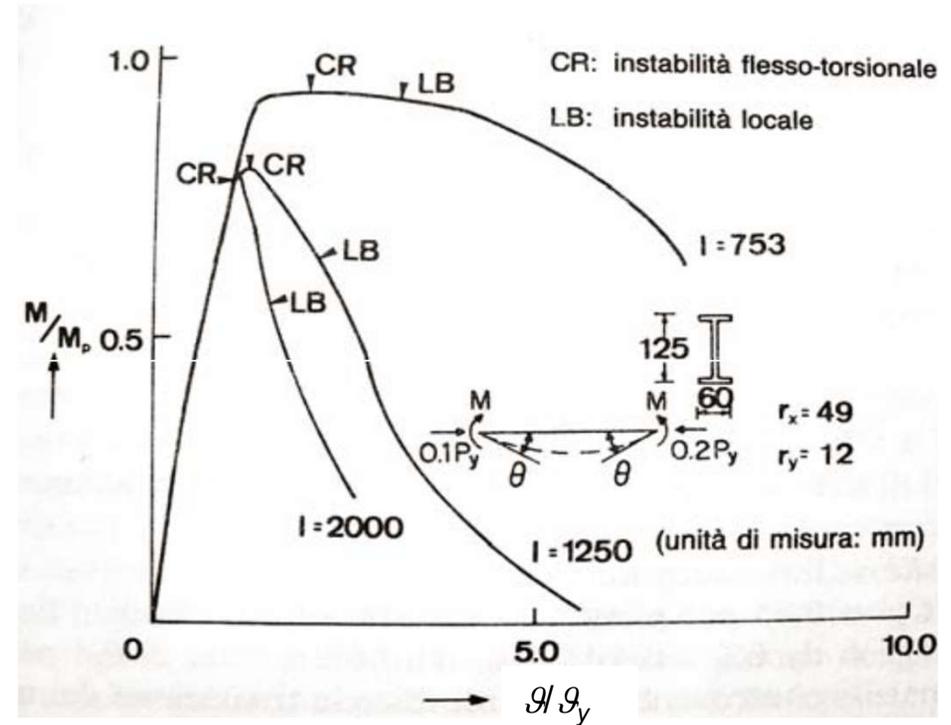
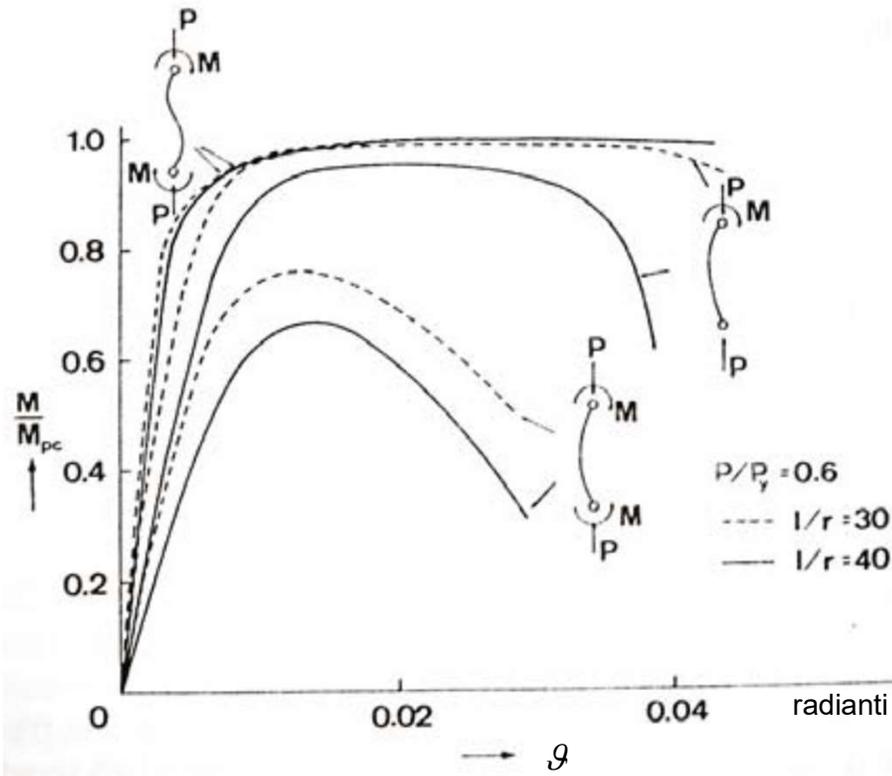
Il comportamento flessionale di una colonna, oltre che dagli stessi fattori che influenzano la risposta delle travi, è ovviamente fortemente influenzato dalla presenza dello sforzo normale.



La presenza dello sforzo normale oltre che ridurre la resistenza flessionale, provoca soprattutto un prematuro collasso per instabilità flessionale o flesso torsionale

Con M_p = momento di plasticizzazione per $P=0$

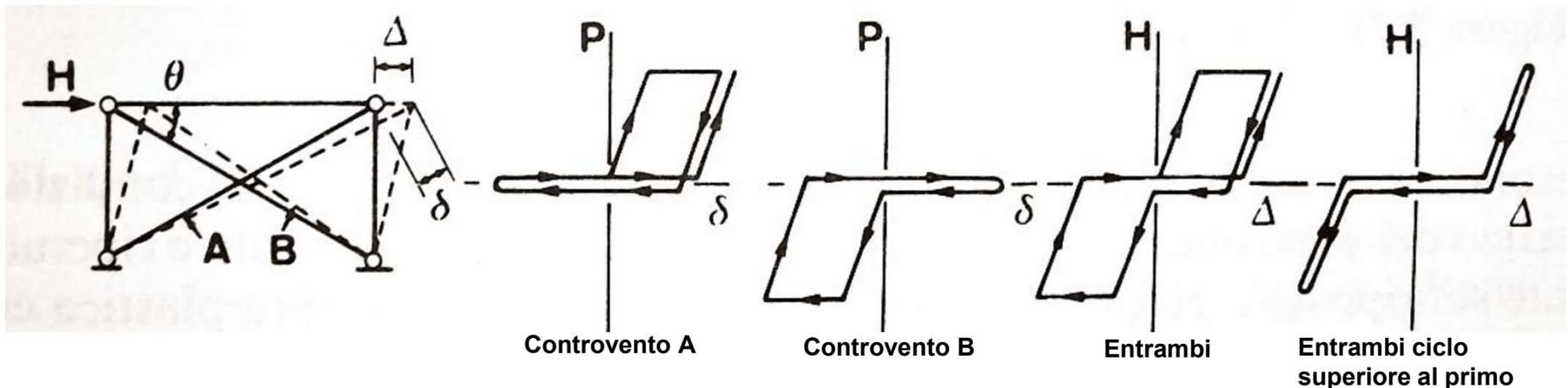
COMPORTAMENTO ELEMENTI PRESSOINFLESSI



Ovviamente il livello di sforzo normale influenza significativamente anche il comportamento ciclico delle colonne.

COMPORAMENTO SISMICO

Particolarmente importante può essere l'effetto dello sforzo normale nelle aste di un controvento in acciaio.



H = carico orizzontale assorbito dal controvento
 P = forza assiale indotta in un'asta diagonale

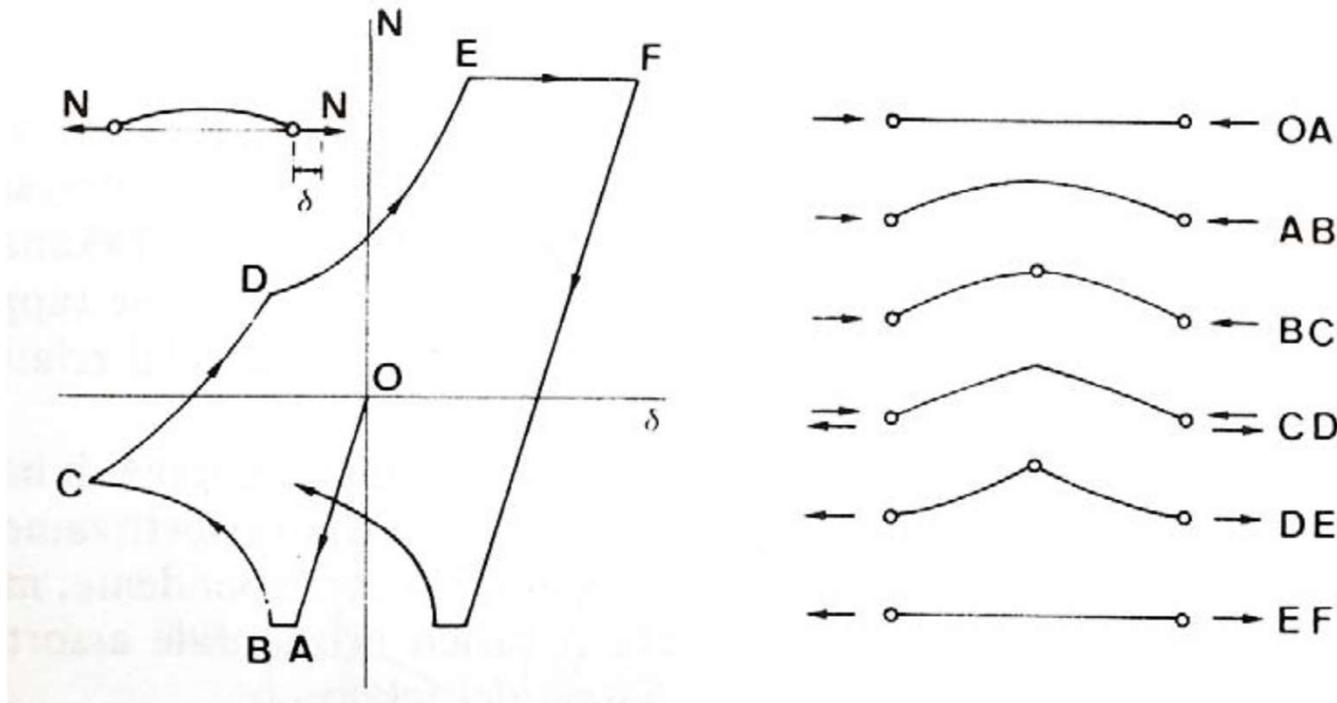
Δ = spostamento orizzontale del telaio
 δ = allungamento dell'asta dovuto a P

Ogni barra di controvento è in grado di assorbire solo sforzi di trazione. Si vede infatti come in seguito all'instabilità, se l'asta è molto snella, va subito in bando quando viene compressa, di conseguenza essa è in grado di dissipare energia plastica solo in trazione, quando aumenta lo spostamento globale Δ .

Se questo sistema cicla con ampiezza costante (ultimo diagramma), praticamente non è in grado di dissipare alcuna energia.

COMPORAMENTO SISMICO

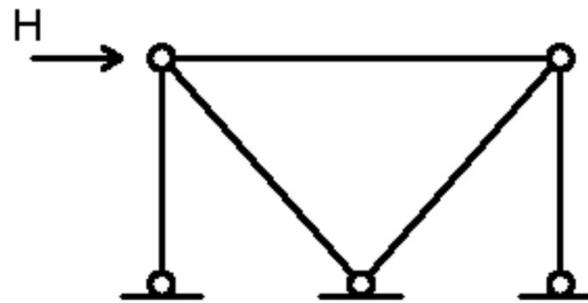
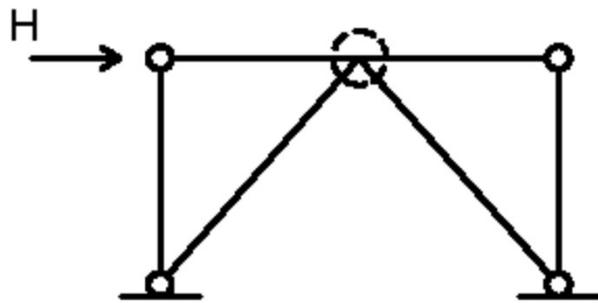
Se l'asta è più tozza, allora il suo comportamento ciclico e quello del portale risultano molto più complessi.



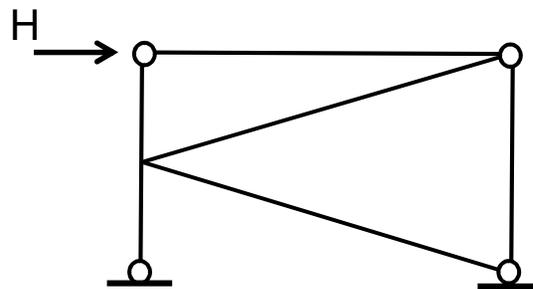
Come si può notare il ciclo di isteresi risulta alquanto complesso in seguito alla plasticizzazione della parte centrale dell'asta, all'incurvamento (causato da una imperfezione geometrica iniziale) e al suo successivo raddrizzamento parziale.

COMPORAMENTO SISMICO

Questo tipo di asta si adotta nei controventi dove anche l'asta compressa deve resistere per il funzionamento del sistema.



Controventi concentrici a V

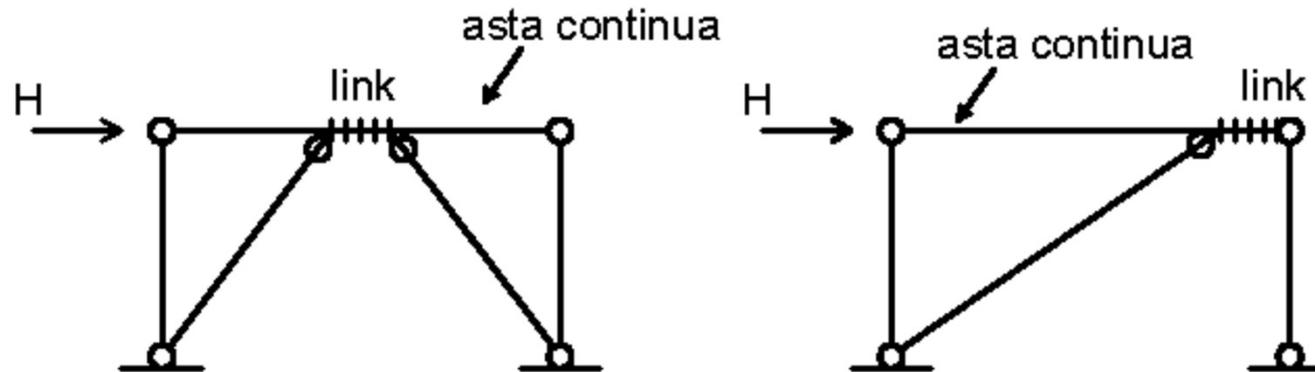


Controventi concentrici a K

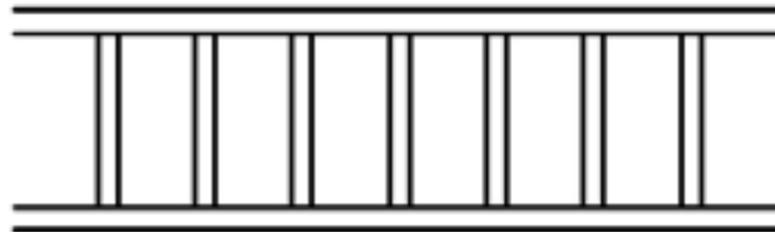
Questi sistemi risultano in genere però scarsamente dissipativi.

COMPORAMENTO SISMICO

In questi ultimi anni per sopperire a questi inconvenienti si sono introdotti i cosiddetti **controventi eccentrici**:

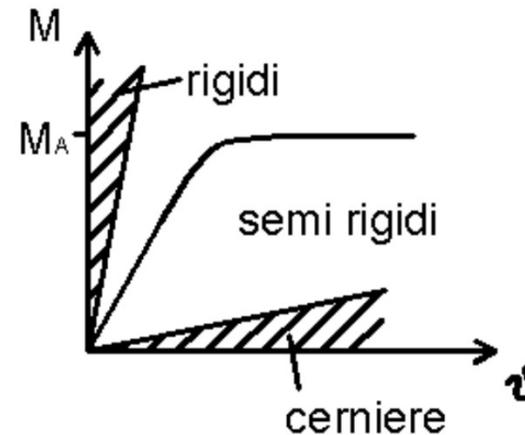


Nelle **zone dette "link"** si vengono a formare delle **cerniere plastiche a taglio**, in grado di dissipare energia in modo significativo **se si riescono ad evitare i fenomeni di instabilità locale nell'anima e nelle ali** mediante l'impiego di **irrigidimenti d'anima**



COLLEGAMENTI

Il collegamento gioca un ruolo fondamentale in una struttura intelaiata in acciaio. Esso può essere di tipo rigido, semi-rigido o a cerniera, in base alla sua rigidezza alla rotazione.



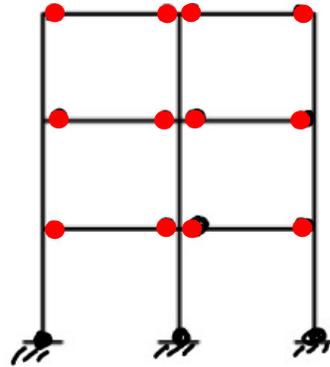
Può inoltre essere classificato anche in base alla sua resistenza come:

- a completo ripristino $M_u > \gamma M_{pl, trave coll.}$ (a plasticizzare è la trave) $\gamma \cong 1.2$
- a parziale ripristino $M_u < M_{pl, trave coll.}$ (a plasticizzare è il giunto)
- cerniera $M_u \ll M_{pl, trave coll.}$

COLLEGAMENTI

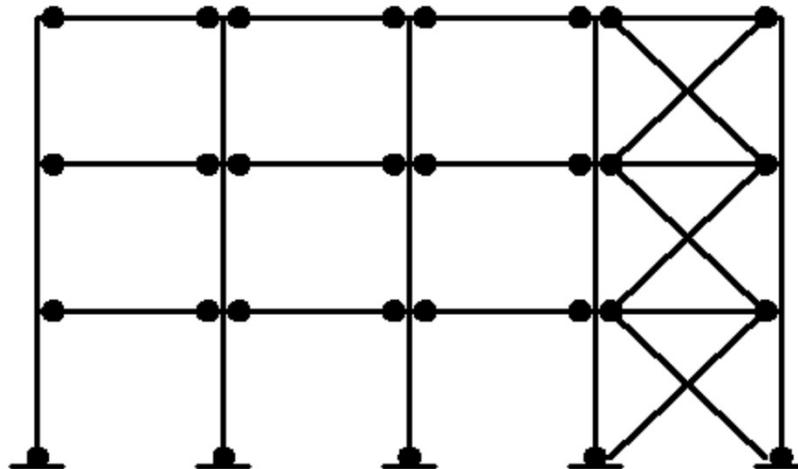
In passato si operava essenzialmente con giunti rigidi a completo ripristino

Il telaio poteva essere trattato come un telaio con nodi rigidi oppure con giunti a cerniera



cerniere plastiche non nel giunto ma nelle travi nel caso di nodi rigidi a completo ripristino

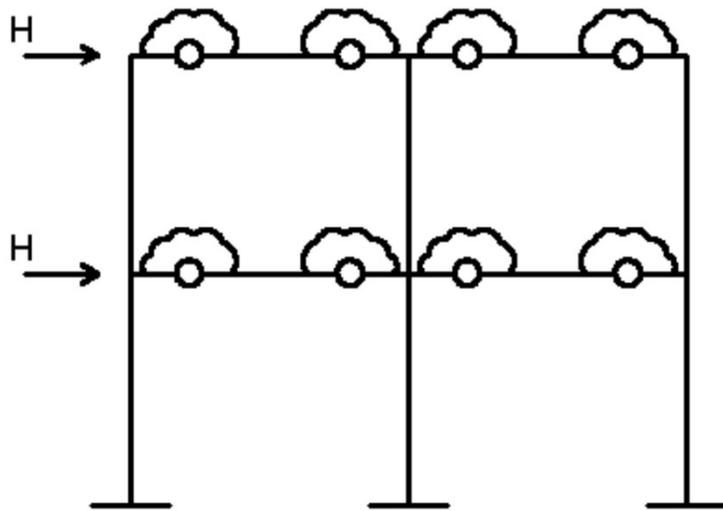
Nel caso di giunti cerniera o semplici, occorre assorbire le forze orizzontali mediante sistemi di controvento



Giunto cerniera vero e proprio

COLLEGAMENTI

Recentemente si sta cercando di introdurre anche a livello normativo l'uso dei giunti semi-rigidi ma a completo ripristino in modo che essi siano semplici ed economici ma garantiscano che le cerniere plastiche si formino comunque nelle travi.



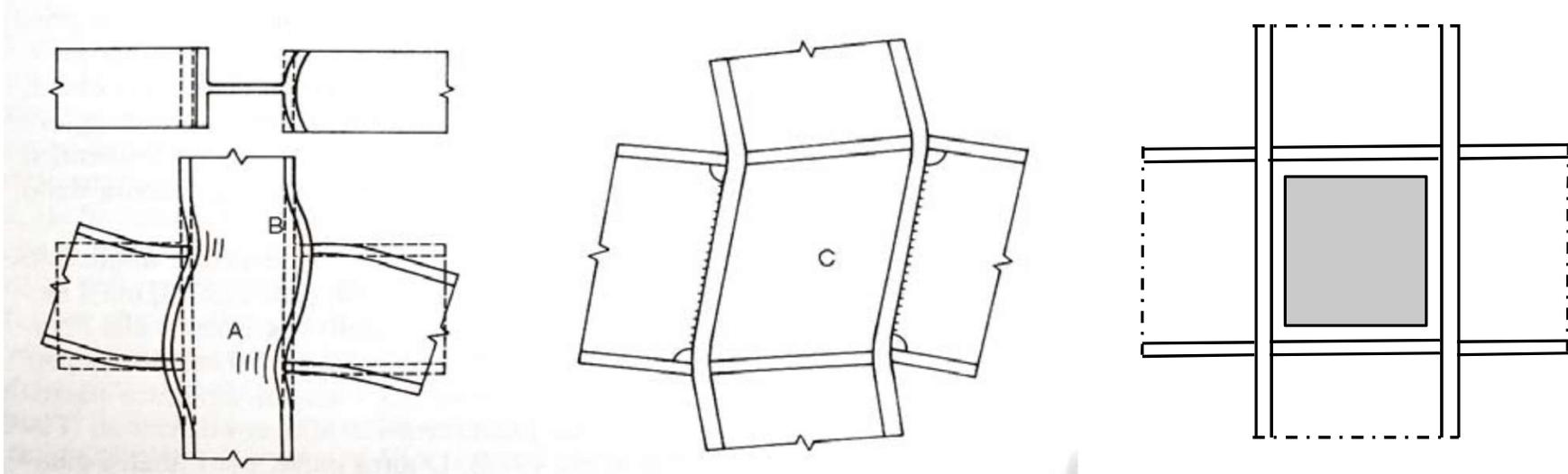
Attualmente in zona sismica sono previsti solo giunti a completo ripristino di resistenza

Anche per i giunti si deve fare molta attenzione ai fenomeni di instabilità locale che possono intervenire prematuramente nel nodo o a rotture locali che possono infragilire il suo comportamento.

COLLEGAMENTI

Un nodo in genere se saldato (ad esempio) presenta tre zone critiche:

- la zona **compressa A** dove può instabilizzarsi l'anima della colonna
- la zona **tesa B**
- il **pannello d'anima C** che può collassare per taglio



Nella **zona A** si può avere **imbozzamento dell'anima del pilastro**

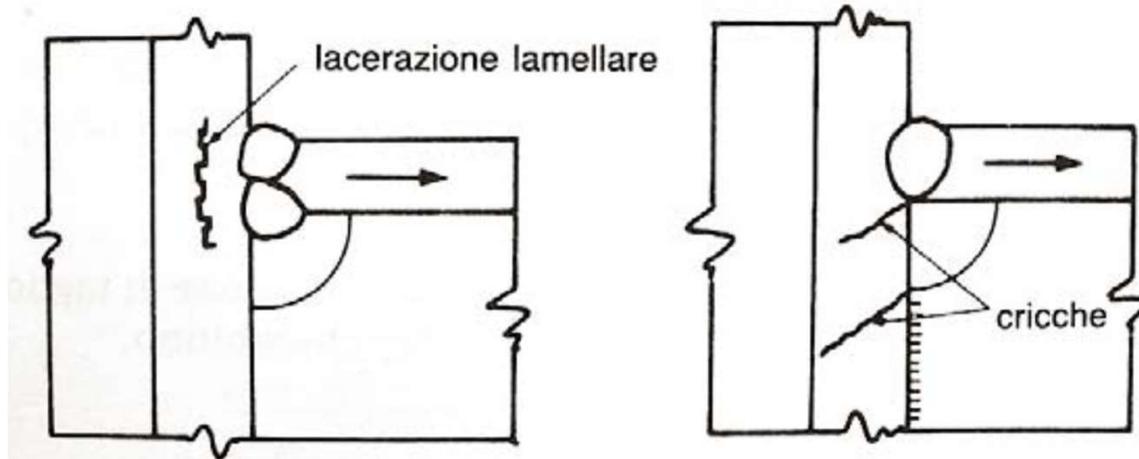
Nella **zona B** si può avere **lo strappo dell'ala della colonna dall'anima stessa**

Per impedire l'instaurarsi di questi fenomeni, è necessario aggiungere:

- **irrigidimenti d'anima sulla colonna, per impedire gli effetti tipo A e B**
- **saldare piatti aggiuntivi sul pannello d'anima.**

COLLEGAMENTI

Per evitare rotture lamellari o cricche nelle zone saldate è opportuno prestare particolare attenzione agli spessori delle ali utilizzate (non devono essere troppo spesse), si devono predisporre apposite “interruzioni” sull’anima della trave, usare acciai molto duttili e saldabili, effettuare la saldatura in più fasi in modo da non introdurre eccessivi ritiri differenziali.



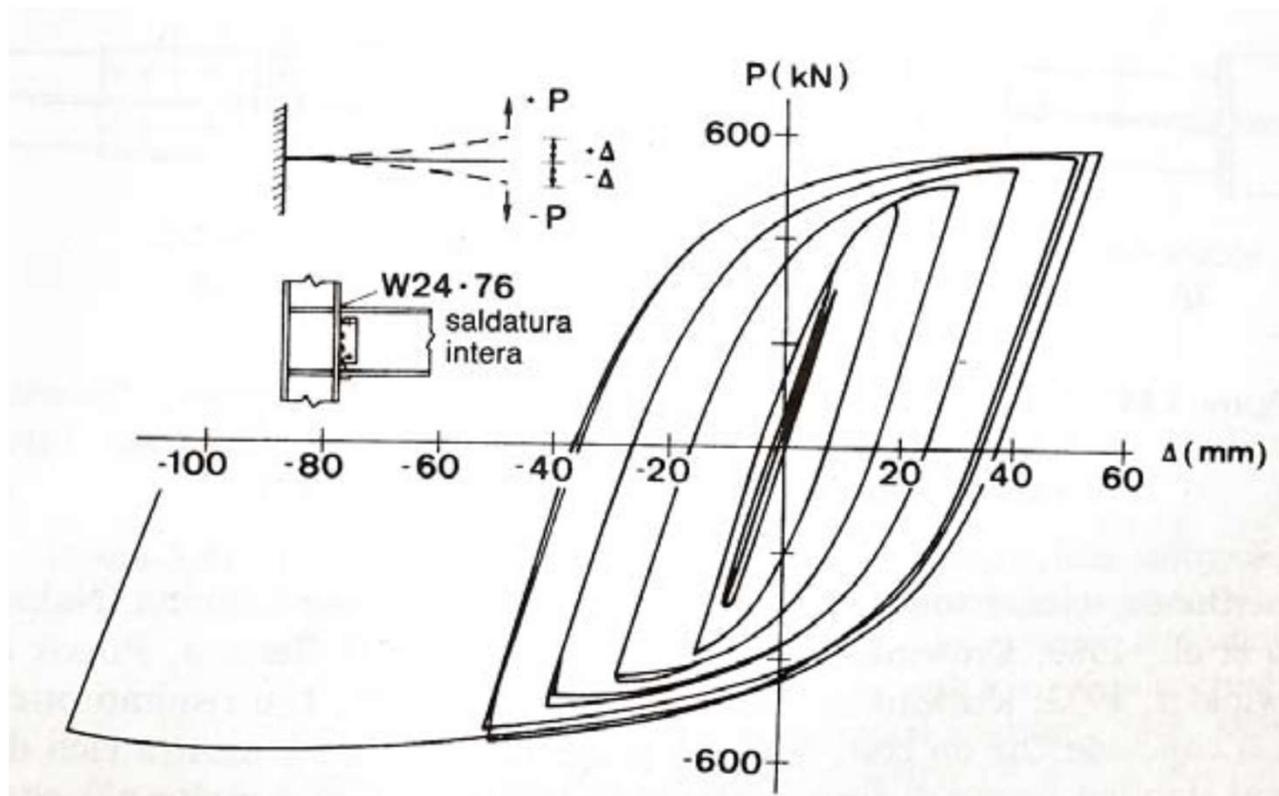
Le cricche partono sempre dalla zona tesa.

Il giunto saldato è il giunto migliore da utilizzare in zona sismica ma è difficile farlo bene.

Per quanto ben fatta la saldatura è sempre un punto delicato.

COLLEGAMENTI

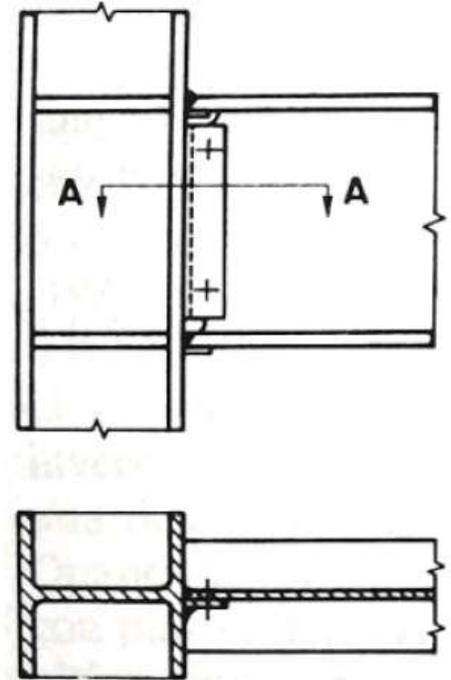
Un giunto saldato, se opportunamente realizzato in modo da evitare l'instaurarsi di fenomeni di instabilità locale, conferisce generalmente un ottimo comportamento ciclico e per questo motivo sono molto utilizzati in zona sismica.



COLLEGAMENTI

Altri tipi di giunzione che in genere possono dare un buon comportamento al nodo sono:

Giunto con ali saldate (sforzo di trazione e compressione) e anima bullonata (taglio). Non è completamente rigido a causa dello scorrimento in prossimità dei bulloni ma il comportamento isteretico è simile a quello dei collegamenti completamente saldati.

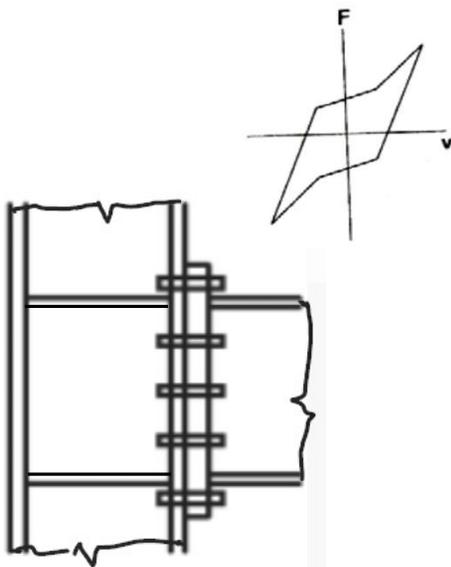
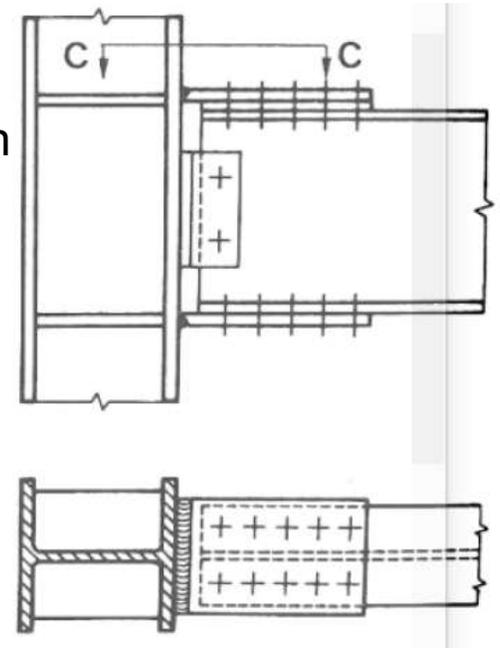


Giunto con fazzoletto superiore saldato e anima bullonata (simile ad A ma più delicato). Nella piastra coprigiunto si formano presto delle fessure per cui la duttilità è minore rispetto a giunti saldati e giunti di tipo A.

COLLEGAMENTI

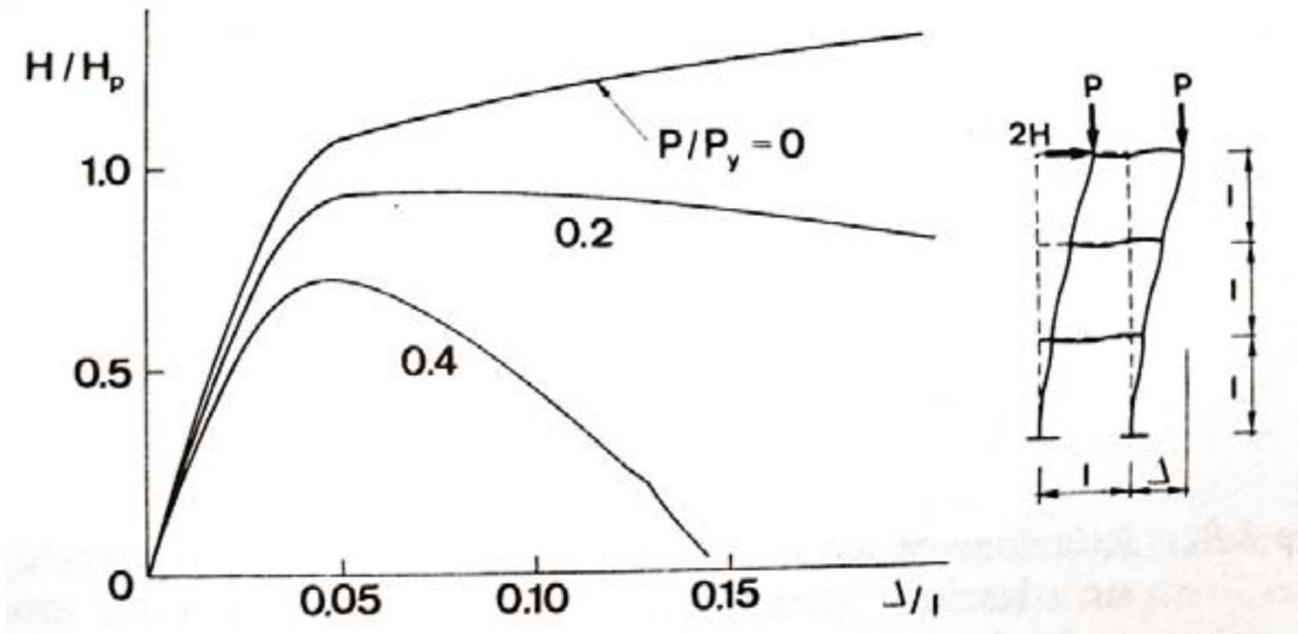
Altri tipi di giunzione che in genere possono dare un buon comportamento al nodo sono:

Giunto con fazzoletto e anima bullonati, caratterizzato da un ciclo di isteresi “slip type” a causa dello scorrimento dei bulloni entro il foro



Giunto flangiato bullonato: molto utilizzato per il suo buon comportamento ciclico e semplicità di montaggio ed esecuzione (può essere rigido o semi rigido) Anche questo giunto può dare effetto pinching: quando inverto la F finché non riporto il tratto a contatto con la colonna ($\delta = 0$) la rigidezza è molto bassa

TELAI IN ACCIAIO

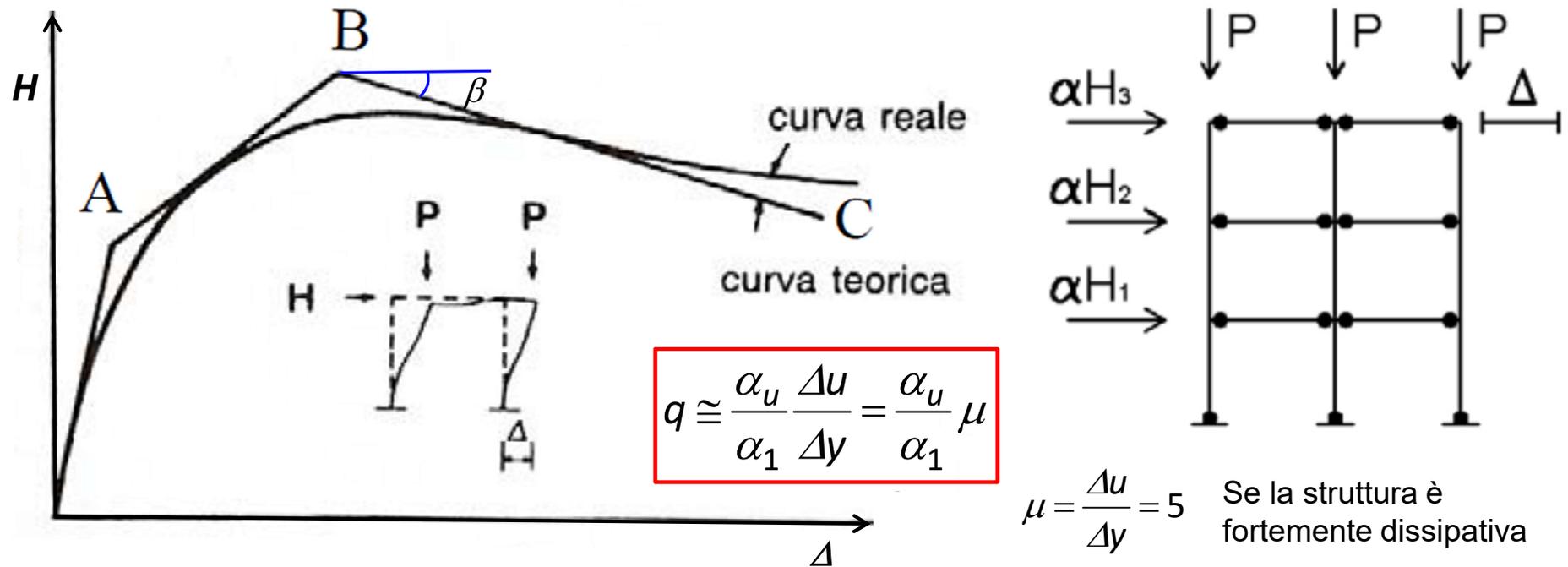


Δ = spostamento orizzontale in sommità
 P_y = carico di plasticizzazione per compressione
 H_p = carico di plasticizzazione del telaio in assenza di carico verticale

- Si nota come in **assenza di carico VERTICALE** il telaio abbia un **buon comportamento dopo la fase elastica** a causa dell'incrudimento del materiale
- In **presenza di carichi verticali**, l'effetto $P-\Delta$, costituito dal momento ribaltante dovuto ai carichi verticali e allo spostamento orizzontale degli stessi, penalizza il comportamento del telaio, comportando una **minore resistenza della struttura ai carichi orizzontali con l'aumentare di questo effetto**

TELAI IN ACCIAIO

In generale il comportamento del telaio può essere suddiviso in TRE FASI



Tratto OA elastico fino alla formazione della 1° cerniera plastica

Tratto AB in cui si vengono a formare le altre cerniere plastiche fino al raggiungimento di un meccanismo plastico

Tratto BC la cui pendenza β dipende dall'influenza dell'effetto $P-\Delta$ ($\beta=0$ in assenza di carichi verticali). In C si raggiunge il collasso quando una delle cerniere plastiche raggiunge la sua rotazione ultima.

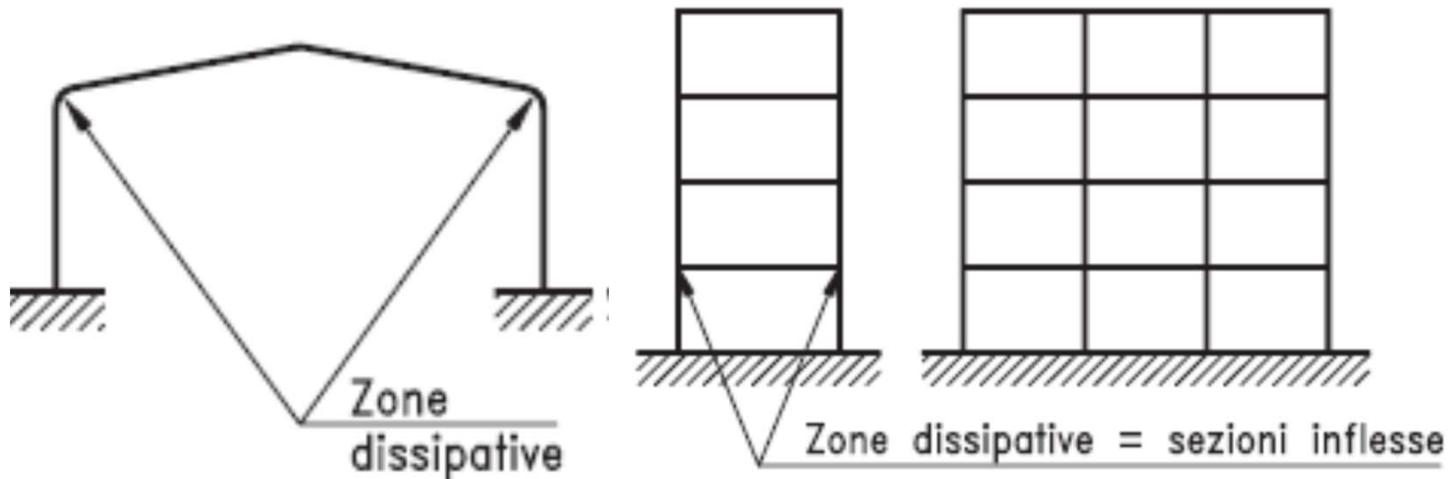
REGOLE EC8 PER STRUTTURE IN ACCIAIO

Fattore di struttura

Strutture intelaiate

Pedice M – classe di duttilità media

Pedice H – classe di duttilità alta



$$q_M = 4$$

$$\frac{\alpha_u}{\alpha_1} \cong 1.1$$

$$\frac{\alpha_u}{\alpha_1} \cong 1.2$$

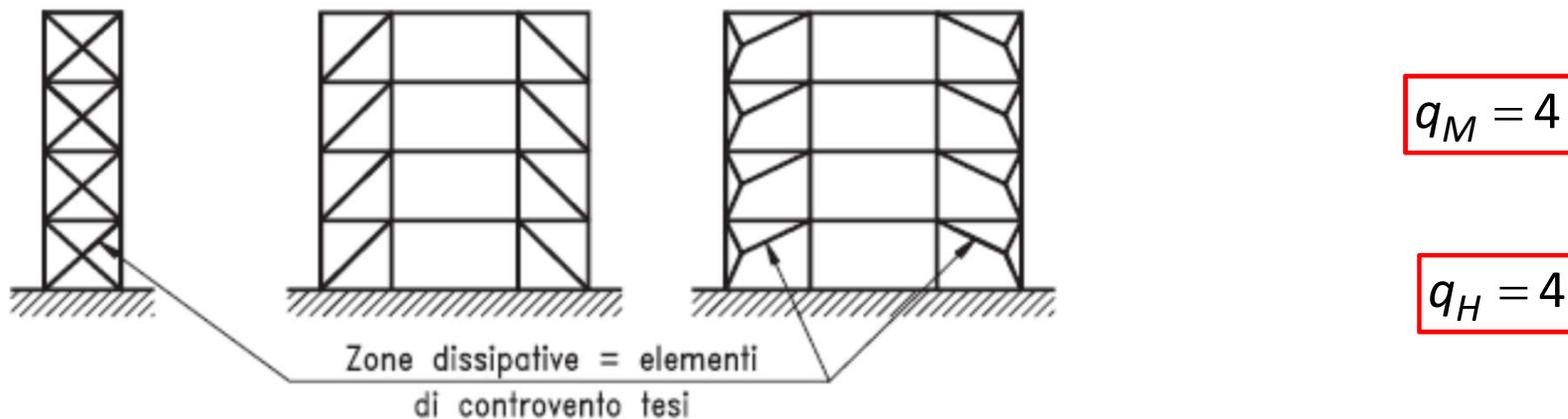
$$\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1.3$$

$$q_H = \frac{\alpha_u}{\alpha_1} \cdot 5$$

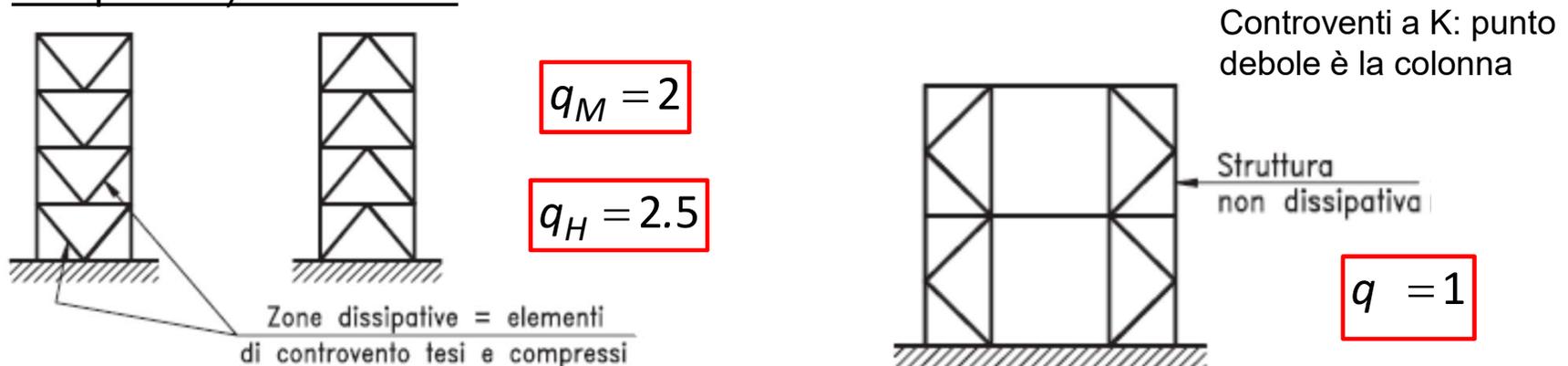
REGOLE EC8 PER STRUTTURE IN ACCIAIO

Fattore di struttura

Elementi di controvento concentrici con zone dissipative negli elementi tesi (el. compressi in bando)



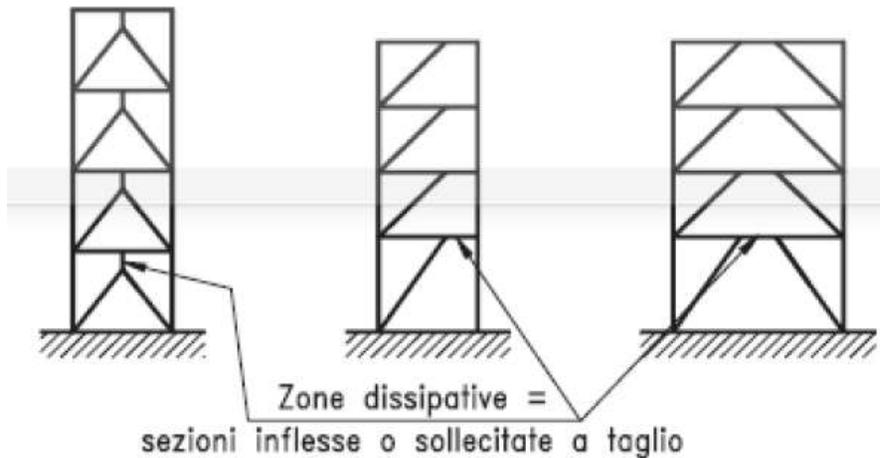
Elementi di controvento a V (elementi dissipativi = diagonali sia tese che compresse) concentrici



REGOLE EC8 PER STRUTTURE IN ACCIAIO

Fattore di struttura

Controventi eccentrici (elementi dissipativi = "links") struttura molto deformabile



$$q_M = 4$$

$$q_H = \frac{\alpha_u}{\alpha_1} \cdot 5$$

$$\frac{\alpha_u}{\alpha_1} \cong 1.2$$

Strutture a mensola



La struttura ha pochissima capacità dissipativa

$$\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1$$

$$\bar{\lambda} \leq 1.5$$

Snellezza

$$q_M = 2$$

$$q_H = 2 \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$$

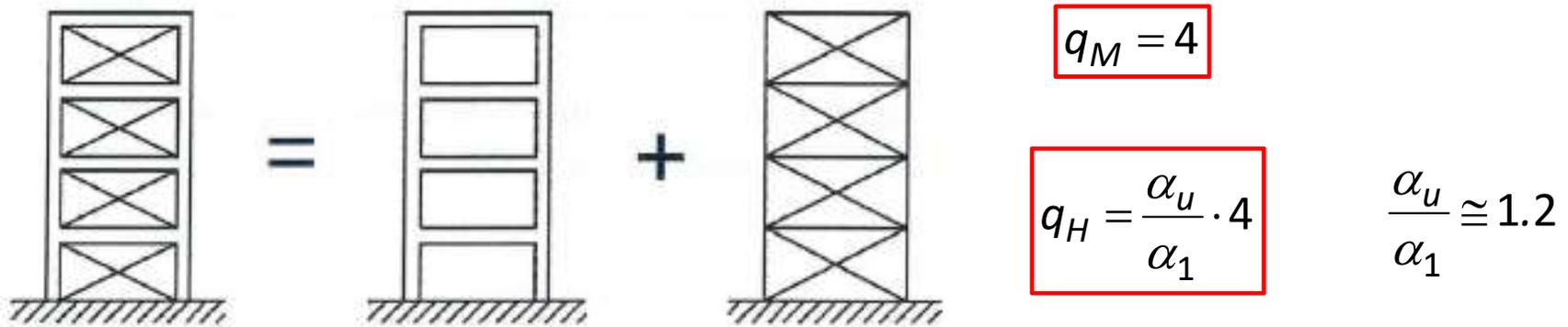


$$\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1.1$$

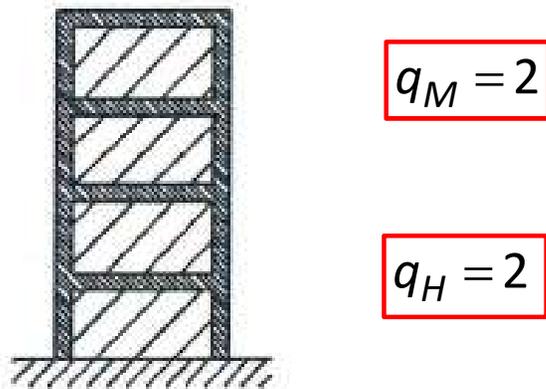
REGOLE EC8 PER STRUTTURE IN ACCIAIO

Fattore di struttura

Telai controventati con aste diagonali



Telai tamponati con muratura



Classe di sezione legata al valore del fattore q

Ductility class	Reference value of behaviour factor q	Required cross-sectional class
DCM	$1,5 < q \leq 2$	class 1, 2 or 3
	$2 < q \leq 4$	class 1 or 2
DCH	$q > 4$	class 1

REGOLE SPECIFICHE PER STRUTTURE A TELAIO

Al fine di conseguire un **comportamento duttile**, i telai devono essere progettati in modo che le **zone dissipative si formino nelle travi piuttosto che nelle colonne**.

TRAVI

Nelle sezioni in cui è attesa la formazione delle zone dissipative devono essere verificate le seguenti relazioni:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0.15$$

$$\frac{(V_{Ed,G} + V_{Ed,M})}{V_{pl,Rd}} \leq 0.5$$

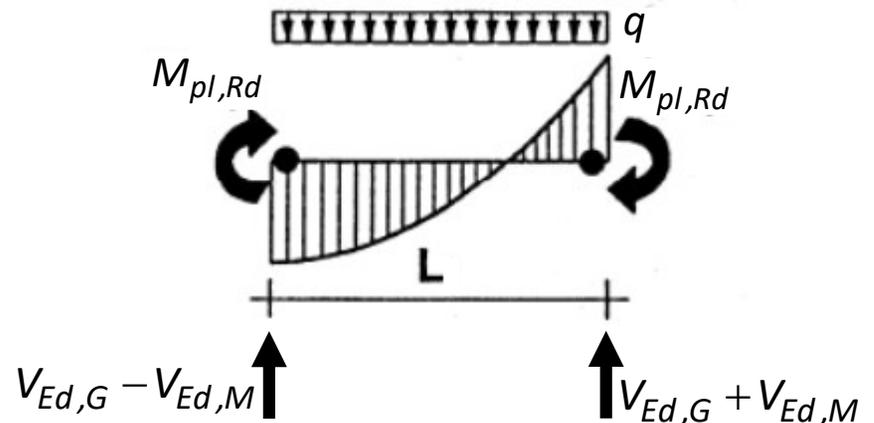
$$V_{Ed,G} = \frac{qL}{2} \quad V_{Ed,M} = \frac{M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B}}{L}$$

M_{Ed} , N_{Ed} e V_{Ed} sono momento, azione assiale e taglio di progetto

$M_{pl,Rd}$, $N_{pl,Rd}$ e $V_{pl,Rd}$ sono i valori delle resistenze plastiche

$V_{Ed,G}$ è la sollecitazione tagliante dovuta alle azioni non sismiche

$V_{Ed,M}$ è la forza di taglio dovuta all'applicazione di momenti plastici equiversi $M_{pl,Rd}$ nelle sezioni in cui è attesa la formazione delle cerniere plastiche.



REGOLE SPECIFICHE PER STRUTTURE A TELAIO

COLONNE

La capacità delle colonne deve essere confrontata con la combinazione più sfavorevole della domanda a flessione ed a sforzo normale.

La domanda deve essere determinata come segue:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1.1\gamma_{ov} \Omega N_{Ed,E}$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1.1\gamma_{ov} \Omega M_{Ed,E}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1.1\gamma_{ov} \Omega V_{Ed,E}$$

$$\Omega = \min \left[\Omega_i = \frac{M_{pl,Rd,i} - M_{Ed,G,i}}{M_{Ed,E,i}} \right]$$

M_{Ed} , N_{Ed} e V_{Ed} sono la domanda a momento, azione assiale e taglio

$M_{Ed,G}$, $N_{Ed,G}$ e $V_{Ed,G}$ domande dovute ad azioni non sismiche

$M_{Ed,E}$, $N_{Ed,E}$ e $V_{Ed,E}$ domande dovute alle azioni sismiche

$M_{pl,Rd,i}$ capacità a flessione dell' i -esima trave

$M_{Ed,G,i}$ domanda a flessione dovuta alle azioni non sismiche dell' i -esima trave in cui si attende la formazione di zone dissipative

$M_{Ed,E,i}$ domanda a flessione dovuta alle azioni sismiche dell' i -esima trave in cui si attende la formazione di zone dissipative

Nelle colonne in cui si attende la formazione di zone dissipative, la domanda deve essere calcolata nell'ipotesi che in corrispondenza di tali zone sia raggiunta la capacità a flessione $M_{pl,Rd}$.

REGOLE SPECIFICHE PER STRUTTURE A TELAIO

COLONNE

Il rapporto tra la domanda e la capacità a taglio deve rispettare la seguente limitazione:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0.50$$

Per assicurare lo sviluppo del meccanismo globale dissipativo, deve inoltre essere rispettata la seguente disequaglianza per ogni nodo trave-colonna del telaio

$$\sum M_{C,pl,Rd} \geq \gamma_{Rd} \sum M_{b,pl,Rd}$$

γ_{Rd} secondo Tab. 7.2.1

$M_{C,pl,Rd}$ capacità a flessione della colonna calcolata per i livelli di domanda a sforzo normale valutata nelle combinazioni sismiche delle azioni

$M_{b,pl,Rd}$ capacità a flessione delle travi che convergono nel nodo trave-colonna

Nella disequazione si assume il nodo in equilibrio ed i momenti, sia nelle colonne sia nelle travi, **tra loro concordi**. Nel **caso in cui i momenti nella colonna al di sopra e al di sotto del nodo siano tra loro discordi**, al primo membro della formula va posta la **maggiore tra le capacità a flessione delle colonne**, mentre **la minore va sommata alle capacità a flessione delle travi**.

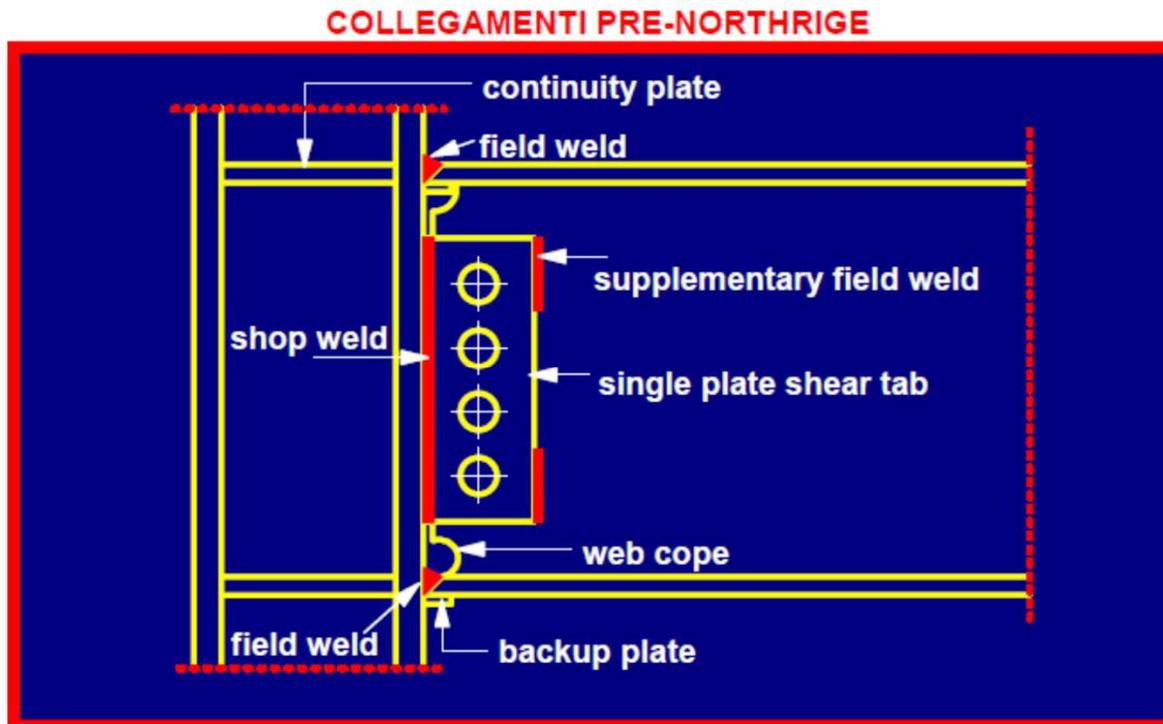
REGOLE SPECIFICHE PER STRUTTURE A TELAIO

COLLEGAMENTI TRAVE-COLONNA

I collegamenti trave-colonna devono essere progettati in modo da consentire la formazione delle zone dissipative alle estremità delle travi. In particolare, la capacità a flessione del collegamento trave-colonna, $M_{j,Rd}$, deve soddisfare la seguente relazione

$$M_{j,Rd} \geq 1.1 \gamma_{ov} M_{b,pl,Rd}$$

$M_{b,pl,Rd}$ capacità a flessione delle travi che convergono nel nodo trave-colonna



Terremoto di Northridge
California, 1994

REGOLE SPECIFICHE PER STRUTTURE A TELAIO

COLLEGAMENTI TRAVE-COLONNA

COLLEGAMENTI PRE-NORTHRIDGE



Collegamento interamente saldato

REGOLE SPECIFICHE PER STRUTTURE A TELAIO

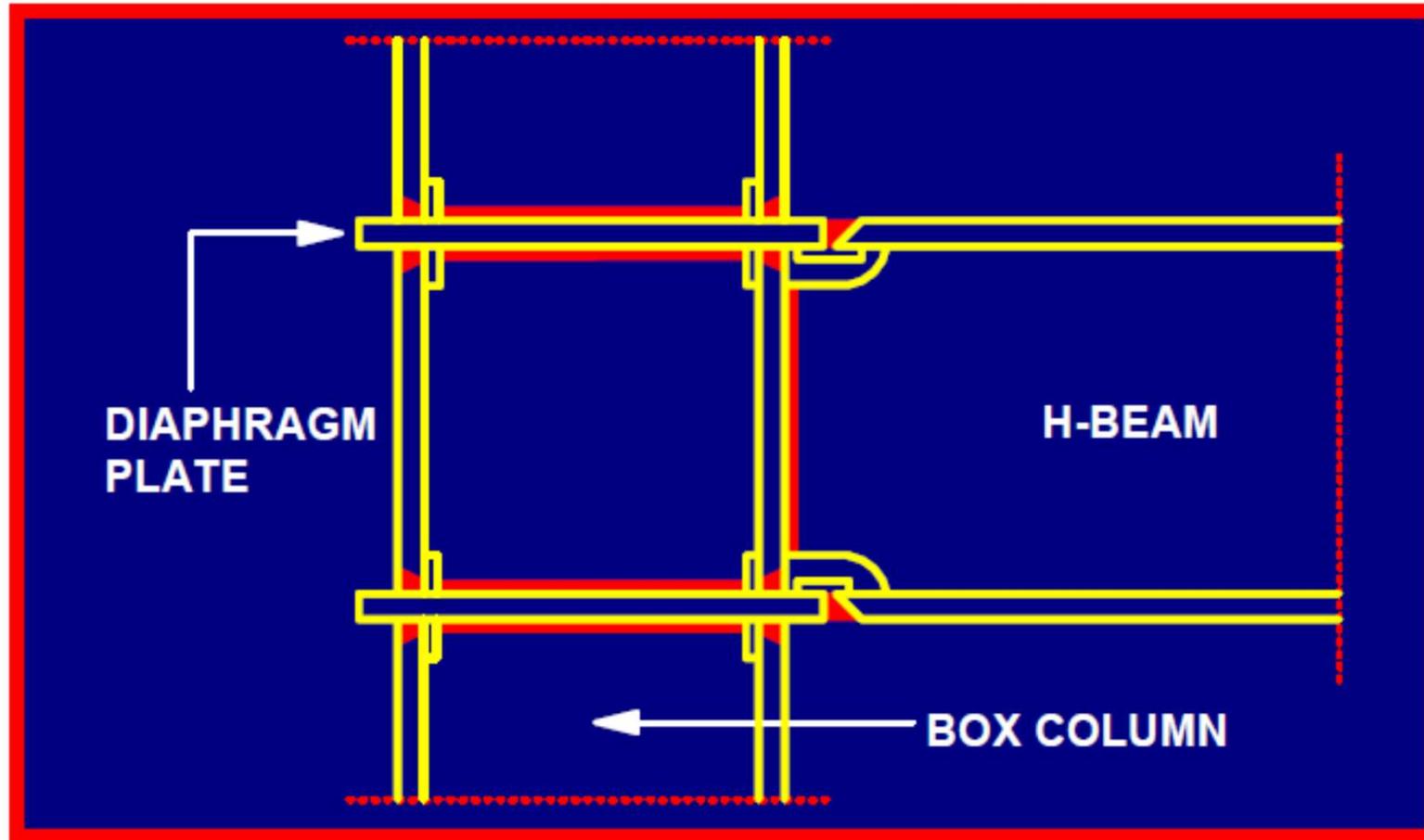
COLLEGAMENTI TRAVE-COLONNA



REGOLE SPECIFICHE PER STRUTTURE A TELAIO

COLLEGAMENTI TRAVE-COLONNA

COLLEGAMENTI TIPICI GIAPPONESI



REGOLE SPECIFICHE PER STRUTTURE A TELAIO

COLLEGAMENTI TRAVE-COLONNA

KOBE 17/01/1995



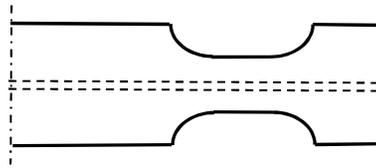
Terremoto di Kobe
Giappone, 1995

REGOLE SPECIFICHE PER STRUTTURE A TELAIO

SI PUO' EVITARE IL COLLASSO DEI COLLEGAMENTI?

Si può intervenire in due modi alternativi:

- **Incremento della resistenza del collegamento rispetto alla trave collegata**
- **Riduzione della sezione della trave (Reduced Beam Section - RBS o «dog-bone») in prossimità del collegamento attraverso il taglio parziale delle ali della trave o la perforazione delle stesse.**



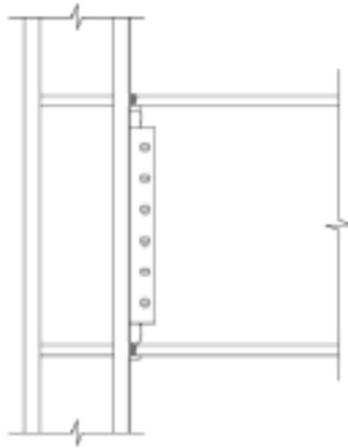
REGOLE SPECIFICHE PER STRUTTURE A TELAIO

STRATEGIE PER LA PROTEZIONE DEI COLLEGAMENTI

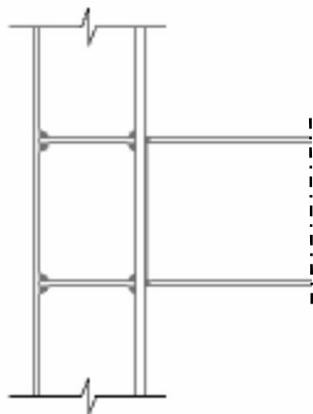


REGOLE SPECIFICHE PER STRUTTURE A TELAIO

TIPI DI GIUNTO POST NORTHRIDGE

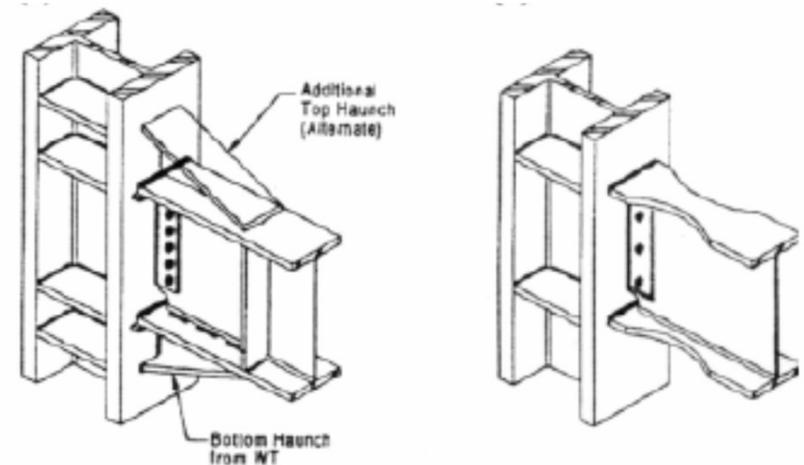
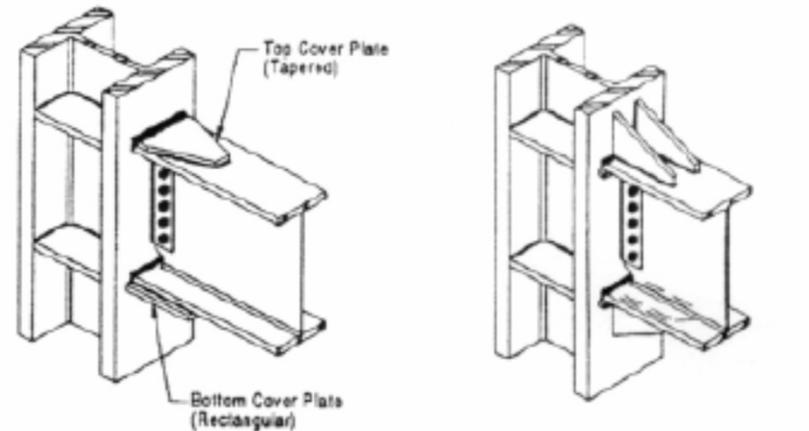


Schema collegamento saldato pre-Northridge



Schema collegamento saldato adottato in Europa

Ali saldate a completa penetrazione. Anima saldata con cordoni d'angolo su ambo i lati.



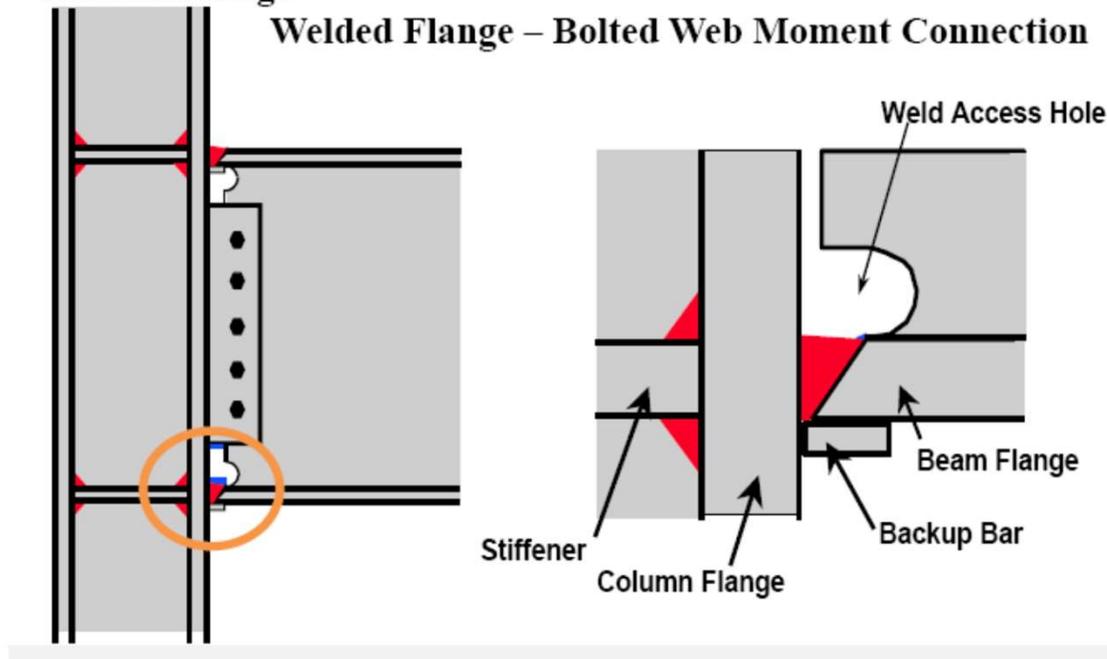
Schemi collegamento saldato post-Northridge

REGOLE SPECIFICHE PER STRUTTURE A TELAIO

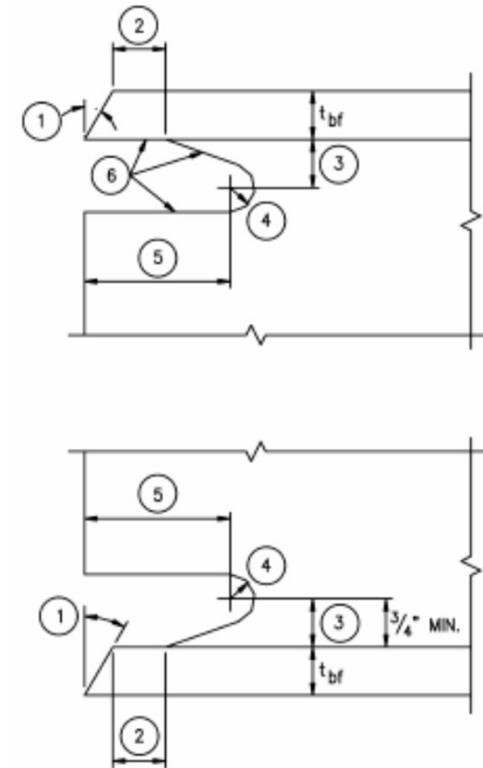
TIPI DI GIUNTO PRE E POST NORTHRIDGE

Pre-Northridge

Welded Flange – Bolted Web Moment Connection

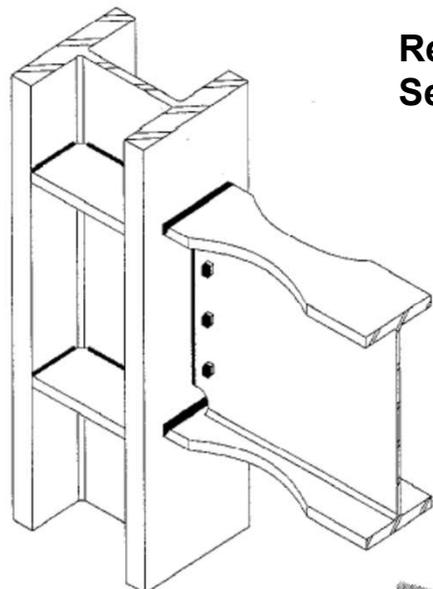


Post-Northridge



1. Smusso
2. Il maggiore fra t_{bf} e 12.5 mm
3. Da $0.75t_{bf}$ e t_{bf} , 19 mm minimo
4. 9.5 mm di raggio minimo
5. $3t_{bf}$
6. Si veda FEMA-353, *Recommended Specifications and Quality Assurance Guidelines for Steel Moment-Frame Constructions for Seismic Applications*, per dettagli costruttivi inclusi metodi di taglio e finitura.

REGOLE SPECIFICHE PER STRUTTURE A TELAIO

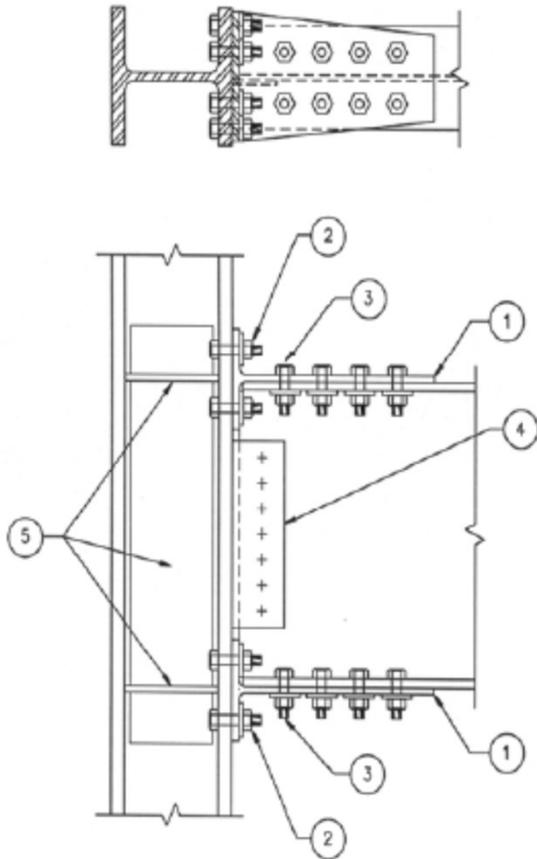


Reduced Beam
Section

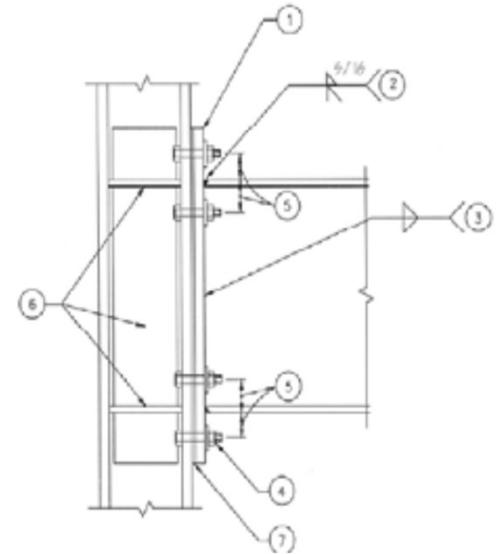


REGOLE SPECIFICHE PER STRUTTURE A TELAIO

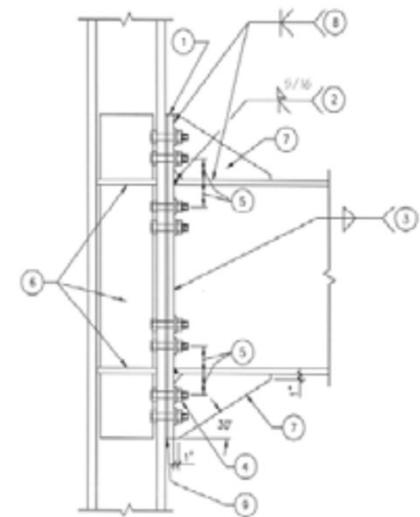
T-Stub Connection



Bolted Unstiffened End Plate

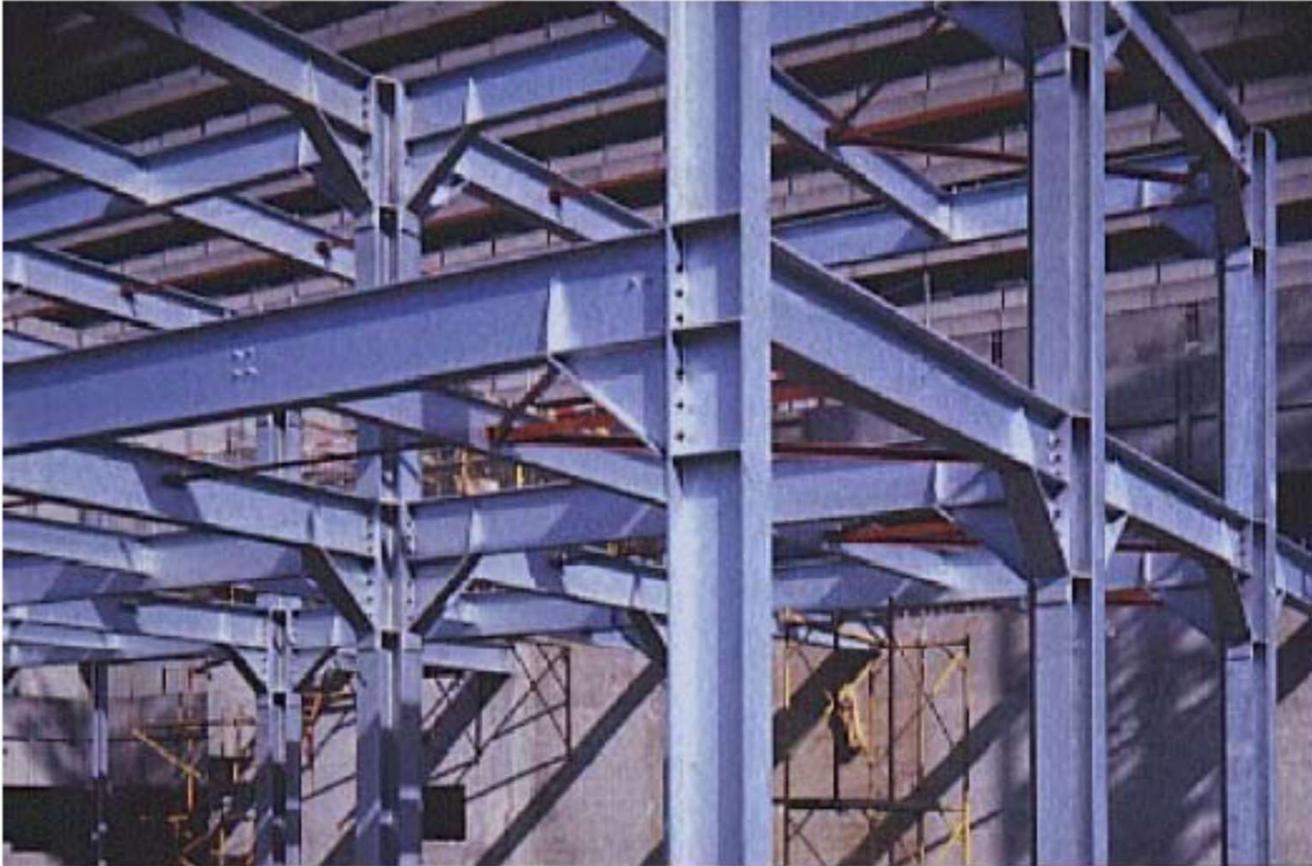


Bolted Stiffened End Plate



REGOLE SPECIFICHE PER STRUTTURE A TELAIO

Esempio di struttura intelaiata in acciaio



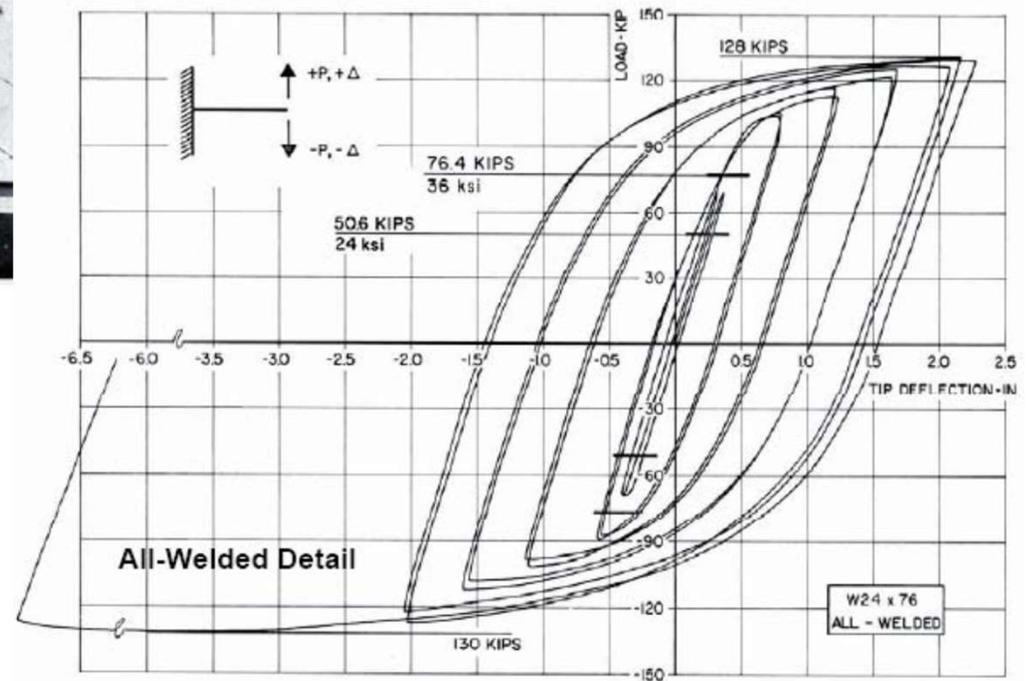
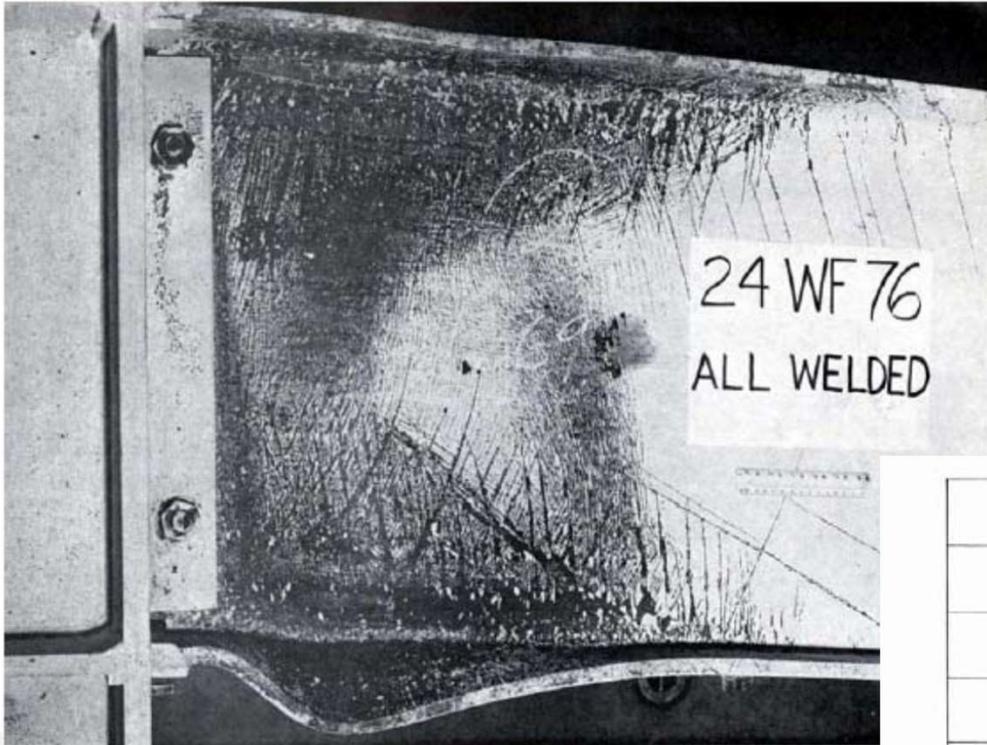
REGOLE SPECIFICHE PER STRUTTURE A TELAIO

Esempio di struttura intelaiata in acciaio



REGOLE SPECIFICHE PER STRUTTURE A TELAIO

Giunto interamente saldato



REGOLE SPECIFICHE PER STRUTTURE A TELAIO

PANNELLI D'ANIMA DEI COLLEGAMENTI TRAVE-COLONNA

I pannelli d'anima devono essere progettati in modo da consentire lo sviluppo del meccanismo dissipativo della struttura, cioè la plasticizzazione delle sezioni delle travi convergenti nel nodo trave-colonna evitando fenomeni di plasticizzazione e instabilizzazione a taglio.

Tale requisito si può ritenere soddisfatto quando:

$$\frac{V_{vp,Ed}}{\min(V_{vp,Rd}, V_{vb,Rd})} < 1$$

$V_{vp,Ed}$, $V_{vp,Rd}$, $V_{vb,Rd}$ sono rispettivamente la domanda a taglio, la capacità a taglio per plasticizzazione del pannello e la capacità a taglio per instabilità del pannello.

La domanda a taglio $V_{vp,Ed}$ deve essere determinata assumendo il raggiungimento della capacità a flessione nelle sezioni delle travi convergenti nel nodo trave-colonna, secondo lo schema e le modalità previste in fase di progetto.

REGOLE SPECIFICHE PER STRUTTURE A TELAIO

PANNELLI D'ANIMA DEI COLLEGAMENTI TRAVE-COLONNA

Affinché il pannello d'anima della colonna possa sostenere lo sviluppo del meccanismo dissipativo globale a telaio, secondo uno degli schemi proposti, è necessario che la forza di taglio trasmessa dalle travi al pannello d'anima della colonna sia calcolata in condizioni di collasso. Per tale motivo la forza con cui è necessario confrontare la resistenza a taglio di progetto del pannello, $V_{WP,Rd}$, non deriva dalle sollecitazioni di calcolo ottenute dall'analisi strutturale, bensì dal momento plastico resistente delle travi in esso concorrenti tramite la formula:

Domanda

$$V_{wp,Ed,U} = \gamma_{ov} \frac{\sum M_{b,pl,Rd}}{Z} \left(1 - \frac{z}{H - h_b} \right)$$

$\sum M_{b,pl,Rd}$ è la sommatoria dei momenti plastici resistenti delle travi

H è l'altezza di interpiano del telaio

$Z=z$ è il braccio della coppia interna della trave

h_b è l'altezza della sezione della trave

REGOLE SPECIFICHE PER STRUTTURE A TELAIO

PANNELLI D'ANIMA DEI COLLEGAMENTI TRAVE-COLONNA

Questa equazione può essere spiegata nel seguente modo. Il taglio nel nodo è dato da:

$$(*) \quad V_{pz} = \frac{M_{b1}}{h_b} + \frac{M_{b2}}{h_b} - V_c$$

Si assume che i punti di flesso delle colonne siano collocati a metà altezza di piano ($H/2$) e il valore del taglio nella colonna sia pari alla media dei tagli superiore e inferiore al nodo. Per cui per l'equilibrio alla rotazione del nodo si ha:

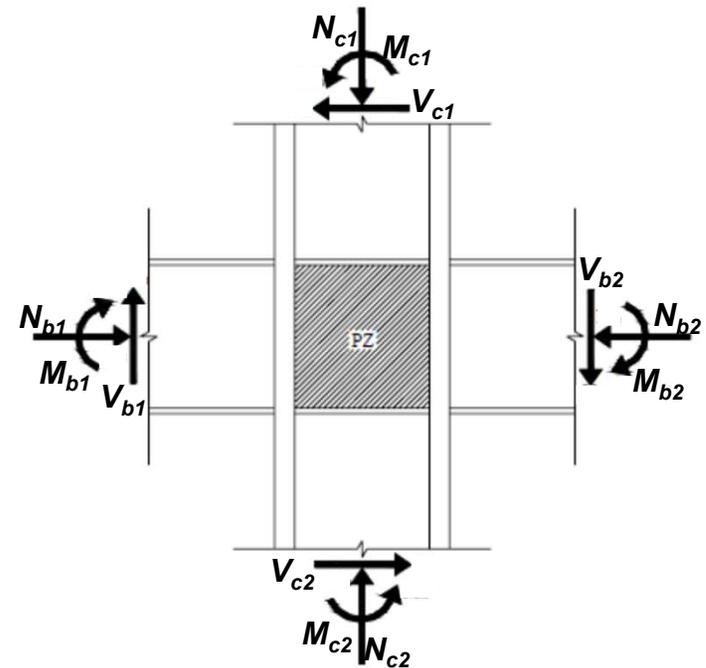
$$(V_{c1} + V_{c2}) \frac{H - h_b}{2} = (M_{b1} + M_{b2})$$

dalla quale, ipotizzando che il taglio nelle colonne è pari alla media dei tagli superiore ed inferiore al nodo ($V_c = (V_{c1} + V_{c2})/2$), si ottiene:

$$V_c = \frac{M_{b1} + M_{b2}}{H - h_b}$$

e sostituendo nella (*)

$$V_{pz} = \frac{\sum M_b}{h_b - t_f} \left(1 - \frac{h_b - t_f}{H - h_b} \right)$$



REGOLE SPECIFICHE PER STRUTTURE A TELAIO

PANNELLI D'ANIMA DEI COLLEGAMENTI TRAVE-COLONNA

La **resistenza del pannello nodale** privo di piatti di irrigidimento e/o continuità, ove i fenomeni di instabilità non sono condizionanti, è data da:

Capacità

$$V_{WP,Rd} \geq \frac{f_y}{\sqrt{3}} A_{VC} \sqrt{1 - \left(\frac{\sigma}{f_y}\right)^2}$$

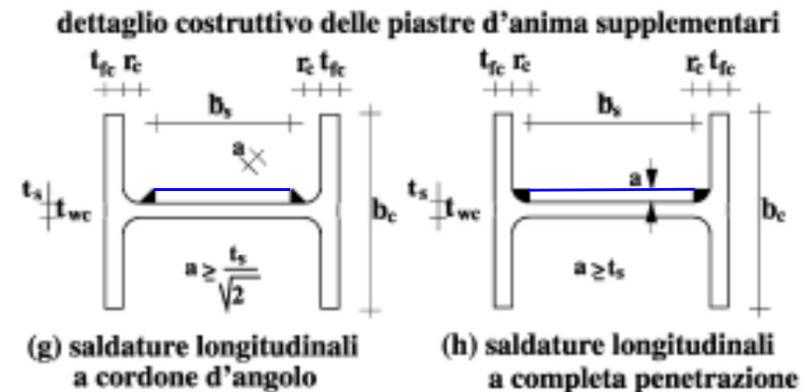
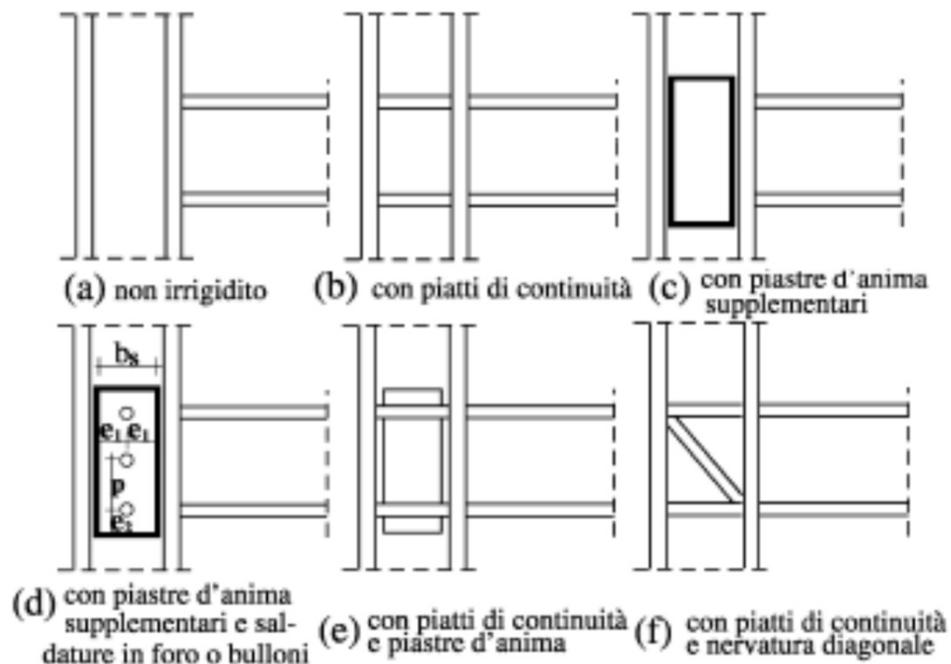
dove A_{VC} è l'area resistente a taglio, mentre σ è la tensione normale media agente nel pannello dovuta allo sforzo normale di calcolo presente nella colonna. Per la verifica, ovviamente si dovrà avere:

$$V_{wp,Rd} \geq V_{wp,Ed,U}$$

REGOLE SPECIFICHE PER STRUTTURE A TELAIO

DETTAGLI COSTRUTTIVI DI PANNELLI NODALI IRRIGIDITI

Di seguito sono riportati i dettagli costruttivi dei pannelli nodali, cui è necessario fare riferimento per il calcolo della resistenza a taglio. Nel caso di collegamenti trave-colonna saldati i piatti di continuità in prosecuzione delle ali della trave devono essere sempre previsti.



OSSERVAZIONI

DETTAGLI COSTRUTTIVI DI PANNELLI NODALI IRRIGIDITI

La norma impone attualmente l'uso di pannelli d'anima a completo ripristino.

Recenti studi hanno fatto emergere che consentire la plasticizzazione del pannello nodale nei telai sismoresistenti in acciaio implica un miglioramento del comportamento del nodo sia in termini di energia dissipata sia in termini di capacità rotazionale. Tuttavia un pannello molto “debole” rispetto la trave può dar luogo a fenomeni che limitano fortemente la duttilità del nodo, con rotture fragili dell'ala.

Si è dunque rilevato che la situazione ottimale di progetto del pannello nodale trave colonna, verso la quale sembrano orientate le attuali normative sismiche americane, consiste nel consentire una deformazione plastica limitata del pannello nodale, ovvero di “bilanciare” la resistenza del pannello nodale rispetto la resistenza plastica della trave: progetto bilanciato.

A tal fine, occorre dunque limitare superiormente e inferiormente il valore della resistenza plastica del pannello nodale rispetto la resistenza plastica delle travi convergenti nel nodo. Valori indicativi di tali limiti, ricavati dalle prove sperimentali eseguite nonché dall'esame della bibliografia a riguardo, possono essere assunti pari a:

$$0.6 < M_{pl, trave} / M_{pl, pannello} < 0.9$$

REGOLE SPECIFICHE PER STRUTTURE A TELAIO

COLLEGAMENTI COLONNA-FONDAZIONE

Il collegamento colonna-fondazione deve essere progettato in modo tale da risultare sovra-resistente rispetto alla colonna ad esso collegata.

In particolare, il **momento resistente plastico del collegamento** deve rispettare la seguente disuguaglianza

$$M_{C,Rd} \geq 1.1 \gamma_{Rd} M_{c,pl,Rd}(N_{Ed})$$

$M_{c,pl,Rd}$ è il momento resistente plastico di progetto della colonna, calcolato con N_{Ed}

N_{Ed} è l'azione assiale di progetto che fornisce la condizione più gravosa per il collegamento di base

γ_{Rd} è il coefficiente fornito nel paragrafo 7.5.1 delle NTC 2018

STRUTTURE CON CONTROVENTI CONCENTRICI

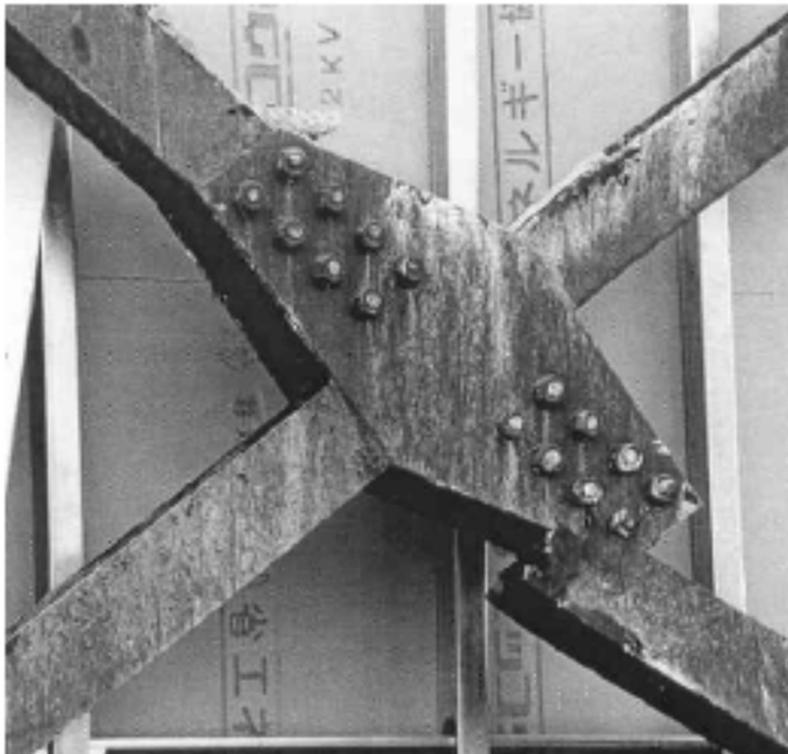
Come fatto più volte osservare, il **progetto in zona sismica** delle strutture si basa sul criterio dell'adozione di forze sismiche ridotte rispetto a quelle massime attese sulla struttura poiché si assume che la **risposta sismica delle strutture sia di tipo duttile**. Nel **caso dei controventi concentrici**, affinché il comportamento nei confronti delle azioni sismiche sia **di tipo duttile**, gli **elementi diagonali devono essere in grado di sostenere ampie deformazioni cicliche inelastiche senza significative riduzioni della resistenza e della rigidezza**.

La **strategia adottata dalle attuali normative tecniche** per il progetto in zona sismica dei telai controventati è quindi orientata verso il criterio di **assicurare che le deformazioni plastiche siano localizzate soltanto nelle diagonali**, mentre travi, colonne e collegamenti devono restare in campo elastico (assenza di danneggiamento).

In questo modo la struttura è in grado di resistere anche ad azioni sismiche di tipo violento senza perdere la **capacità di sostenere i carichi verticali**. I **violenti eventi sismici del passato hanno dimostrato** che tale comportamento "ideale" delle strutture controventate **non può essere ottenuto se i vari elementi del controvento non vengono opportunamente progettati**

STRUTTURE CON CONTROVENTI CONCENTRICI

I danni riportati dalle strutture controventate durante i terremoti di [Northridge](#) (California, 1994) e di [Kobe](#) (Giappone, 1995) hanno evidenziato infatti la scarsa duttilità di tali strutture dovuta soprattutto alla crisi dei collegamenti e al danneggiamento di travi e colonne.



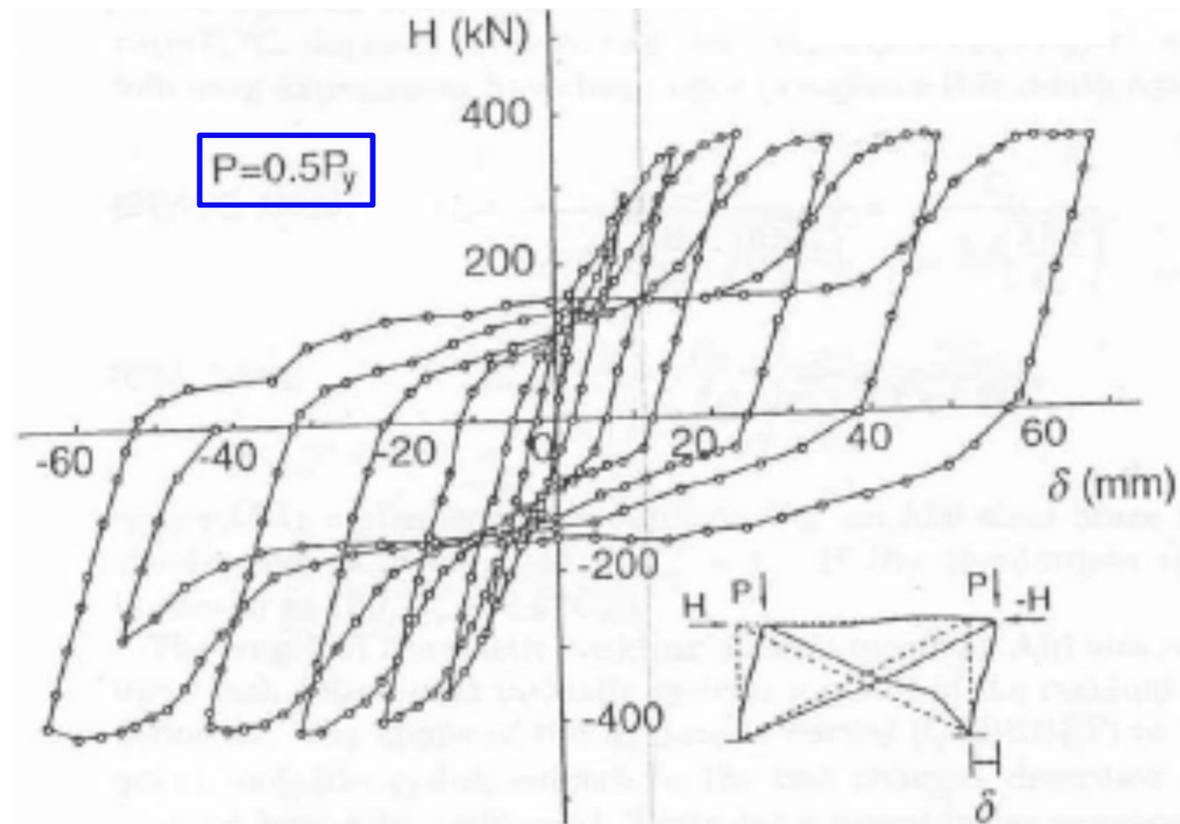
Rottura nella zona dei bulloni



Rottura nella zona della trave

STRUTTURE CON CONTROVENTI CONCENTRICI

In generale, il comportamento ciclico di una maglia controventata sotto azioni orizzontali può essere schematizzato tramite tre fasi che dipendono dalle caratteristiche degli elementi costituenti la maglia e dal livello di azione esterna.



Controvento con diagonali snelle

STRUTTURE CON CONTROVENTI CONCENTRICI

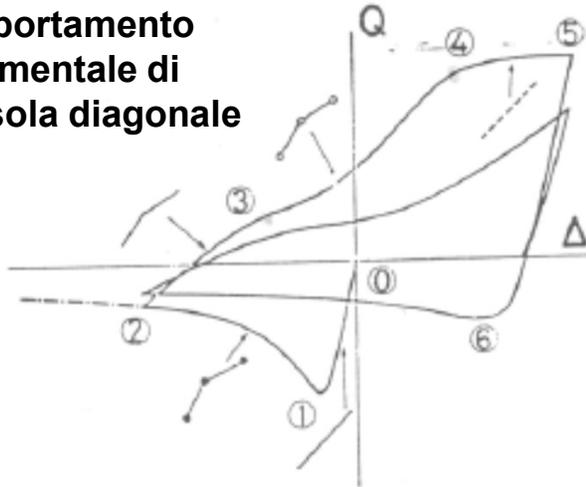
In particolare, se si ipotizza che le colonne, le travi e i collegamenti restino in campo elastico almeno fino a quando la diagonale tesa non si è snervata, le tre fasi di comportamento della maglia controventata sono le seguenti:

- **prima fase:** assenza di fenomeni di buckling della diagonale compressa. In questa fase il comportamento della maglia è elastico e l'inversione del verso della forza comporta il ritorno della maglia nella situazione iniziale indeformata.
- **seconda fase:** buckling della diagonale compressa, mentre la diagonale tesa è ancora in campo elastico. In questa fase è possibile osservare due aspetti fondamentali del comportamento della maglia controventata. Si osserva una riduzione in termini di resistenza e di rigidezza laterale della struttura, inoltre, nella fase di scarico, la rigidezza della maglia è minore rispetto quella elastica iniziale in quanto la diagonale instabilizzata tarda a diventare attiva come diagonale tesa a causa della deformazione laterale (fenomeno detto di pinching).
- **terza fase:** snervamento della diagonale tesa. Rispetto alla seconda fase si osserva una ulteriore riduzione della rigidezza laterale esibita dalla maglia, inoltre, a causa delle accumulazioni di deformazione plastica negli elementi diagonali si ha una riduzione della resistenza a trazione e della resistenza a compressione del controvento nei cicli successivi di carico qualora non si incrementi lo spostamento.

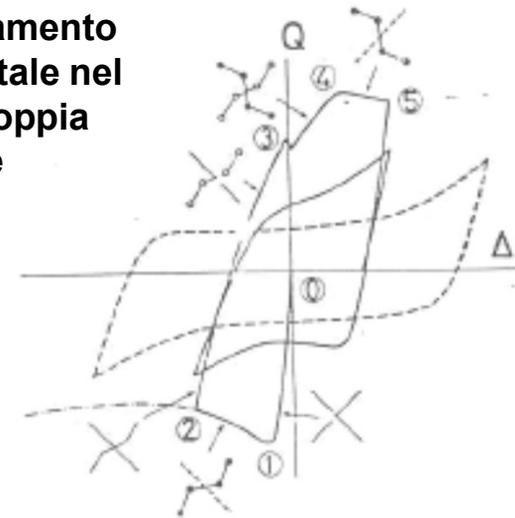
STRUTTURE CON CONTROVENTI CONCENTRICI

I cicli di risposta forza-deformazione relativi alle **maglie con due diagonali** sono caratterizzati da **punti caratteristici** (maggiormente evidenti nei casi di diagonali snelle) nei quali **si ha un'improvvisa riduzione della rigidità della maglia a causa del fatto che la diagonale compressa si instabilizza** (punto 3 del ciclo).

Comportamento sperimentale di una sola diagonale



Comportamento sperimentale nel caso di doppia diagonale



Inoltre si osserva una **marcata riduzione della resistenza della maglia nei cicli di carico successivi al primo a causa dell'accumulazione di deformazione plastica nelle diagonali**. Contrariamente ai campioni con una sola diagonale, in questo caso il ciclo di risposta forza-spostamento della maglia cambia forma al variare del numero e dell'ampiezza dei cicli e dipende fortemente dall'entità della snellezza delle diagonali. Si osserva quindi una **forte riduzione dell'energia dissipata con l'aumentare del numero dei cicli**.

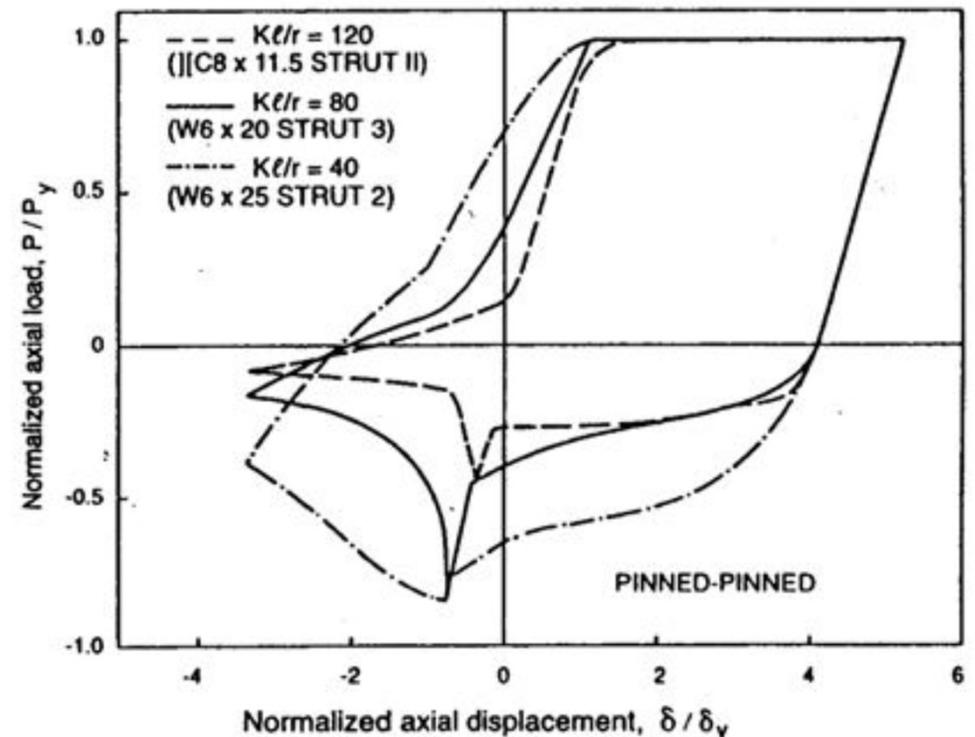
STRUTTURE CON CONTROVENTI CONCENTRICI

Uno studio condotto da Wakabayashi e numerosi studi successivi a questo hanno evidenziato che il comportamento non lineare dei controventi dipende fortemente dalle caratteristiche degli elementi diagonali. In particolare, è emerso che i parametri caratteristici delle diagonali maggiormente condizionanti il comportamento non lineare dei controventi sono:

- snellezza;
- sezione;
- condizioni di vincolo di estremità.

Si è osservato che la snellezza condiziona sia l'area racchiusa dai cicli di risposta (energia dissipata) sia la forma dei cicli (degradi in termini di rigidezza e di resistenza).

Nella figura è riportato il confronto tra i cicli isteretici di tre controventi caratterizzati da differente valore della snellezza (40, 80 e 120).



STRUTTURE CON CONTROVENTI CONCENTRICI

Il comportamento ciclico degli **elementi con elevata snellezza** è caratterizzato da una **riduzione improvvisa della rigidezza** quando la **diagonale compressa si instabilizza**.

Ciò comporta che in un controvento dotato di diagonali snelle, si ha **un degrado istantaneo della rigidezza laterale non appena le diagonali compresse si instabilizzano**.

Le **diagonali compresse instabilizzate** presentano una deformazione laterale (nel piano o fuori del piano del telaio) evidente; appena la forza esterna inverte il verso, esse **tendono a disporsi rapidamente nella configurazione rettilinea** e dunque a divenire attive in trazione. Questa **“rapidità” di disposizione della diagonale compressa nella configurazione rettilinea** comporta l’**insorgenza di effetti dinamici negli elementi di collegamento delle diagonali e dunque la possibilità di avere dei danni non previsti in tali elementi**.

I cicli di risposta degli elementi diagonalmente snelli sono caratterizzati da **un marcato degrado della resistenza a compressione** attribuibile fondamentalmente a due fenomeni: **l’accumulo di deformazione plastica nelle diagonali e all’effetto Baushinger**.

STRUTTURE CON CONTROVENTI CONCENTRICI

Il **comportamento ciclico degli elementi diagonali tozzi** (ovvero per i quali i fenomeni di stabilità locale e di snervamento sono dominanti) è **caratterizzato da cicli forza- deformazione assiale molto ampi**, ovvero da un'elevata capacità di dissipazione energetica.

I **valori limite della snellezza per gli elementi tozzi variano in funzione del materiale, della sezione, delle tensioni residue e della presenza di un'eventuale curvatura iniziale.**

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_y}$$

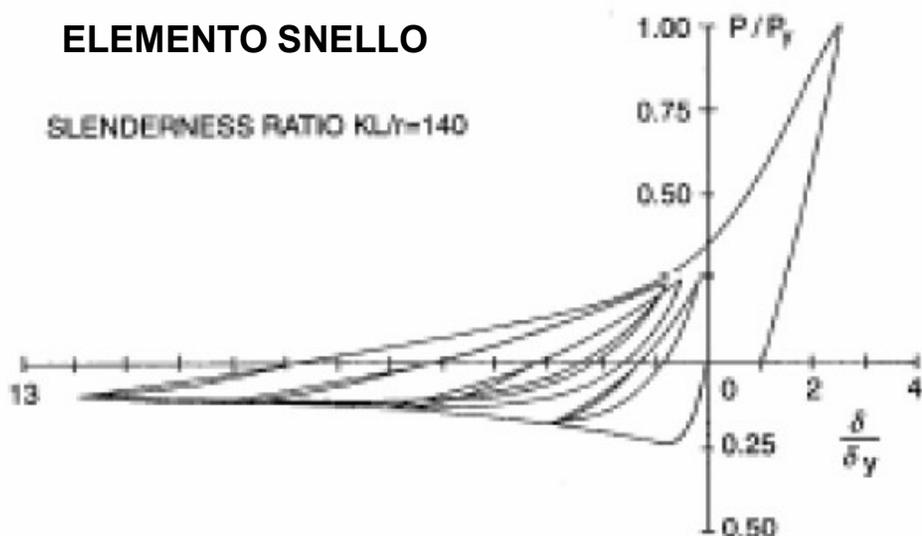
$$\lambda_y = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

Controventi snelli	$\bar{\lambda} \geq 1.41$
Snellezze intermedie	$0.65 \geq \bar{\lambda} \geq 1.41$
Controventi tozzi	$\bar{\lambda} < 0.65$

STRUTTURE CON CONTROVENTI CONCENTRICI

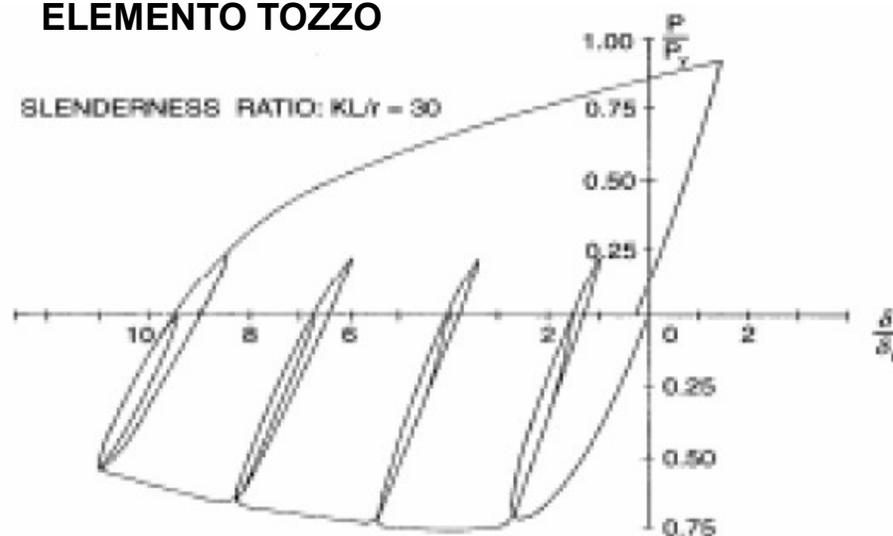
ELEMENTO SNELLO

SLENDERNESS RATIO $KL/r=140$



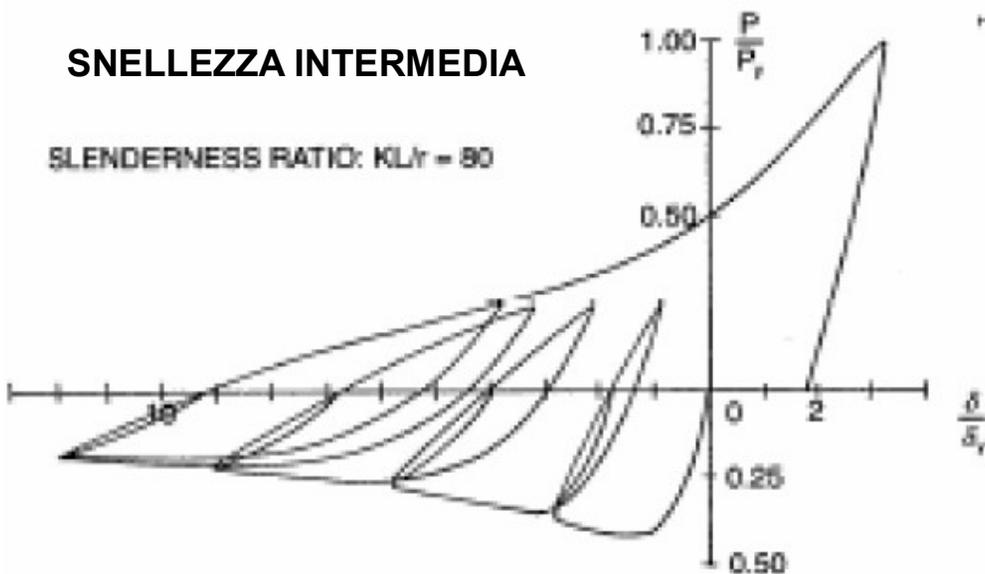
ELEMENTO TOZZO

SLENDERNESS RATIO: $KL/r = 30$



SNELLEZZA INTERMEDIA

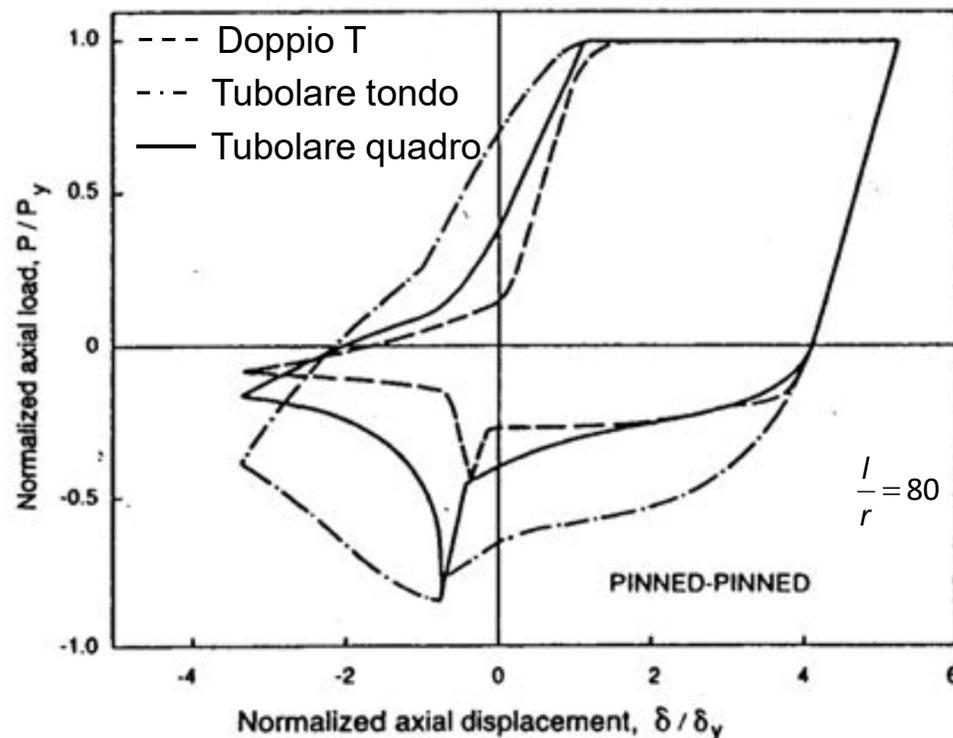
SLENDERNESS RATIO: $KL/r = 80$



STRUTTURE CON CONTROVENTI CONCENTRICI

L'influenza della forma della sezione è legata soprattutto a due fenomeni, ovvero al buckling locale e all'instabilità. Elementi caratterizzati dallo stesso valore della snellezza ma con differenti tipi di sezione trasversale mostrano cicli isteretici di risposta molto diversi.

Quindi, i profili con sezione tubolare risultano essere i più efficienti in termini di risposta ciclica, soprattutto quando sono dotati di bassi valori della snellezza e di bassi valori dei rapporti larghezza–spessore.



STRUTTURE CON CONTROVENTI CONCENTRICI

Una classificazione proposta da Black (1980) relativamente alle prestazioni cicliche dei profilati in base al tipo di sezione (a parità di snellezza) è la seguente (in ordine decrescente):

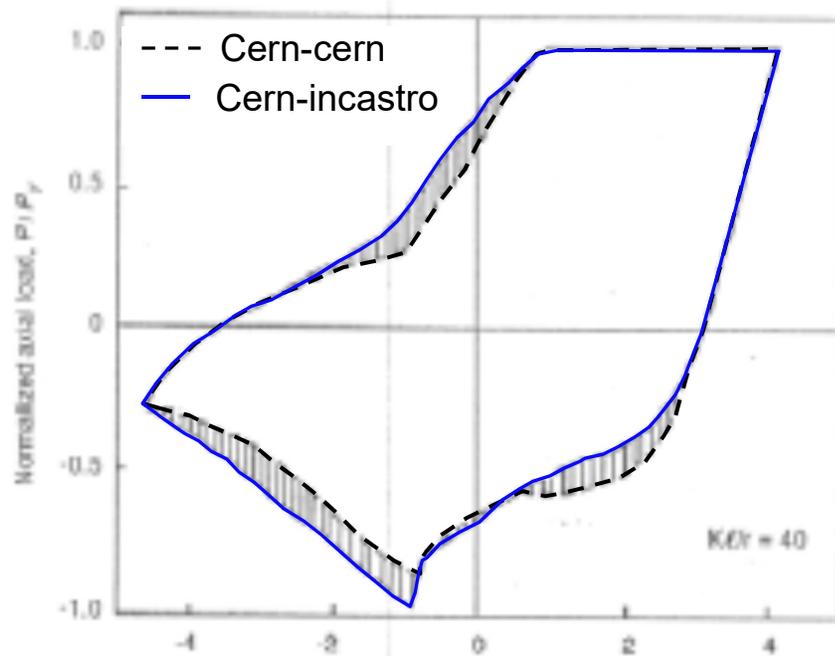
- Sezioni tubolari circolari
- Sezioni tubolari rettangolari
- Sezioni a doppio T
- Sezioni a T
- Sezioni con agolari doppi

I profili con sezione tubolare soggetti anche a flessione può andare incontro a fenomeni di buckling locale che riducono la capacità della sezione di sostenere il momento plastico e di conseguenza si ha una riduzione della resistenza a compressione dell'elemento.

Questo fenomeno inoltre aumenta il rischio dell'innescò di fratture locali e quindi di crisi prematura dell'elemento.

STRUTTURE CON CONTROVENTI CONCENTRICI

Numerosi sono stati gli studi condotti per valutare l'influenza delle condizioni di vincolo di estremità delle diagonali sulla loro risposta ciclica. Da tali studi è emerso fondamentalmente che tale fattore non incide né sulla forma del ciclo né sull'area racchiusa da esso. Nella figura sotto riportata sono confrontati i cicli di risposta di due aste uguali caratterizzate da due condizioni di vincolo di estremità (incernierata- incastrata e incernierata-incernierata).



STRUTTURE CON CONTROVENTI CONCENTRICI

Gli studi condotti sul comportamento ciclico dei controventi hanno evidenziato le caratteristiche progettuali che ne condizionano la risposta. In particolare, l'attenzione è stata concentrata verso le **caratteristiche degli elementi diagonali**, ai quali viene affidato il compito di dissipare l'energia sismica in ingresso tramite deformazioni assiali plastiche.

E' emerso che il **fattore maggiormente condizionante la risposta ciclica è la snellezza delle diagonali**, in particolare è stato osservato che **agli elementi snelli competono bassi livelli di dissipazione energetica e maggiori possibilità di fenomeni di frattura locale nelle zone nelle quali si formano le cerniere plastiche**.

Si è altresì osservato che **la forma della sezione** è anch'essa un parametro condizionante le prestazioni del controvento in termini **di energia dissipata e di resistenza**.

Il degrado di resistenza durante i vari cicli di carico è stato un ulteriore aspetto esaminato tramite l'analisi di alcuni studi condotti negli anni '70 e '80. E' stato osservato a tale riguardo che la riduzione della resistenza massima dei controventi è legata non solo alle caratteristiche delle diagonali, ma anche alle modalità di applicazione del carico. Le NTC 2018 si rifanno a quelle dell'EC8 e per alcuni aspetti tengono in conto le considerazioni appena fatte.

REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE

Nelle strutture con controventi concentrici le membrature costituenti le travi e le colonne ed i collegamenti devono possedere una capacità sufficiente a consentire lo sviluppo delle zone dissipative nelle diagonali.

Le diagonali di controvento hanno essenzialmente funzione portante nei confronti delle azioni sismiche e, a tal fine, tranne che per i controventi a V, devono essere considerate le sole diagonali tese.

La risposta carico-spostamento laterale deve essere sostanzialmente indipendente dal verso dell'azione sismica.

Per edifici con più di due piani, la snellezza adimensionale delle diagonali deve rispettare le seguenti condizioni:

$$1.3 \leq \bar{\lambda} \leq 2.0 \quad \text{in telai con controventi ad X;}$$

$$\bar{\lambda} \leq 2.0 \quad \text{in telai con controventi a V.}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_y} \quad \lambda_y = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE

Verifiche di resistenza

Travi e colonne considerate soggette prevalentemente a sforzi assiali in condizioni di sviluppo del meccanismo dissipativo previsto per tale tipo di struttura devono rispettare la condizione

$$N_{Ed} / N_{b,Rd}(M_{Ed}) \leq 1$$

$N_{b,Rd}$ è la capacità nei confronti dell'instabilità, calcolata come in § 4.2.4.1.3.1 tenendo conto dell'interazione con il momento flettente M_{Ed}

N_{Ed} M_{Ed} i valori della domanda a sforzo normale e flessione dovuta alle combinazioni sismiche di progetto, valutate rispettivamente mediante le espressioni

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1.1 \gamma_{ov} \Omega N_{Ed,E}$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1.1 \gamma_{ov} \Omega M_{Ed,E}$$

$$\Omega = \min \Omega_j \quad \Rightarrow \quad \Omega_j = \frac{N_{pl,Rd,i}}{N_{Ed,i}}$$

$N_{pl,Rd,i}$ è capacità a sforzo normale della i-esima diagonale

$N_{ed,i}$ è la domanda a sforzo normale per la combinazione sismica, calcolati per tutti gli elementi di controvento in cui si attende la formazione di zone dissipative.

REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE

Verifiche di resistenza

Per garantire un comportamento dissipativo omogeneo delle diagonali all'interno della struttura, i valori massimo e minimo dei coefficienti Ω_i devono differire non più del 25%.

Nei telai con controventi a V le travi devono avere capacità sufficiente a rispondere alla domanda relativa alle azioni di natura non sismica senza considerare il contributo fornito dalle diagonali.

Le travi devono inoltre avere capacità sufficiente per rispondere alla domanda che si sviluppa a seguito della plasticizzazione delle diagonali tese e dell'instabilizzazione delle diagonali compresse in condizioni sismiche. Per determinare il valore di tale domanda si può considerare la presenza, nelle diagonali tese, di una sollecitazione pari alla capacità a sforzo normale $N_{pl,Rd}$ e, nelle diagonali compresse, di una sollecitazione pari a $\gamma_{pb}N_{pl,Rd}$, essendo $\gamma_{pb} = 0,30$ il fattore che permette di stimare la capacità residua dopo l'instabilizzazione della diagonale.

I collegamenti delle diagonali alle altre parti strutturali devono garantire il rispetto dei requisiti di cui al § 7.5.3.1 (*Regole generali per le unioni*).

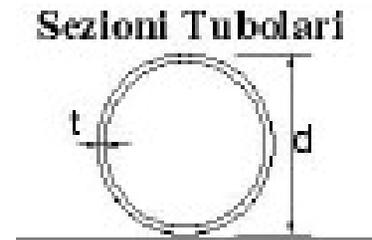
REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE

Verifiche di duttilità

Qualora non si eseguano le specifiche verifiche di duttilità di cui al § 7.5.3.2, le membrature di controvento devono appartenere alla prima o alla seconda classe di cui al § 4.2.3.1 secondo la Tab. 7.5.I.

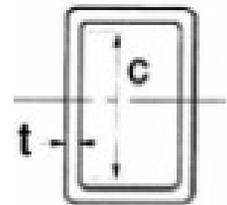
Per sezioni tubolari:

Profili tubolari a sezione circolare



$$d/t \leq 36$$

Profili tubolari a sezione rettangolare



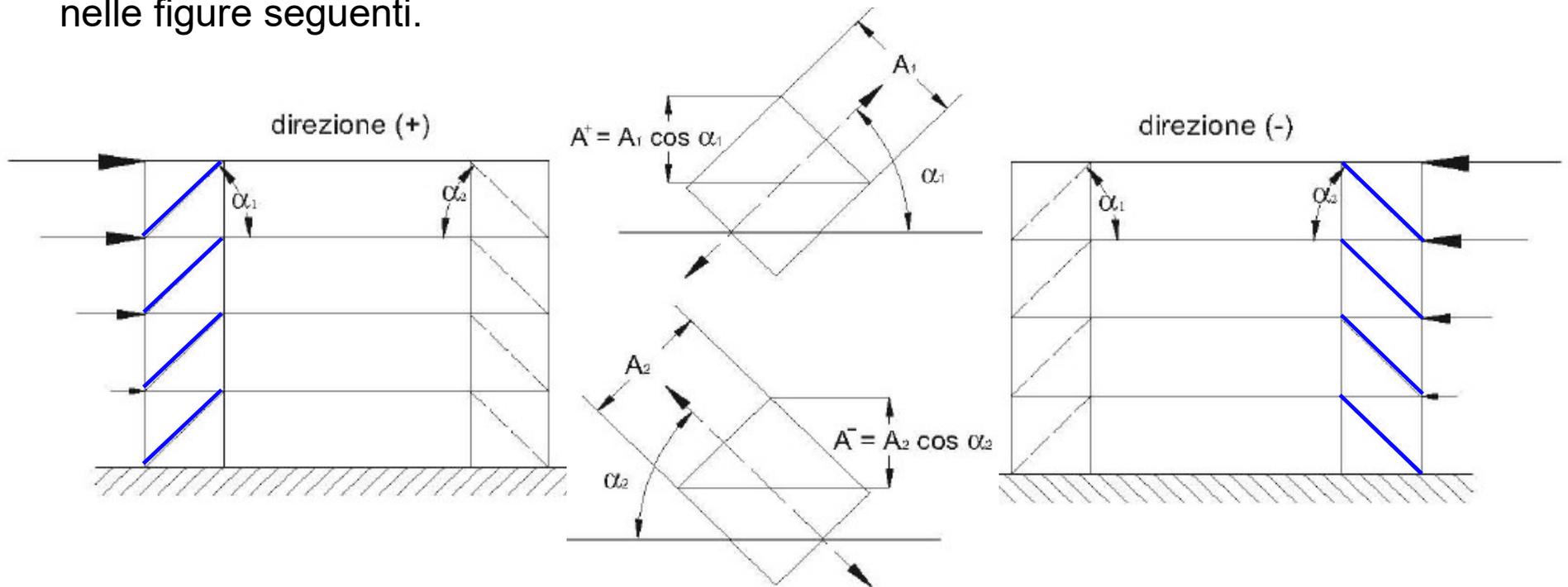
$$c/t \leq 18$$

REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE

La risposta carico-spostamento laterale di una struttura con controventi concentrici deve risultare sostanzialmente indipendente dal verso dell'azione sismica. Tale requisito si ritiene soddisfatto se ad ogni piano vale la seguente disuguaglianza:

$$\frac{|A^+ - A^-|}{A^+ + A^-} \leq 0.05$$

essendo A^+ e A^- le proiezioni verticali delle sezioni trasversali delle diagonali tese, valutate per i due versi possibili delle azioni sismiche, secondo quanto presentato nelle figure seguenti.



STRUTTURE CON CONTROVENTI ECCENTRICI

Vantaggi rispetto ai telai sismo-resistenti:

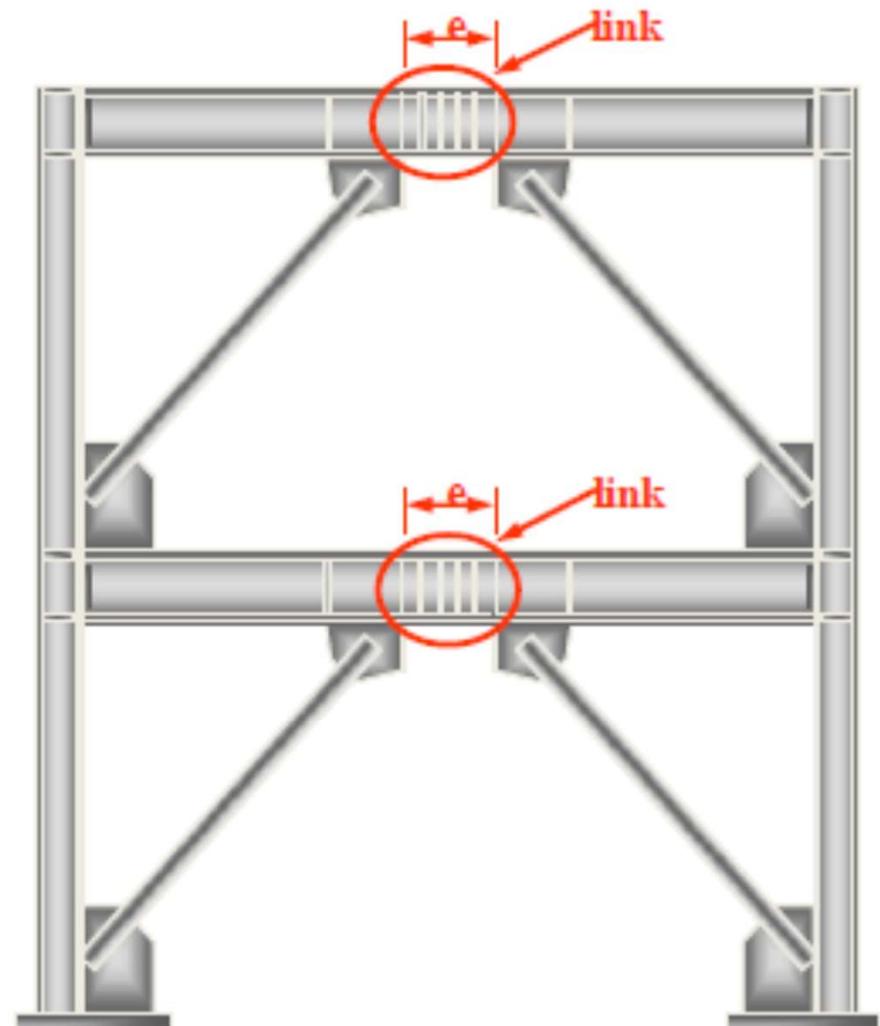
- maggiore rigidezza laterale per il soddisfacimento degli stati limite di esercizio
- concentrazione del danno in porzioni localizzate

Vantaggi rispetto ai controventi concentrici:

- maggiore duttilità globale e capacità di assorbimento della energia sismica in ingresso
- maggiore libertà architettonica per la disposizione delle aperture



*soluzione di compromesso
(se il controvento è ben progettato...)*



REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE

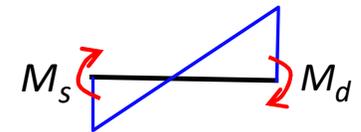
I **controventi eccentrici** dividono le travi dei telai in due o più parti. Ad una di queste parti, chiamata «**elemento di connessione**» o «link», è affidato il compito di **dissipare l'energia sismica attraverso deformazioni plastiche cicliche taglianti e/o flessionali**.

Gli elementi di connessione vengono denominati «**corti**» quando la plasticizzazione avviene **per taglio**, «**lunghi**» quando la plasticizzazione avviene **per flessione** e «**intermedi**» quando la plasticizzazione è un effetto combinato **di taglio e flessione**. In relazione alla lunghezza «*e*» dell'elemento di connessione, si adotta la classificazione seguente:

«**corti**»

$$e \leq 0.8(1 + \alpha) \frac{M_{1,Rd}}{V_{1,Rd}}$$

$$\alpha = \frac{M_s}{M_d}$$



«**intermedi**»

$$0.8(1 + \alpha) \frac{M_{1,Rd}}{V_{1,Rd}} < e < 1.5(1 + \alpha) \frac{M_{1,Rd}}{V_{1,Rd}}$$

«**lunghi**»

$$e \geq 1.5(1 + \alpha) \frac{M_{1,Rd}}{V_{1,Rd}}$$

$M_{1,Rd}$ è la resistenza flessionale di progetto dell'elemento di connessione

$V_{1,Rd}$ è la resistenza a taglio di progetto dell'elemento di connessione

REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE

Nel caso di momento uguale alle estremità del link ($\alpha=1$)

CLASSIFICAZIONE DEI LINK

link corti

$$e \leq 1.6 \frac{M_p}{V_p}$$

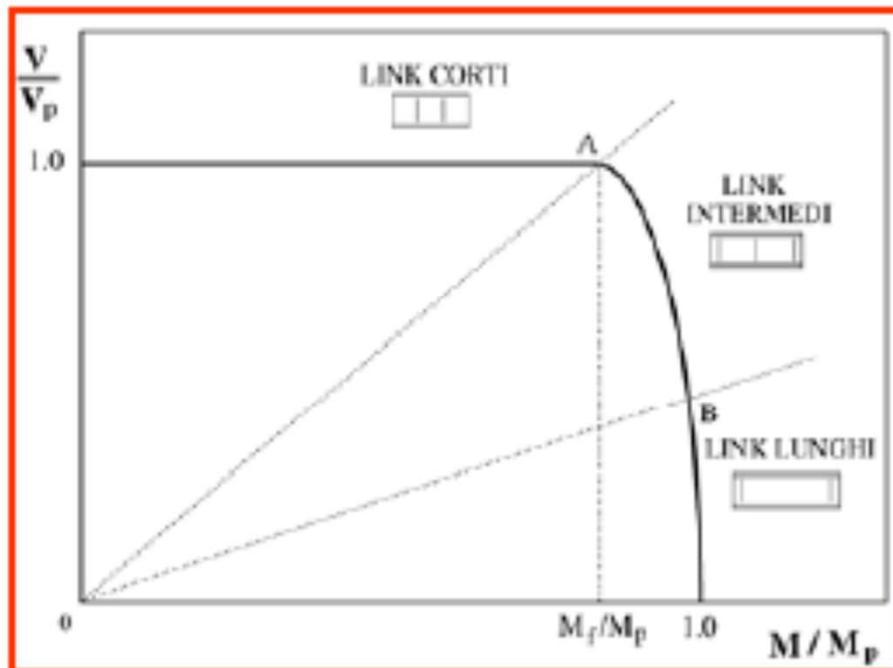
link intermedi

$$1.6 \frac{M_p}{V_p} < e < 3 \frac{M_p}{V_p}$$

link lunghi

$$e \geq 3 \frac{M_p}{V_p}$$

DOMINIO PLASTICO DI INTERAZIONE



$$\left\{ \begin{array}{l} V = V_p \quad \text{per } |M| \leq M_f \\ \left(\frac{|M| - M_f}{M_p - M_f} \right)^2 + \left(\frac{V}{V_p} \right)^2 = 1 \\ \text{per } M_f \leq |M| \leq M_p \end{array} \right.$$

V_p = resistenza plastica a taglio
 M_p = momento plastico
 M_f = contributo delle flange
 al momento plastico

REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE

Verifiche di resistenza

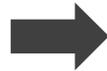
Per le sezioni ad I il momento resistente, $M_{1,Rd}$ ed il taglio resistente $V_{1,Rd}$ dell'elemento di connessione sono definiti in assenza di domanda a sforzo normale, rispettivamente dalle formule:

$$M_{1,Rd} = f_y b t_f (h - t_f)$$

$$V_{1,Rd} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} t_w (h - t_f)$$

essendo b e t_f la larghezza e lo spessore della flangia, h l'altezza della sezione e t_w lo spessore dell'anima del profilo costituente la sezione.

$$\text{Se } \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} < 0.15$$



$$\begin{cases} V_{Ed} \leq V_{1,Rd} \\ M_{Ed} \leq M_{1,Rd} \end{cases}$$

REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE

Verifiche di resistenza

$$\text{Se } \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \geq 0.15$$



$$\begin{cases} V_{Ed} \leq V_{1,Rd} \sqrt{1 - (N_{Ed}/N_{pl,Rd})^2} \\ M_{Ed} \leq M_{1,Rd} \sqrt{1 - (N_{Ed}/N_{pl,Rd})^2} \end{cases}$$

Inoltre:

$$\text{Se } \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \geq 0.15$$



$$\begin{cases} e \leq 1.6 \cdot M_{1,Rd} / V_{1,Rd} & \text{se } R < 0.3 \\ e \leq (1.15 - 0.5R) 1.6 \cdot M_{1,Rd} / V_{1,Rd} & \text{se } R \geq 0.3 \end{cases}$$

$$R = \frac{N_{Ed} t_w (d - 2t_f)}{V_{Ed} A}$$

A è l'area lorda del collegamento

REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE

Verifiche di resistenza

Le **membrature non contenenti elementi di connessione**, come le **colonne** e gli **elementi diagonali**, se sono utilizzati elementi di connessione orizzontali, e le **travi**, se sono utilizzati elementi di connessione verticali, devono possedere **una capacità tale da soddisfare la combinazione più sfavorevole della domanda a sforzo normale e della domanda a flessione**:

$$N_{Rd}(M_{Ed}, V_{Ed}) \leq N_{Ed,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E}$$

$N_{Rd}(M_{Ed}, V_{Ed})$ è la capacità a sforzo normale di progetto della colonna o dell'elemento diagonale valutata tenendo conto dell'interazione con la domanda a flessione ed a taglio, M_{ed} e V_{ed} nella combinazione sismica;

$N_{ed,G}$ è la domanda a sforzo normale nella colonna o nell'elemento diagonale, dovuta ad azioni di tipo non-sismico incluse nella combinazione sismica di progetto;

$N_{ed,E}$ è la domanda a sforzo normale nella colonna o nell'elemento diagonale per l'azione sismica di progetto;

γ_{ov} è il coefficiente di sovraresistenza del materiale di cui al § 7.5.1 delle NTC 2018;

REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE

Verifiche di resistenza

$$\Omega = \min \Omega_i$$

$$\Omega_i = 1.5 \frac{V_{1,Rd,i}}{V_{Ed,i}}$$

Per elementi corti

$$\Omega_i = 1.5 \frac{M_{1,Rd,i}}{M_{Ed,i}}$$

Per elementi intermedi e lunghi

$V_{Ed,i}, M_{Ed,i}$ sono i valori della domanda a taglio e flessione dell'i-esimo elemento di connessione per la combinazione sismica di progetto;

$V_{1,Rd,i}, M_{1,Rd,i}$ sono le capacità a taglio e flessione dell'i-esimo elemento di connessione.

REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE

Verifiche di resistenza

I collegamenti degli elementi di connessione devono avere una capacità sufficiente a soddisfare una domanda pari a:

$$E_d = E_{d,G} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_i \cdot E_{d,E}$$

Ω_i è il coefficiente relativo all'elemento di connessione considerato e calcolato come indicato nella slide precedente;

$E_{d,G}$ è la domanda agente sul collegamento per le azioni di tipo non-sismico incluse nella combinazione sismica di progetto;

$E_{d,E}$ è la domanda agente sul collegamento per l'azione sismica di progetto;

γ_{ov} è il coefficiente di sovraresistenza;

Per garantire un comportamento dissipativo omogeneo degli elementi di collegamento all'interno della struttura, i coefficienti Ω_i calcolati per tutti gli elementi di connessione come indicato in precedenza nel presente paragrafo, devono differire tra il massimo ed il minimo di non più del 25%.

REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE

Verifiche di duttilità

Qualora non si effettuino specifiche verifiche di duttilità di cui al § 7.5.3.2 (NTC)

- gli **elementi di collegamento lunghi e intermedi** devono appartenere **alla prima o alla seconda classe** di cui al § 4.2.3.1 secondo la Tab. 7.5.I;
- negli **elementi di collegamento intermedi e corti** devono essere evitati i **fenomeni di instabilità locale fino al raggiungimento della completa plasticizzazione** della sezione;
- devono essere soddisfatte le prescrizioni sui dettagli costruttivi di cui al presente paragrafo;
- la domanda di rotazione rigida \mathcal{G}_p tra l'elemento di connessione e l'elemento contiguo non deve eccedere i seguenti valori:

Elementi corti:

$$\mathcal{G}_p \leq 0.08 \text{ rad}$$

Elementi lunghi:

$$\mathcal{G}_p \leq 0.02 \text{ rad}$$

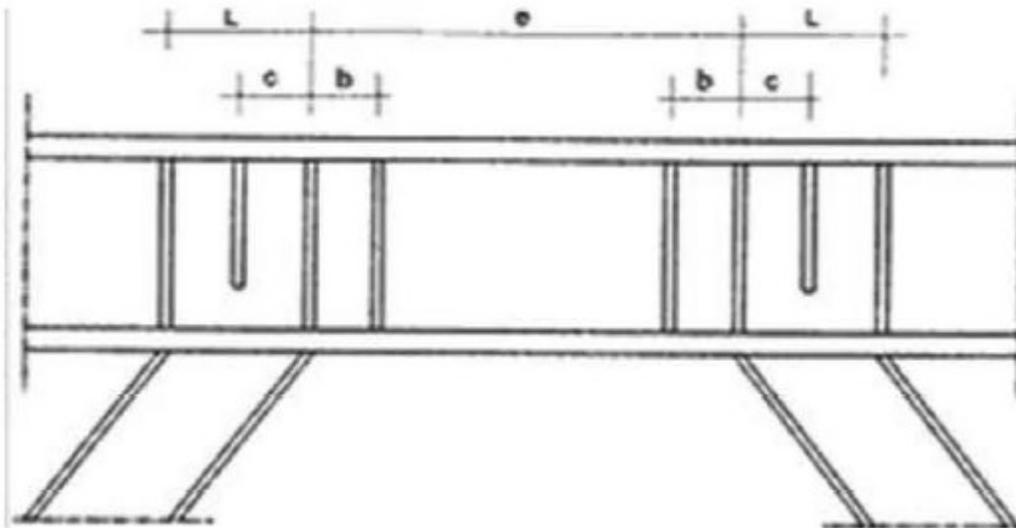
Per gli elementi di connessione «**intermedi**» si interpola linearmente tra i valori precedenti.

REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE

Dettagli costruttivi

Il comportamento degli **elementi di connessione lunghi** è dominato dalla plasticizzazione **per flessione**. Le **modalità di collasso** tipiche di tali elementi di connessione sono rappresentate dalla **instabilità locale della piattabanda compressa** e dalla **instabilità flessio-torsionale**. Per evitare tali fenomeni seguire le indicazioni della figura sotto.

In tutti i casi, gli irrigidimenti d'anima devono essere disposti da ambo i lati in corrispondenza delle estremità delle diagonali.



$$b = 1.5b_f$$

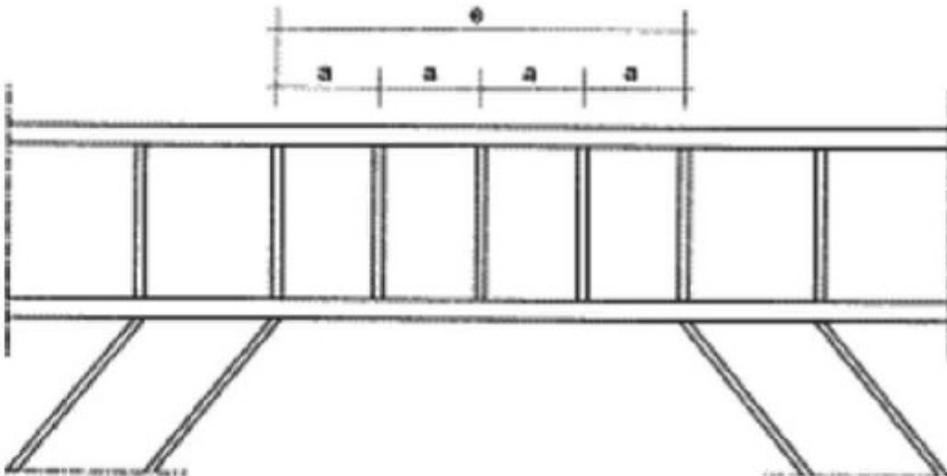
$$c = \min\{1.5b_f, 1.5L\}$$

REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE

Dettagli costruttivi

Nel caso di elementi di **connessione corti** per migliorare la duttilità locale si devono disporre irrigidimenti come indicato in figura.

Per travi di modesta altezza (minore di 600 mm) è sufficiente che gli irrigidimenti siano disposti da un solo lato dell'anima, impegnando almeno i 3/4 della altezza dell'anima stessa.



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

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

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

t_w è lo spessore dell'anima;

h_b è l'altezza della trave;

γ_p è la massima deformazione plastica a taglio;

Spessore irrigidimenti

$$t \geq \begin{cases} t_w \\ 10 \text{ mm} \end{cases}$$

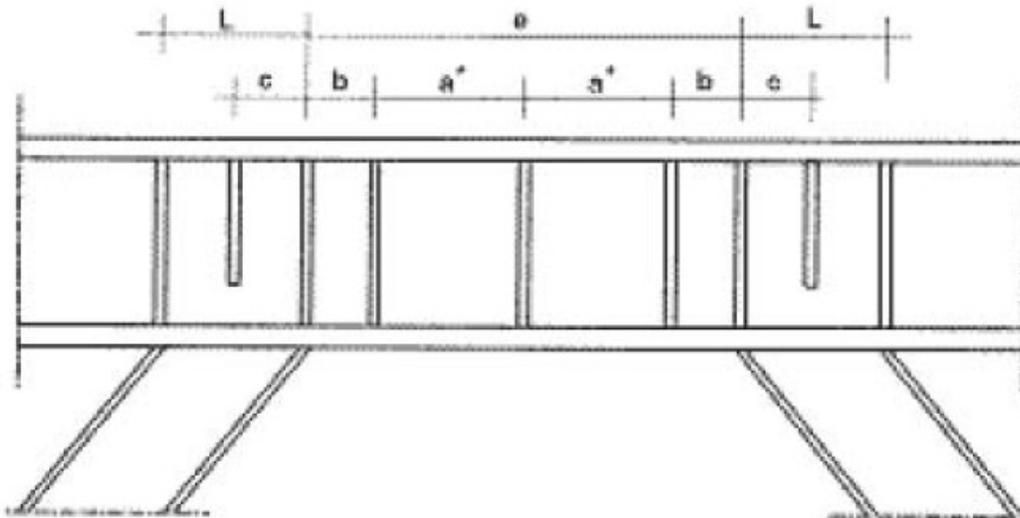
REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE

Dettagli costruttivi

Nel caso degli elementi di **connessione lunghi** e degli **elementi di connessione intermedi**, gli **irrigidimenti hanno lo scopo di ritardare l'instabilità locale** e, pertanto, devono impegnare l'intera altezza dell'anima.

Le **saldature** che collegano il generico elemento di irrigidimento all'anima devono possedere una capacità tale da soddisfare una **domanda pari a $A_{st} f_y$** .

A_{st} = area elemento di irrigidimento



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

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

$$a^* = a \quad \text{per } e = 1.6 \frac{M_{I,Rd}}{V_{I,Rd}}$$

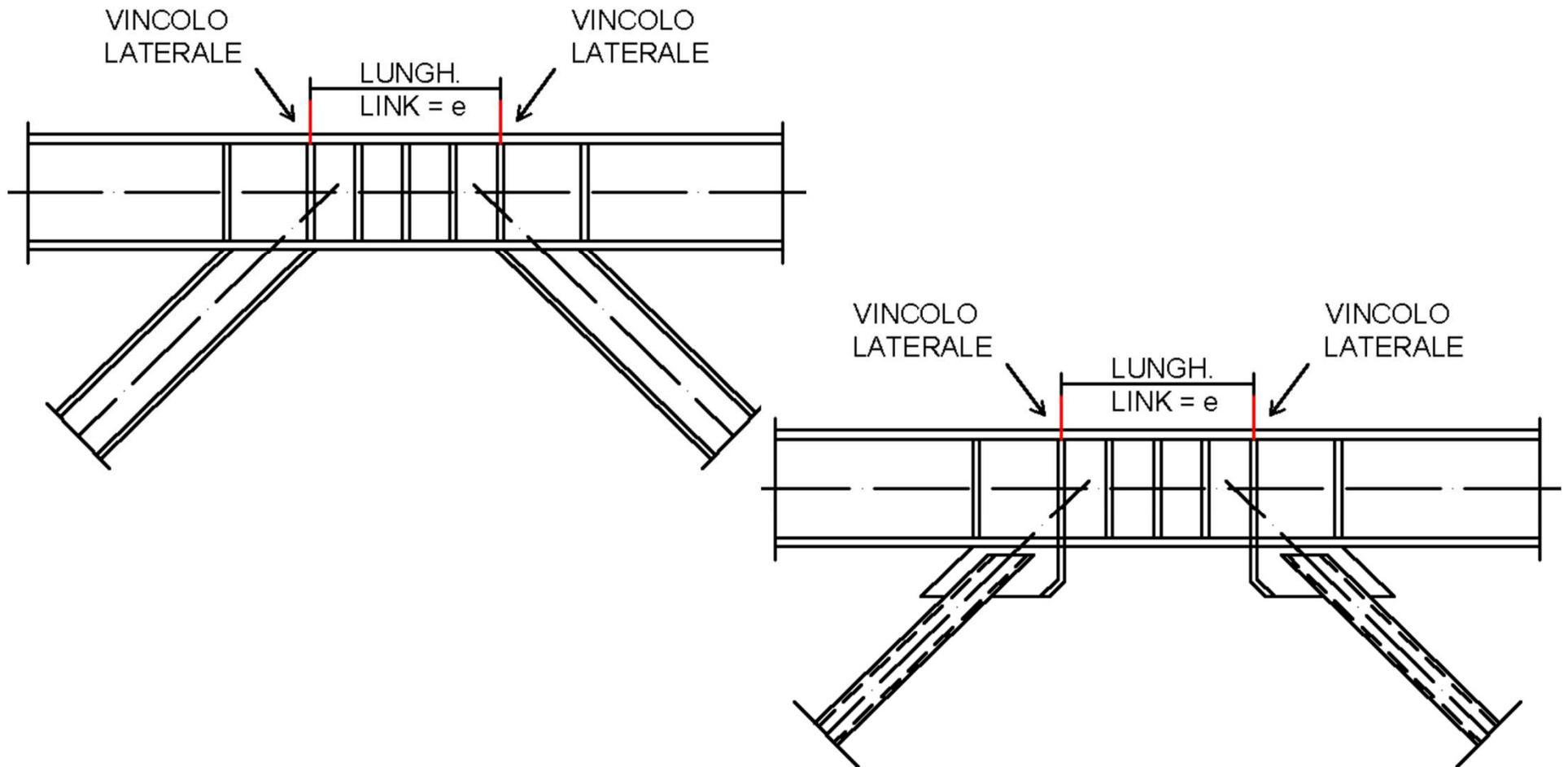
$$a^* = \frac{3}{2} \left(\frac{M_{I,Rd}}{V_{I,Rd}} - b_f \right) \quad \text{per } e = 3 \frac{M_{I,Rd}}{V_{I,Rd}}$$

Per valori intermedi di e si esegue un'interpolazione lineare

REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE

Dettagli costruttivi

I vincoli laterali impediscono lo sbandamento laterale dovuto allo sforzo di compressione o trazione sulle diagonali.



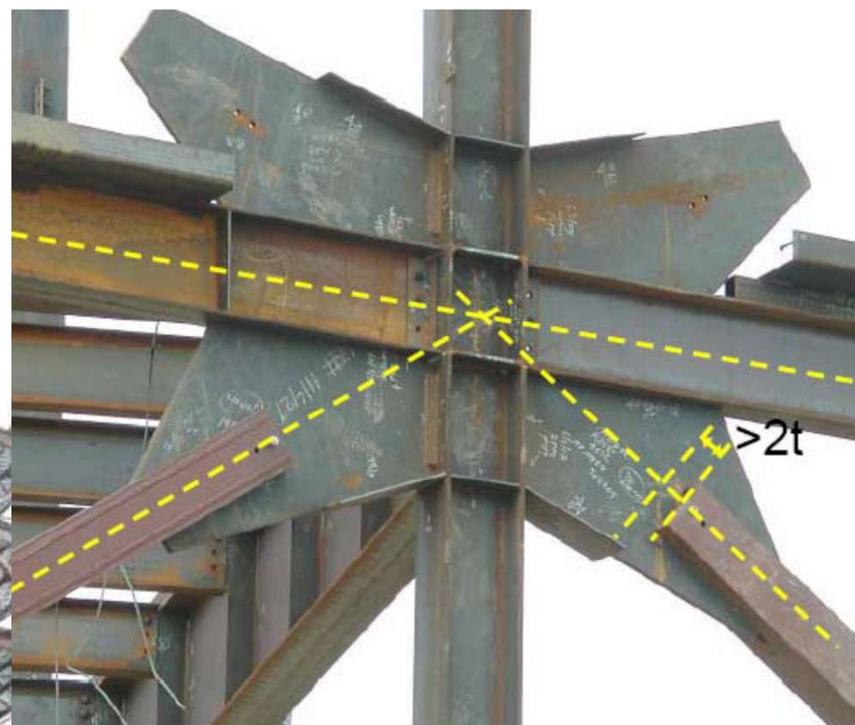
ESEMPI DI CONTROVENTI CONCENTRICI



ESEMPI DI CONTROVENTI CONCENTRICI



ESEMPI DI CONTROVENTI CONCENTRICI



DANNO IN CONTROVENTI CONCENTRICI



Instabilità diagonali

Rottura collegamenti tesi



DANNO IN CONTROVENTI CONCENTRICI



Instabilità diagonali durante prova sperimentale

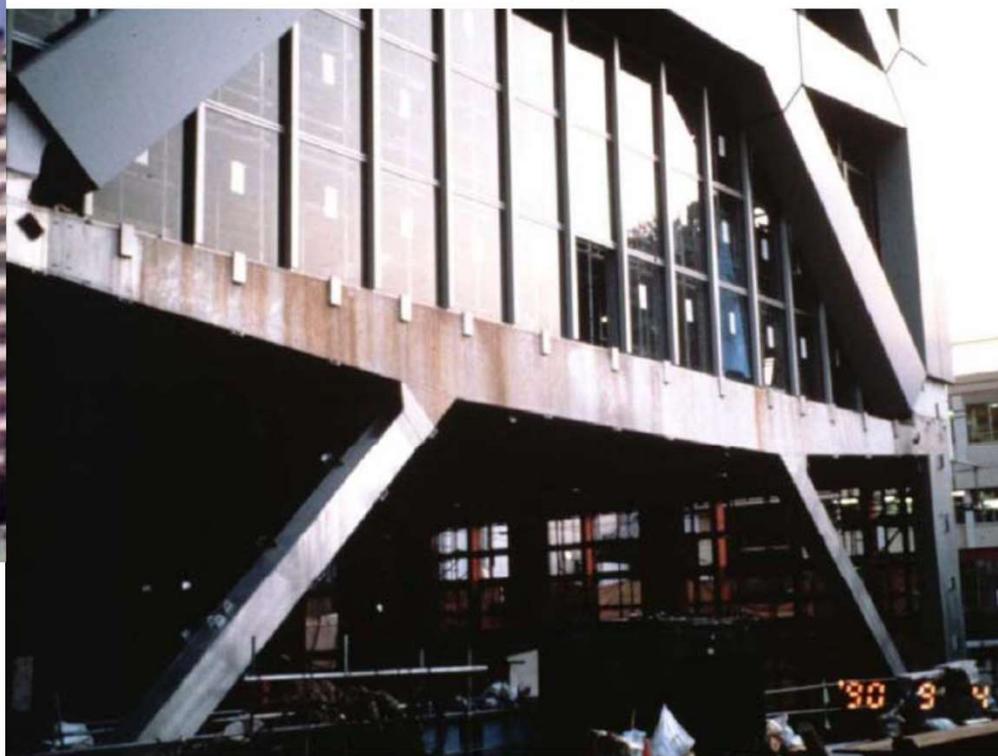
Rottura elemento diagonale



ESEMPI DI CONTROVENTI ECCENTRICI



Link lunghi



Link lunghi

ESEMPI DI CONTROVENTI ECCENTRICI



Link intermedi

Link intermedio

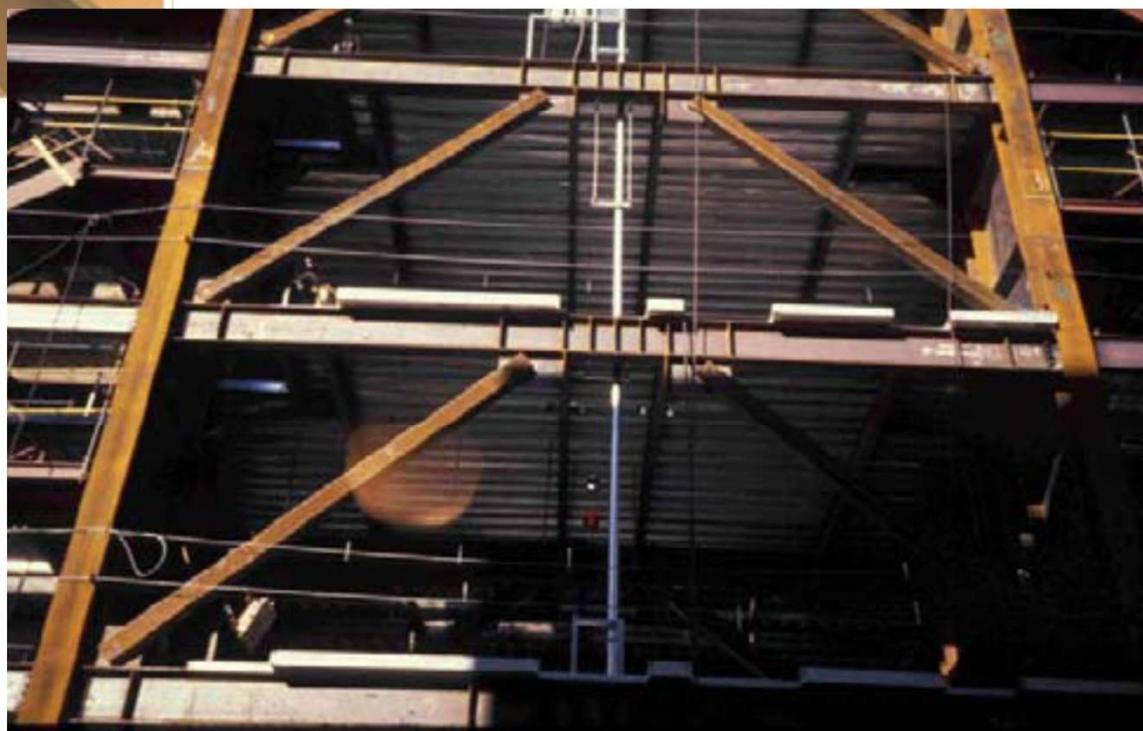


ESEMPI DI CONTROVENTI ECCENTRICI



Link corto

Link corti



ESEMPI DI CONTROVENTI ECCENTRICI



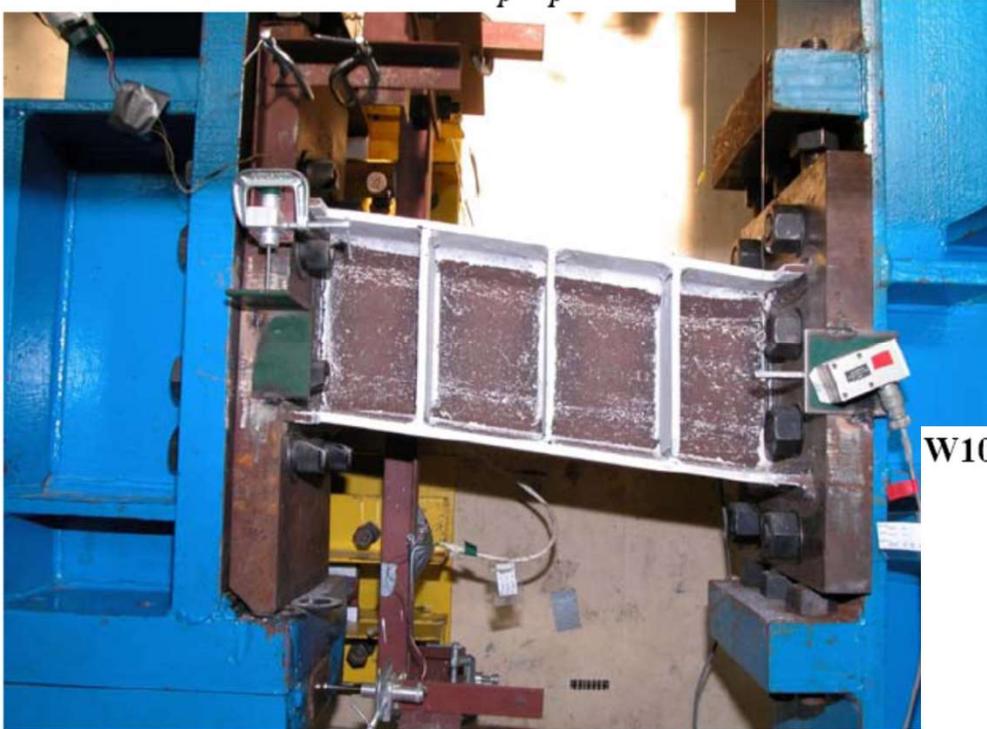
Link corti

Link corti

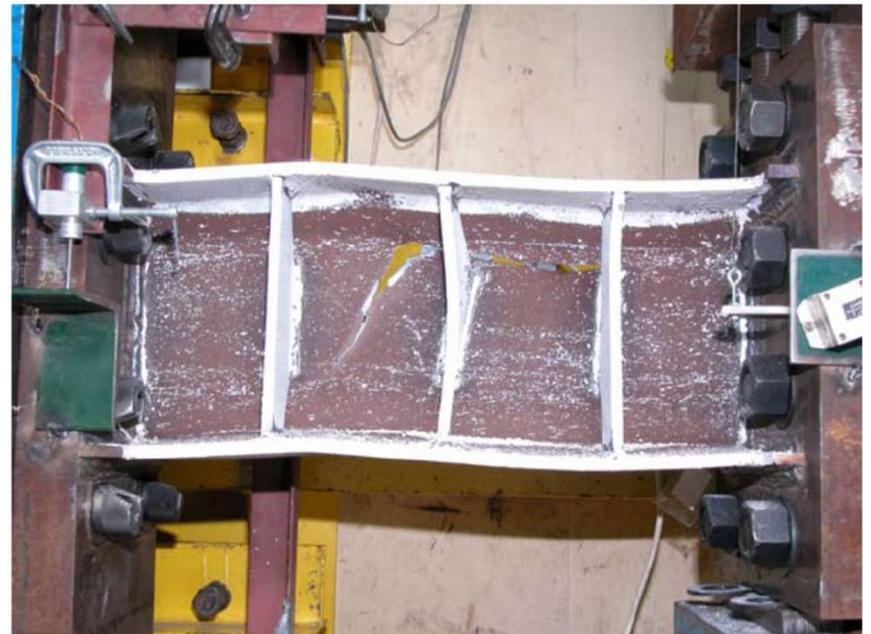


PROVA SPERIMENTALE DI UN LINK CORTO

W10x33 (A992) $e = 23'' = 1.1 M_p/V_p$



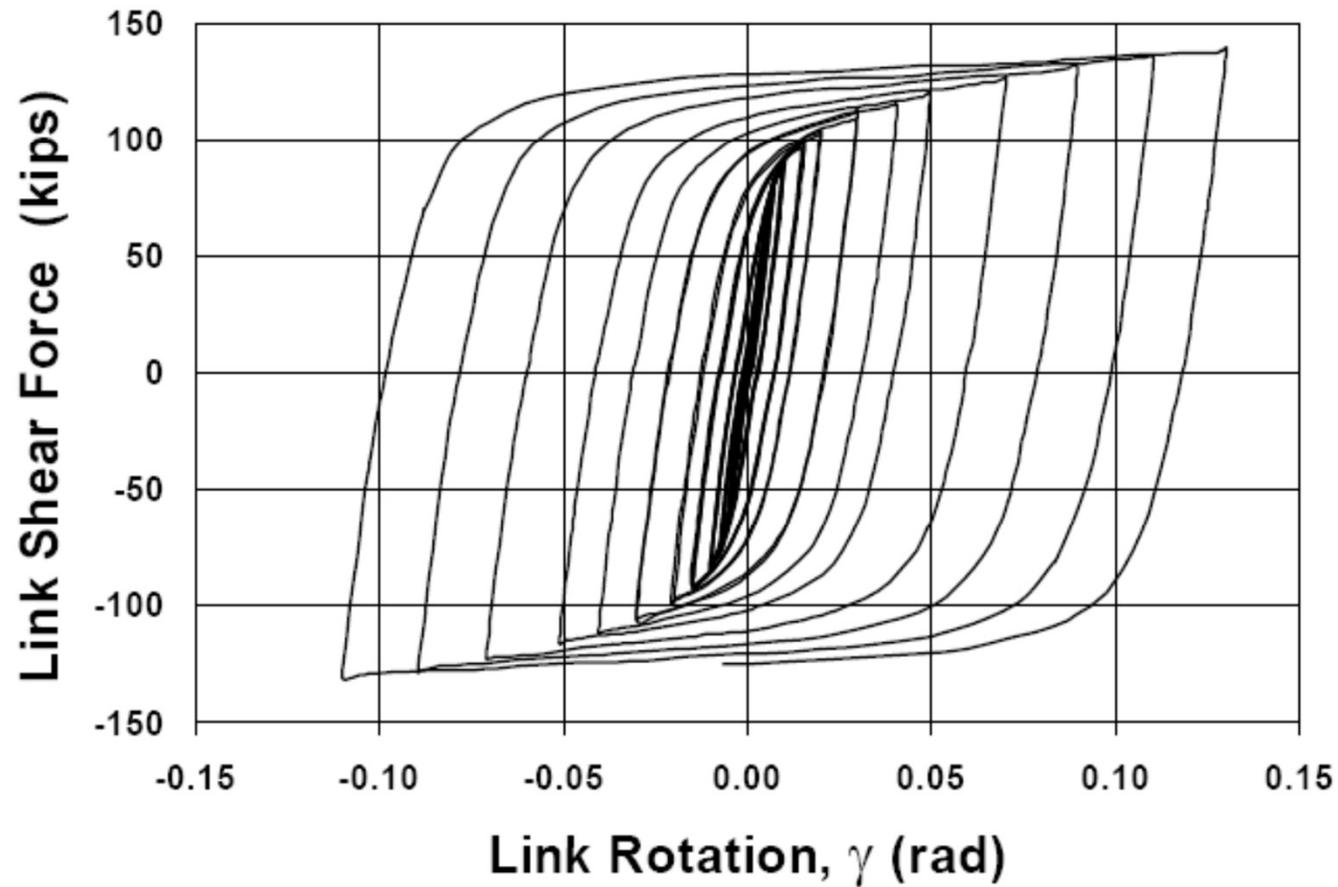
W10x33 (A992) $e = 23'' = 1.1 M_p/V_p$



PROVA SPERIMENTALE DI UN LINK CORTO

Experimental Performance of a Shear Link:

W10x33 (A992) $e = 23'' = 1.1 M_p/V_p$



CAPACITA' DI DEFORMAZIONE PLASTICA

Influenza degli irrigidimenti d'anima

