

Corso di aggiornamento

Progetto di edifici antisismici  
con struttura controventata in acciaio

## **Telai con controventi eccentrici**

5 - Controventi eccentrici tradizionali

Spoletto

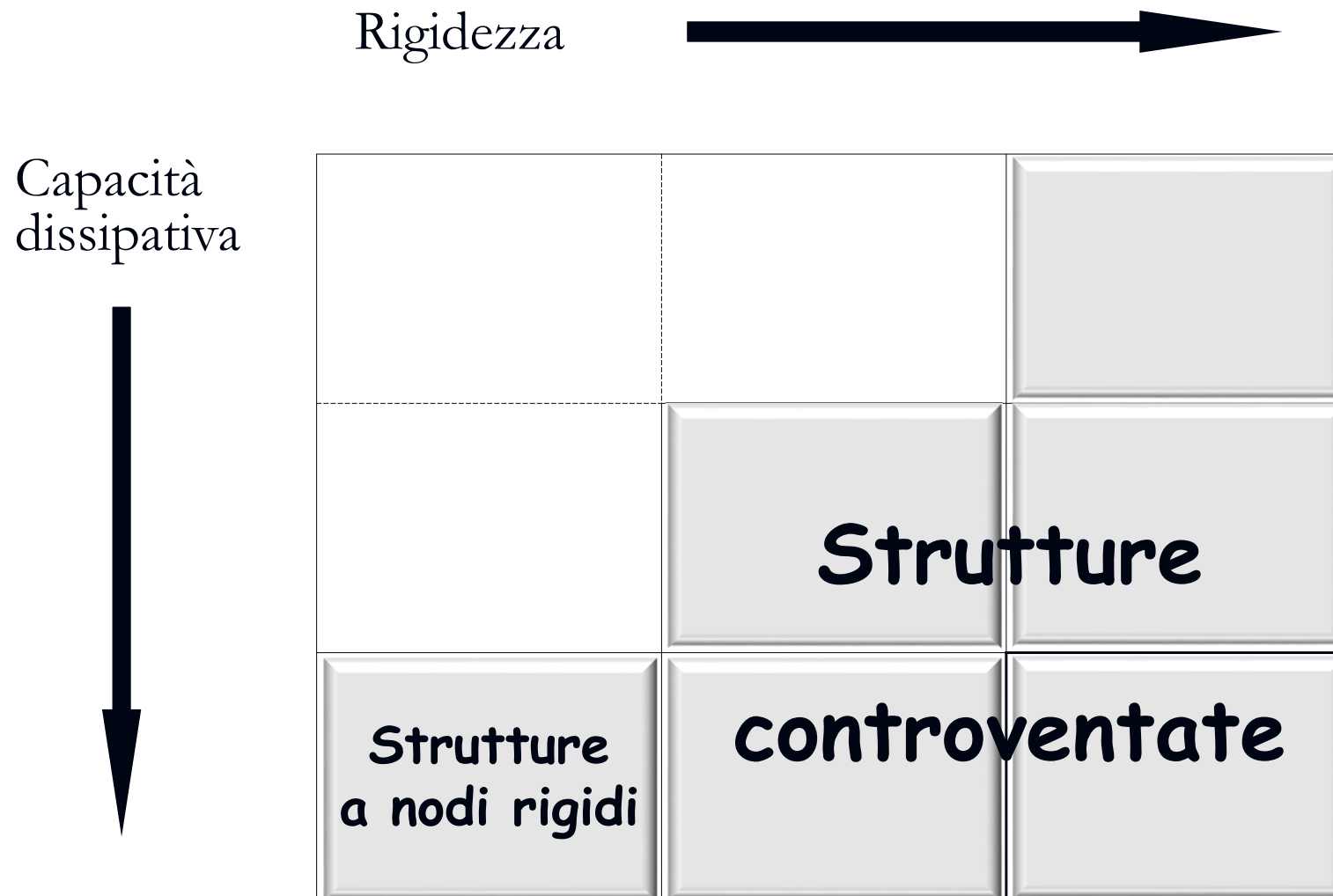
24-25 marzo 2017

Pier Paolo Rossi

# Strutture con controventi eccentrici tradizionali

# Strutture controventate

Caratteristiche principali



# Strutture controventate

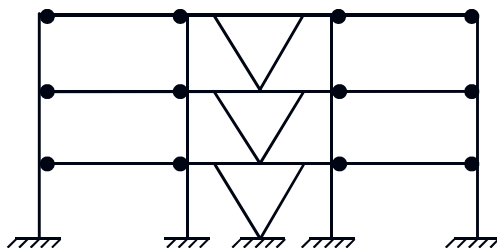
Controventi eccentrici

## 1. STRUTTURE CON CONTROVENTI ECCENTRICI

Il controvento è costituito da un telaio controventato con diagonali che non convergono (ad entrambe le estremità) in un nodo trave colonna o in un punto in cui converge un'altra diagonale.

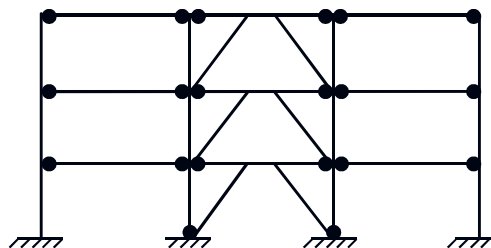
LE INTERSEZIONI DELLE DIAGONALI CON LA TRAVE INDIVIDUANO CONCI DENOMINATI LINK

Caso 1



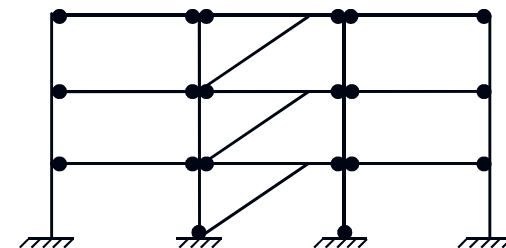
Link orizzontale

Caso 2



Link orizzontale

Caso 3



Link orizzontale

# Strutture controventate

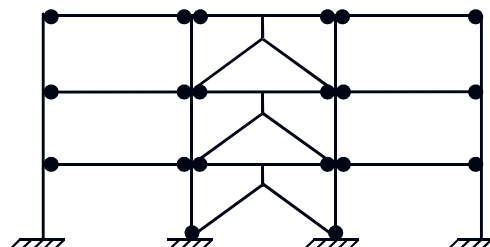
Controventi concentrici

## 1. STRUTTURE CON CONTROVENTI ECCENTRICI

Il controvento è costituito da un telaio controventato con diagonali che non convergono (ad entrambe le estremità) in un nodo trave colonna o in un punto in cui converge un'altra diagonale.

LE INTERSEZIONI DELLE DIAGONALI CON LA TRAVE INDIVIDUANO CONCI DENOMINATI LINK

Caso 4



Link verticale

# Strutture controventate

Controventi eccentrici



Controventi eccentrici nella tipologia a K

Controventi eccentrici nella tipologia a D

# Strutture controventate

Controventi eccentrici



Edificio con controventi eccentrici

# Strutture con controventi eccentrici

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 taglienti e/o flessionali.

# Configurazione geometrica del telaio con controventi eccentrici

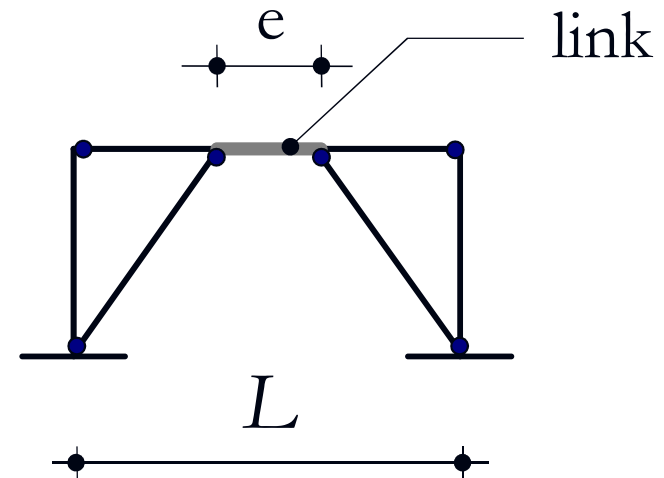
## Tipologia a K

Vantaggi:

Il link non presenta collegamenti alle estremità perché è parte della trave che si estende tra le colonne di estremità della campata controventata.

Svantaggi:

Richiede lunghezze non piccole della campata controventata.



# Configurazione geometrica del telaio con controventi eccentrici

## Tipologia a D

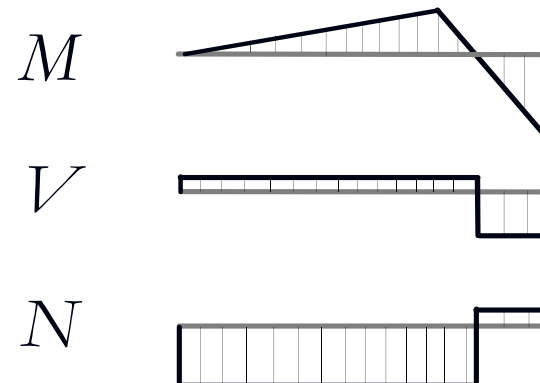
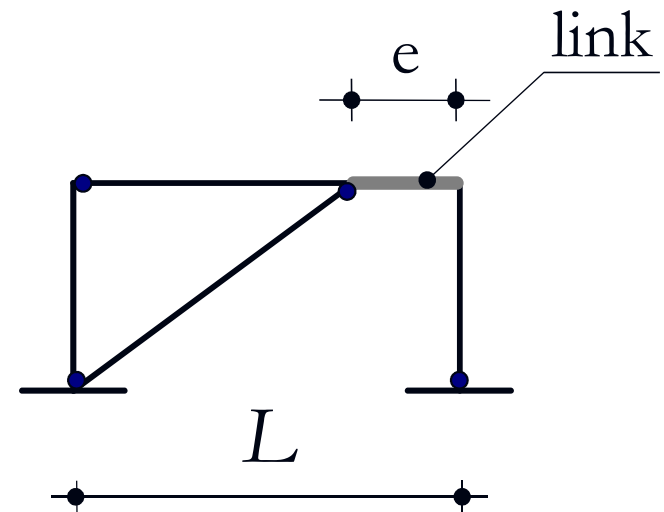
Vantaggi:

Non sono richieste lunghezze elevate della campata controventata.

Svantaggi:

Il link e' soggetto anche a sforzo normale.

Il collegamento del link alla colonna rappresenta il punto debole nel meccanismo resistente del link.



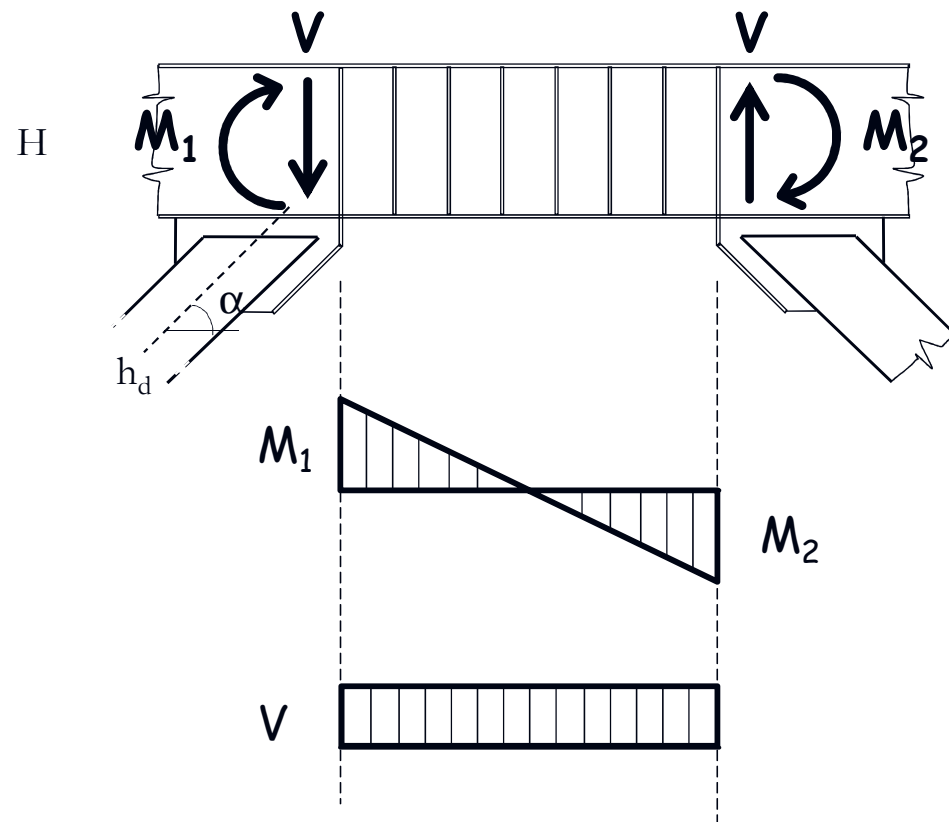
# Caratteristiche della sollecitazione nei link

Le caratteristiche della sollecitazione sforzo di taglio e momento flettente sono collegate da una relazione di equilibrio alla rotazione

$$V = \frac{M_1 + M_2}{e}$$

In particolare, nella tipologia a K (se sono assenti o si trascurano i momenti flettenti da carichi verticali) la suddetta relazione si semplifica nella seguente:

$$V = \frac{2M}{e}$$



# Sollecitazioni plastiche dei link

Per comprendere se il link si plasticizza per taglio o per flessione può essere utile confrontare

i rapporti tra i valori resistenti dello sforzo di taglio e del momento flettente e i valori delle corrispondenti caratteristiche di sollecitazione.

Se :

- $\frac{V_{pl,Rd}}{V_{Ed}} < \frac{M_{pl,Rd}}{M_{Ed}}$  il link si plasticizza per taglio
- $\frac{V_{pl,Rd}}{V_{Ed}} = \frac{M_{pl,Rd}}{M_{Ed}}$  il link si plasticizza contemporaneamente per taglio e per flessione
- $\frac{V_{pl,Rd}}{V_{Ed}} > \frac{M_{pl,Rd}}{M_{Ed}}$  il link si plasticizza per flessione

# Sollecitazioni plastiche dei link

Stante la relazione di equilibrio tra momento flettente e sforzo di taglio :

$$V = \frac{2M}{e}$$

si ha :

○ $\frac{V_{pl,Rd}}{V_{Ed}} < \frac{M_{pl,Rd}}{M_{Ed}}$	$\Rightarrow$	$\frac{V_{pl,Rd}}{V_{Ed}} < \frac{2M_{pl,Rd}}{e V_{Ed}}$	$\Rightarrow$	$\frac{e V_{pl,Rd}}{M_{pl,Rd}} < 2$
○ $\frac{V_{pl,Rd}}{V_{Ed}} = \frac{M_{pl,Rd}}{M_{Ed}}$	$\Rightarrow$			$\frac{e V_{pl,Rd}}{M_{pl,Rd}} = 2$
○ $\frac{V_{pl,Rd}}{V_{Ed}} > \frac{M_{pl,Rd}}{M_{Ed}}$	$\Rightarrow$			$\frac{e V_{pl,Rd}}{M_{pl,Rd}} > 2$

# Sollecitazioni plastiche dei link

La sperimentazione ha mostrato che :

- Il valore delle caratteristiche della sollecitazione corrispondenti alla piena plasticizzazione della sezione e' influenzato in modo trascurabile dall'interazione tra il taglio e il momento flettente,

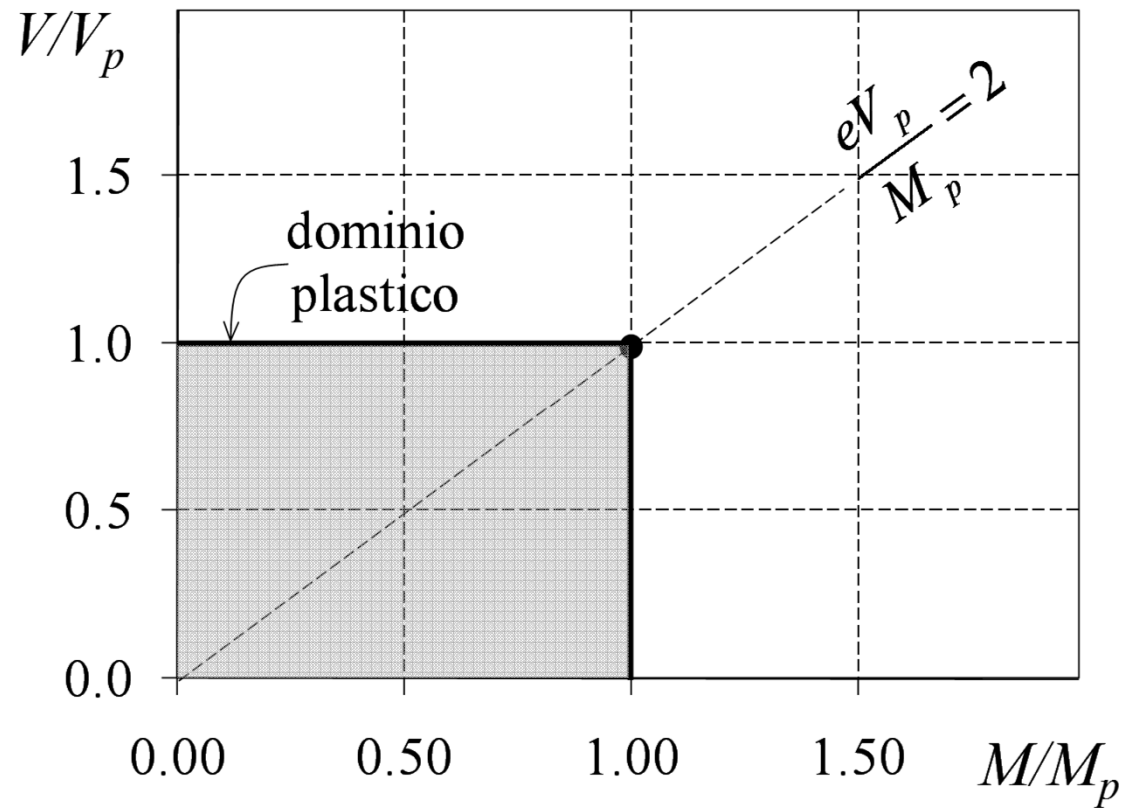
ovvero :

$$V_y = V_{pl,Rd} \quad e \quad M_y = \frac{e V_{pl,Rd}}{2} \quad se \quad \frac{e V_{pl,Rd}}{M_{pl,Rd}} < 2$$

$$V_y = \frac{2 M_{pl,Rd}}{e} \quad e \quad M_y = M_{pl,Rd} \quad se \quad \frac{e V_{pl,Rd}}{M_{pl,Rd}} > 2$$

# Sollecitazioni plastiche dei link

Dominio plastico



# Sollecitazioni ultime

La resistenza ultima dei link, a causa di diversi effetti, quali l'incrudimento, la partecipazione della soletta dell'impalcato e l'aleatorietà della tensione di snervamento, è maggiore dei valori di plasticizzazione.

La sperimentazione ha mostrato che :

- il taglio ultimo dei link  
in cui il comportamento inelastico e' governato dal taglio  
e' pari a circa 1.5 volte il taglio plastico.

$$V_u = 1.5 V_{pl}$$

- il momento ultimo dei link  
in cui il comportamento inelastico e' governato dal momento  
e' pari a circa 1.5 volte il momento plastico.

$$M_u = 1.5 M_{pl}$$

# Sollecitazioni ultime

## Nota !

Il fatto che un link si plasticizzi per taglio non assicura che il link non presenti una plasticizzazione per flessione prima di pervenire a rottura.

Il valore della lunghezza meccanica al di sopra del quale il link presenta plasticizzazione anche per flessione può essere ricavato imponendo che a rottura il momento flettente in equilibrio con il taglio ultimo sia pari a  $M_{pl,Rd}$ .

$$\frac{e V_u}{M_{pl,Rd}} = 1.5 \frac{e V_{pl,Rd}}{M_{pl,Rd}} = 2 \quad \Rightarrow \quad \frac{e V_{pl,Rd}}{M_{pl,Rd}} = \frac{2}{1.5} = 1.33$$

# Sollecitazioni ultime

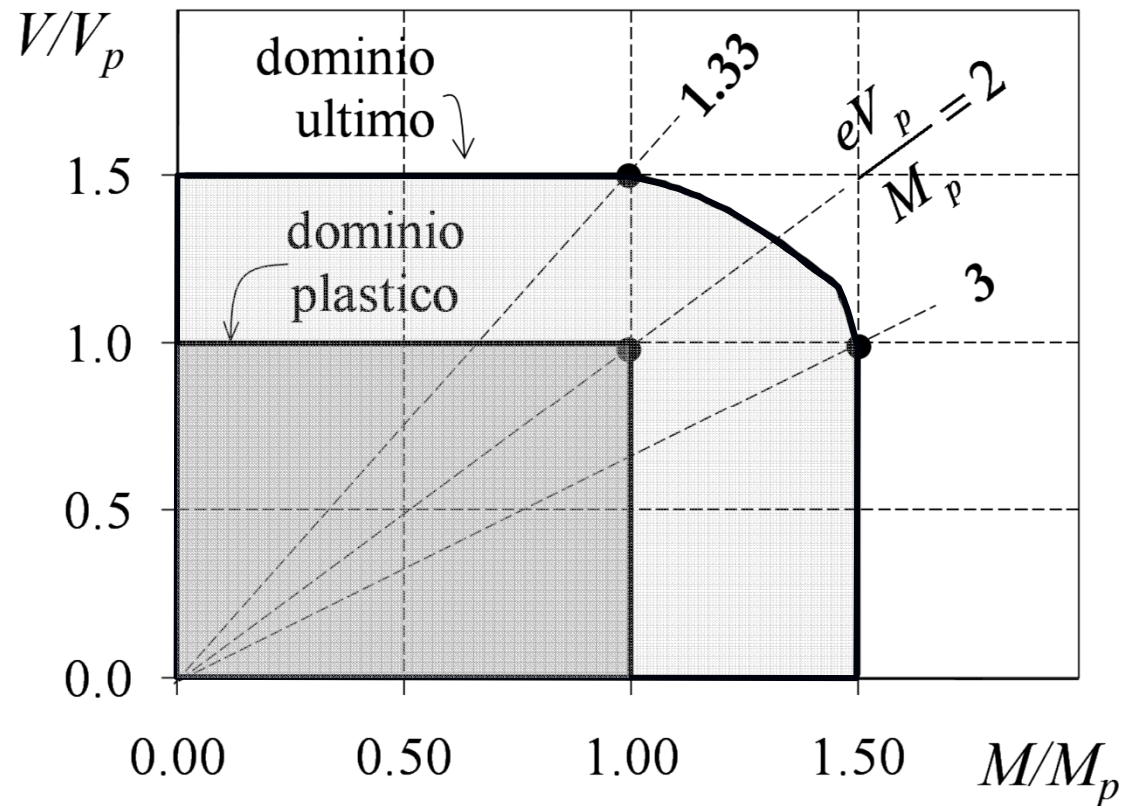
## Nota !

Analogamente, il fatto che un link si plasticizzi prima per flessione non assicura che il link non presenti una plasticizzazione per taglio prima di pervenire a rottura.

Il valore della lunghezza meccanica al di sotto del quale il link presenta plasticizzazione per taglio può essere ricavato imponendo che a rottura il taglio in equilibrio con il momento flettente ultimo sia pari a  $V_{pl,Rd}$ .

$$\frac{e V_{pl,Rd}}{M_u} = \frac{e V_{pl,Rd}}{1.5 M_{pl,Rd}} = 2 \quad \Rightarrow \quad \frac{e V_{pl,Rd}}{M_{pl,Rd}} = 2 \cdot 1.5 = 3$$

# Dominio plastico e ultimo dei link



# Classificazione meccanica dei link

In funzione del comportamento plastico i link sono generalmente suddivisi dalle normative nelle seguenti classi:

CORTI

PLASTICIZZAZIONE  
TAGLIO

INTERMEDI

PLASTICIZZAZIONE  
TAGLIO E FLESSIONE

LUNGHI

PLASTICIZZAZIONE  
FLESSIONE

Tale classificazione  
è bene interpretata  
dal parametro:

$$\frac{eV_p}{M_p}$$

# Classificazione meccanica di normativa

## Nota !

Nell'identificare il valore della lunghezza meccanica che separa i link corti da quelli intermedi, le normative considerano che, in corrispondenza della rottura del link, si possa sviluppare un momento pari a  $1.2 M_{pl,Rd}$ .

Il valore della lunghezza meccanica che separa i link corti da quelli intermedi si ricava pertanto dalle seguenti relazioni:

$$\frac{e V_u}{1.2 M_{pl,Rd}} = e \frac{1.5 V_{pl,Rd}}{1.2 M_{pl,Rd}} = 2 \quad \Rightarrow \quad \frac{e V_{pl,Rd}}{M_{pl,Rd}} = \frac{2 \cdot 1.2}{1.5} = 1.6$$

# Classificazione meccanica di normativa

In relazione alla lunghezza "e" del link,  
se i momenti di estremità sono eguali, si adotta la classificazione seguente:

$$e \leq 1.6 \frac{M_{pl,Rd}}{V_{pl,Rd}}$$

Link corti

$$1.6 \frac{M_{pl,Rd}}{V_{pl,Rd}} \leq e \leq 3 \frac{M_{pl,Rd}}{V_{pl,Rd}}$$

Link intermedi

$$e \geq 3 \frac{M_{pl,Rd}}{V_{pl,Rd}}$$

Link lunghi

dove

$M_{pl,Rd}$  è la resistenza flessionale di progetto del link

$V_{pl,Rd}$  é la resistenza a taglio di progetto del link

# Classificazione meccanica di normativa

In modo più generale (ovvero se i momenti alle estremità del link non sono eguali), si può adottare la classificazione seguente:

$$e \leq 0.8(1 + \alpha) \frac{M_{pl,Rd}}{V_{pl,Rd}} \quad \text{Link corti}$$

$$0.8(1 + \alpha) \frac{M_{pl,Rd}}{V_{pl,Rd}} \leq e \leq 1.5(1 + \alpha) \frac{M_{pl,Rd}}{V_{pl,Rd}} \quad \text{Link intermedi}$$

$$e \geq 1.5(1 + \alpha) \frac{M_{l,Rd}}{V_{l,Rd}} \quad \text{Link lunghi}$$

dove

$M_{pl,Rd}$  è la resistenza flessionale di progetto del link

$V_{pl,Rd}$  è la resistenza a taglio di progetto del link

$\alpha$  è il rapporto tra il minore ed il maggiore dei momenti flettenti attesi alle due estremità del link

# Resistenza plastica di normativa

Per le sezioni ad I il momento resistente,  $M_{pl,Rd}$ , ed il taglio resistente,  $V_{pl,Rd}$ , del link sono definiti in assenza di sollecitazione assiale, rispettivamente, dalle formule:

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

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

## **Nota !**

Quando il valore della sollecitazione assiale di calcolo  $N_{Ed}$  presente nel link supera il 15% della resistenza plastica, nella valutazione della sollecitazione assiale della sezione dell'elemento,  $N_{pl,Rd}$ , va tenuta opportunamente in conto la riduzione della resistenza plastica a taglio,  $V_{pl,Rd}$ , e flessione,  $M_{pl,Rd}$ , del link.

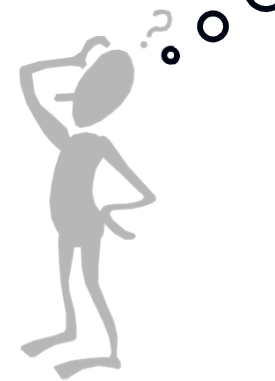
# Resistenza ultima di normativa

Le resistenze ultime dei link sono valutate dalla normativa attraverso le relazioni:

$$\text{link corti} \quad \left\{ \begin{array}{l} M_u = 0.75 e V_{pl,Rd} \\ V_u = 1.5 V_{pl,Rd} \end{array} \right.$$

$$\text{link lunghi} \quad \left\{ \begin{array}{l} M_u = 1.5 M_{pl,Rd} \\ V_u = 2 M_{pl,Rd} / e \end{array} \right.$$

$$V_u = 3 M_{pl,Rd} / e$$

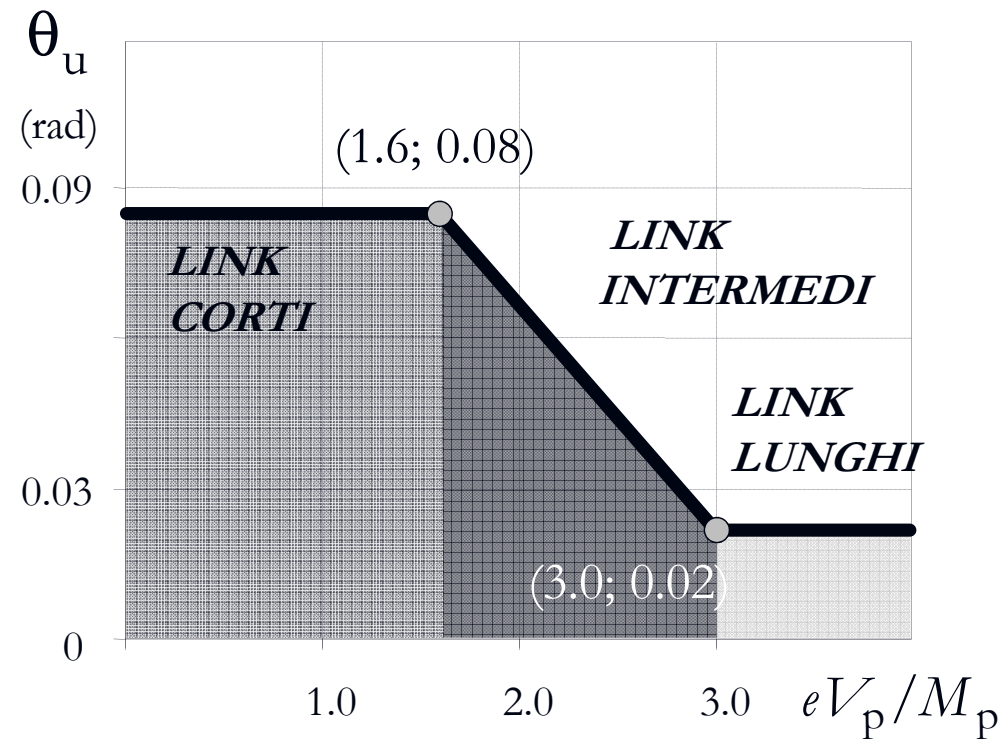


## Nota !

Tali relazioni riguardano i link «corti» e «lunghi»; nel caso dei link «intermedi» la resistenza ultima può essere determinata per interpolazione.

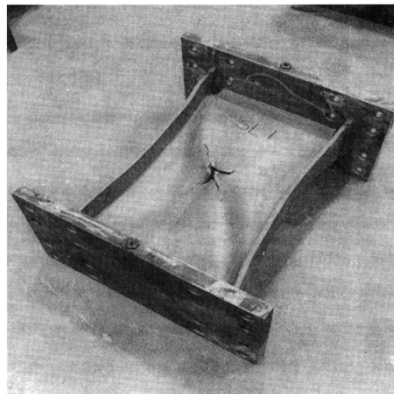
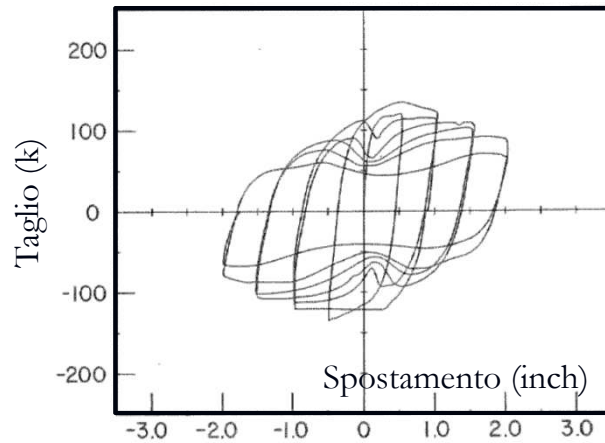
# Capacità rotazionale di normativa

$$\theta_u = \gamma_p + \varphi_p$$

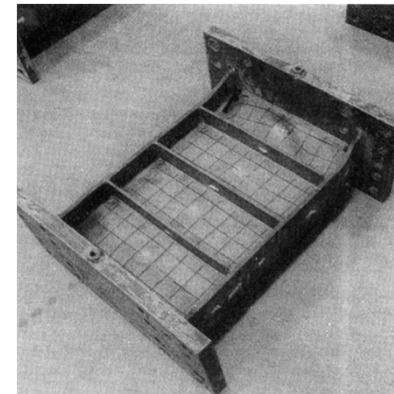
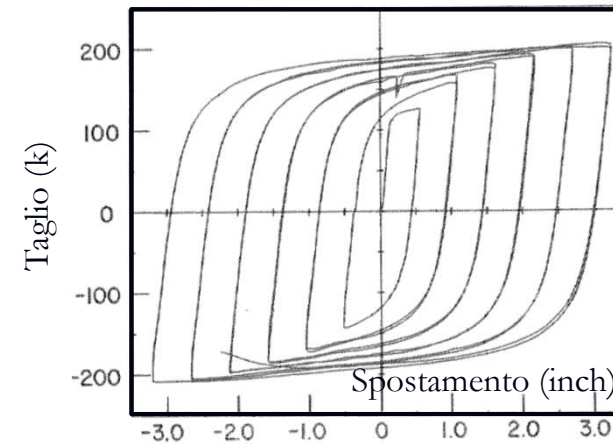


# Irrigidimenti dei link corti

Link corto senza irrigidimenti trasversali



Link corto con irrigidimenti trasversali

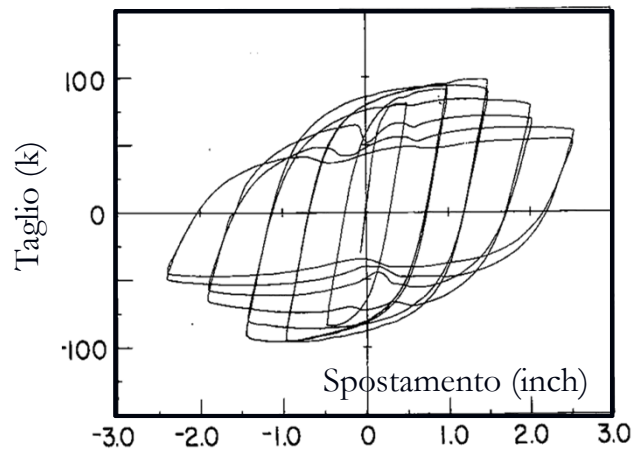


tratto da:

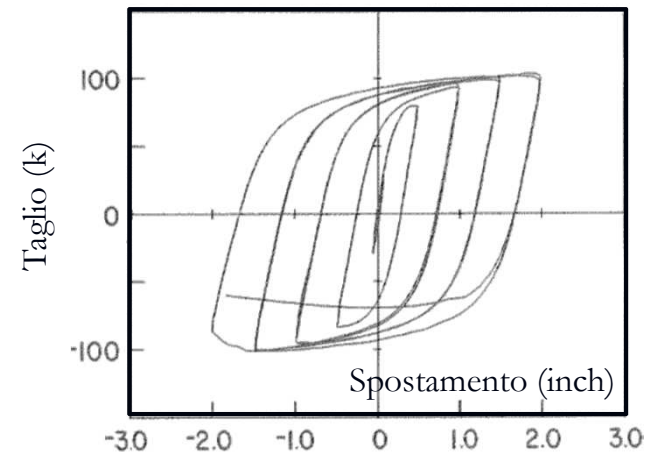
Hjelmstad e Popov. Seismic behavior of active beam links in eccentrically braced frames. EERC 83-15

# Irrigidimenti dei link lunghi

Link lungo senza irrigidimenti trasversali



Link lungo con irrigidimenti trasversali



tratto da:

Hjelmstad e Popov. Seismic behavior of active beam links in eccentrically braced frames. EERC 83-15

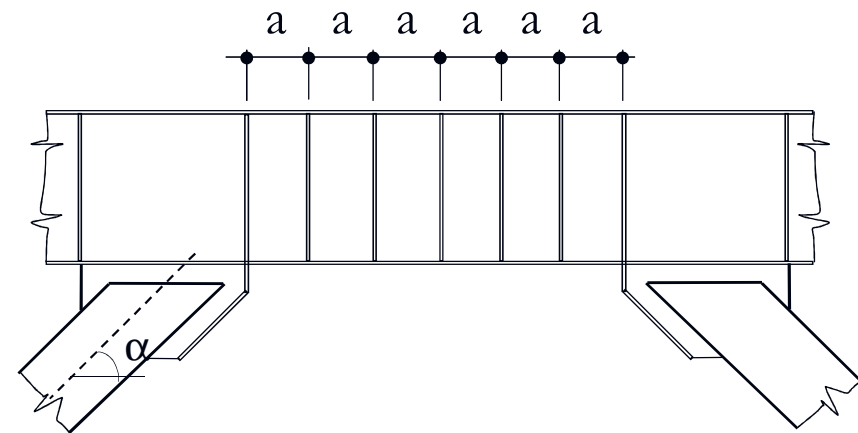
# Irrigidimenti dei link corti

Per quanto riguarda i link corti, l'instabilità inelastica a taglio potrebbe limitare le capacità dissipative di tale elemento che potrebbe non raggiungere la necessaria capacità rotazionale. Allo scopo di migliorare la duttilità locale devono essere impiegati degli irrigidimenti d'anima.

Gli irrigidimenti trasversali devono essere disposti da entrambi i lati del profilo.

Nel caso di link corti di modesta altezza (600 mm) è sufficiente che gli irrigidimenti siano disposti da un solo lato dell'anima, impegnando almeno i 3/4 della altezza dell'anima.

Tali irrigidimenti devono avere spessore non inferiore a  $t_w$ , e comunque non inferiore a 10 mm, e larghezza pari a  $(b_f/2) - t_w$ .



# Irrigidimenti dei link corti

Per quanto riguarda i link corti, l'instabilità inelastica a taglio potrebbe limitare le capacità dissipative di tale elemento che potrebbe non raggiungere la necessaria capacità rotazionale. Allo scopo di migliorare la duttilità locale devono essere impiegati degli irrigidimenti d'anima.

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

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

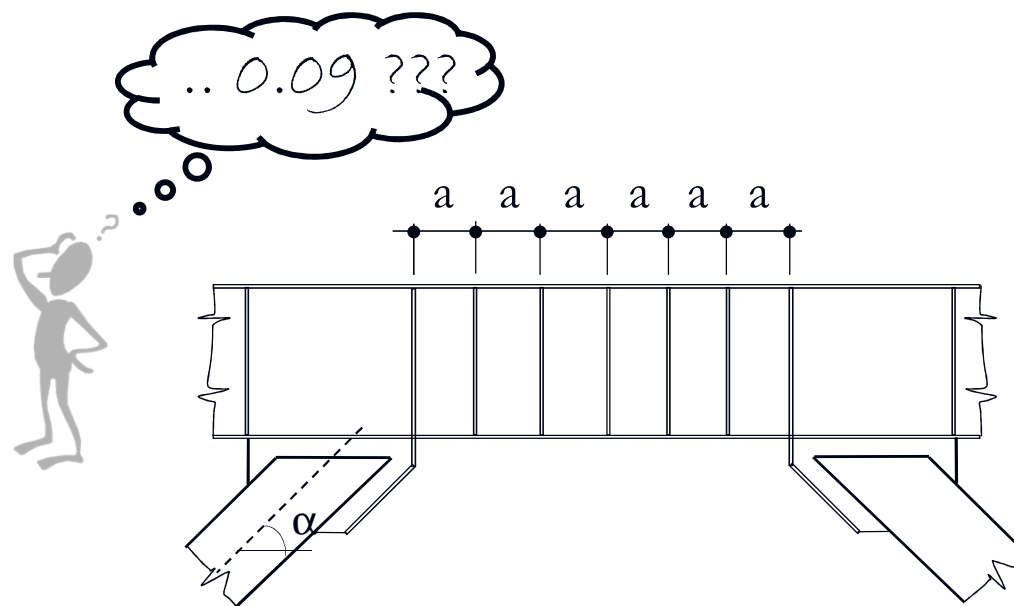
$$a \leq 56t_w - h_b/5 \quad \text{per } \gamma_p = \pm 0.03 \text{ rad}$$

dove :

$t_w$  è lo spessore dell'anima del link

$h_b$  è l'altezza del profilo del link

$\gamma_p$  è la massima deformazione plastica a taglio



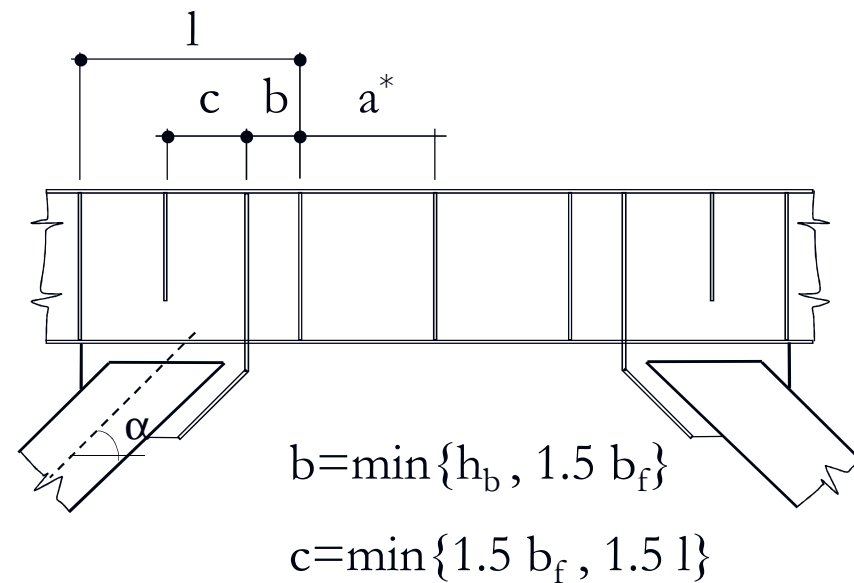
# Irrigidimenti dei link intermedi

Nel caso dei link intermedi, gli irrigidimenti hanno lo scopo di ritardare l'instabilità locale e, pertanto, devono impegnare l'intera altezza dell'anima.

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

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

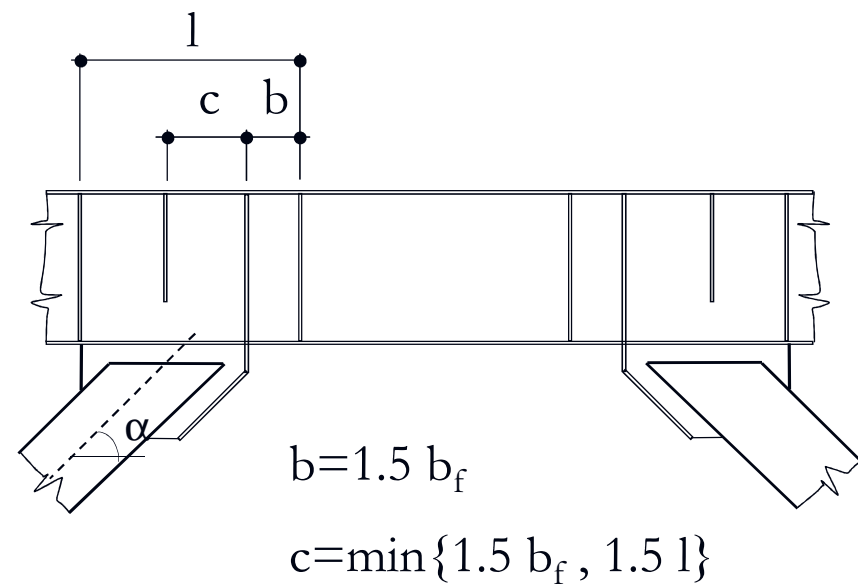
per valori intermedi di "e" si esegue un'interpolazione lineare



# Irrigidimenti dei link lunghi

Il comportamento dei link lunghi è dominato dalla plasticizzazione per flessione. Le modalità di collasso tipiche di tali link sono rappresentate dalla instabilità locale della piattabanda compressa e dalla instabilità flesso-torsionale.

Come per i link intermedi, anche nel caso dei link lunghi gli irrigidimenti hanno lo scopo di ritardare l'instabilità locale e, pertanto, devono impegnare l'intera altezza dell'anima.



# Saldature degli irrigidimenti

Le saldature che collegano il generico elemento di irrigidimento :

- all'anima del link devono essere progettate per sopportare una sollecitazione pari a  $A_{st}f_y$ ,
- alle piattabande devono essere progettate per sopportare una sollecitazione pari a  $A_{st}f_y/4$ .

essendo

$A_{st}$  l'area dell'elemento di irrigidimento.

# Sovreresistenza dei link

I coefficienti  $\Omega$  dei link sono definiti secondo le formule seguenti:

link corti 
$$\Omega_i = 1.50 V_{pl,Rd,i} / V_{Ed,i}$$

link lunghi e intermedi 
$$\Omega_i = 1.50 M_{pl,Rd,i} / M_{Ed,i}$$

dove :

$M_{pl,Rd}$  è il momento resistente del link

$V_{pl,Rd}$  sono il taglio resistente del link

$M_{Ed}$  è il momento di calcolo ottenuto dalla combinazione sismica

$V_{Ed}$  è il taglio di calcolo ottenuto dalla combinazione sismica.



# Sovreresistenza limite dei link

Per garantire un comportamento dissipativo omogeneo dei link all'interno della struttura, i coefficienti di sovreresistenza  $\Omega$  calcolati per tutti i link, devono differire tra il massimo ed il minimo di non più del 25%:

$$\frac{\Omega_{\max}}{\Omega_{\min}} \leq 1.25$$

# Progetto degli altri elementi

Le membrature che non contengono gli elementi di connessione devono essere verificate in modo simile a quanto indicato per i sistemi controventati concentrici, ovvero ...

.... 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

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

in cui

$N_{Ed}$  è il valore di progetto dello sforzo normale del controvento, ovvero  $N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1.1\gamma_{Rd} \Omega N_{Ed,E}$

$N_{pl,Rd}$  è la resistenza nei confronti dell'instabilità, tenendo conto dell'interazione con il valore di progetto del momento flettente  $M_{Ed}$ .

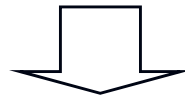
# Progetto degli altri elementi

Note sulle prescrizioni della normativa

L'applicazione della relazione

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

a sistemi con link lunghi o a sistemi caratterizzati da sovraresistenze dei link abbastanza disperse non garantisce il rispetto dei principi base del capacity design.



Il progetto di diagonali, colonne e travi andrebbe eseguito in accordo a regole di applicazione più severe, ad esempio:

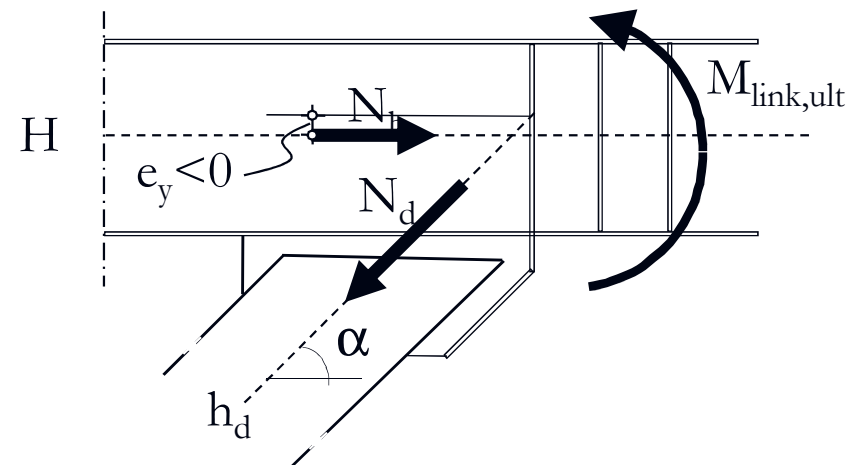
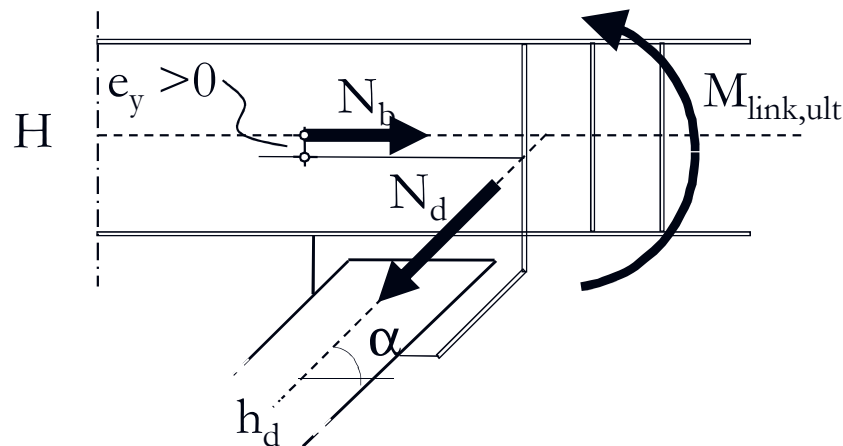
$$N_{Rd} [M_d (\gamma_{Rd} V_u), V_d (\gamma_{Rd} V_u)] \geq N_{Ed,G} + N_d (\gamma_{Rd} V_u)$$

# Scelta dei profili di link e diagonali

Verifica del posizionamento degli assi di link e diagonale

Al fine di rendere coerente il modello numerico con il modello adottato in fase di progetto, alcuni ricercatori (Engelhardt e Popov -1989) hanno suggerito di scegliere i profili di link e diagonali in modo tale che le linee medie delle sezioni suddette si incontrino all'interno o al massimo alla fine del link.

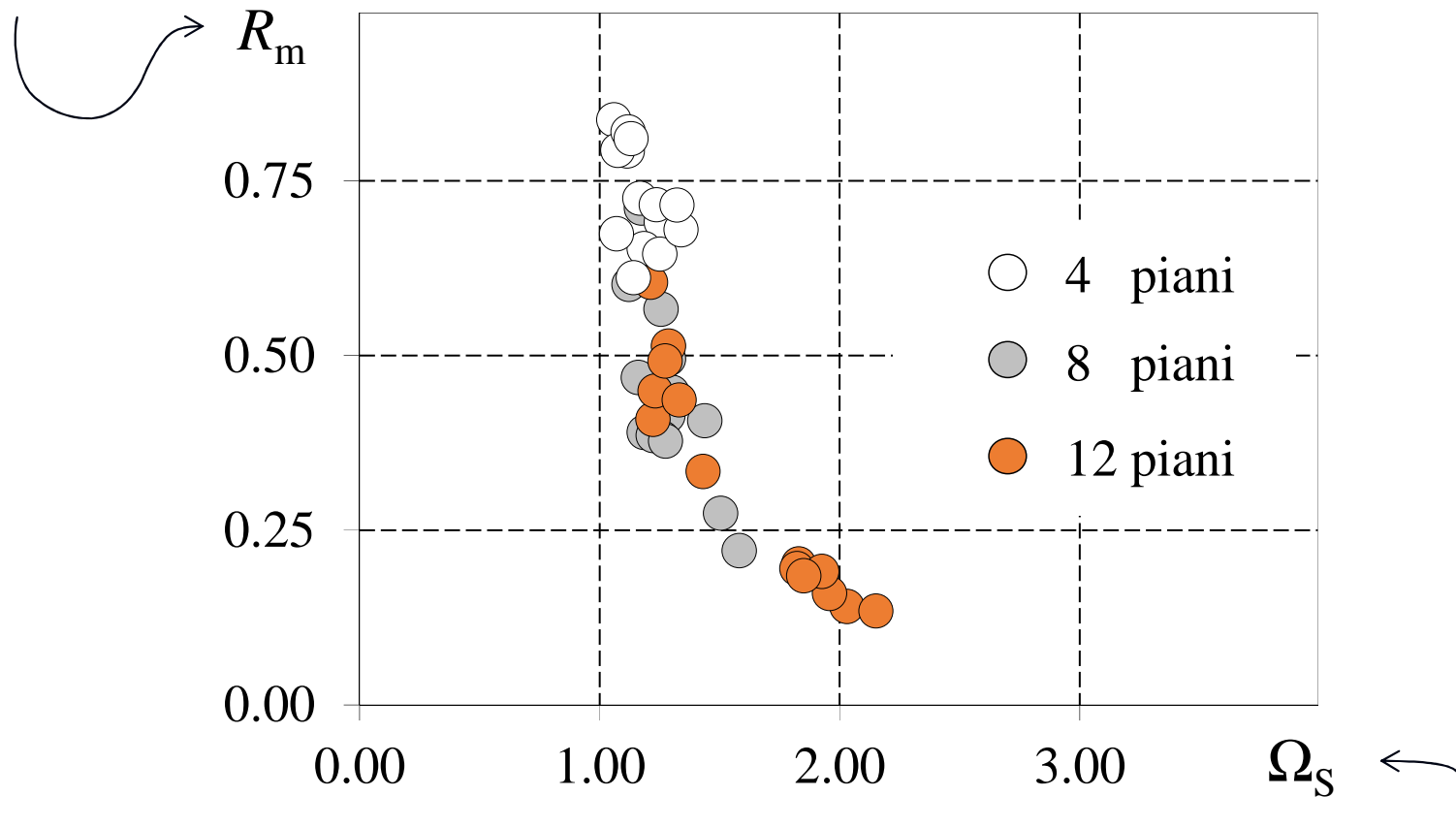
$$H \leq h_d \cos \alpha \quad \Rightarrow \quad e_y \geq 0$$



# Prestazione sismica (SLV)

## Strutture con controventi eccentrici

Valore medio delle massime rotazioni plastiche normalizzate dei link della struttura



Rapporto tra valore massimo e minimo della sovrarresistenza dei link della struttura

# Strutture con controventi eccentrici

## Ultime considerazioni

1. I fattori di sovraresistenza dei link influenzano notevolmente la risposta sismica dei sistemi con controventi eccentrici tradizionali.



Elevate dispersioni della sovraresistenza normalizzata dei link conducono a configurazioni di collasso caratterizzate da deformazioni plastiche concentrate in pochi piani



La riduzione del massimo fattore di sovraresistenza normalizzata dei link influenza positivamente il comportamento sismico delle strutture con controventi eccentrici

# Strutture con controventi eccentrici

Ultime considerazioni

2. La limitazione delle sovraresistenze normalizzate dei link al valore consigliato dalla normativa (ovvero 1.25) non sempre conduce al comportamento sismico atteso.



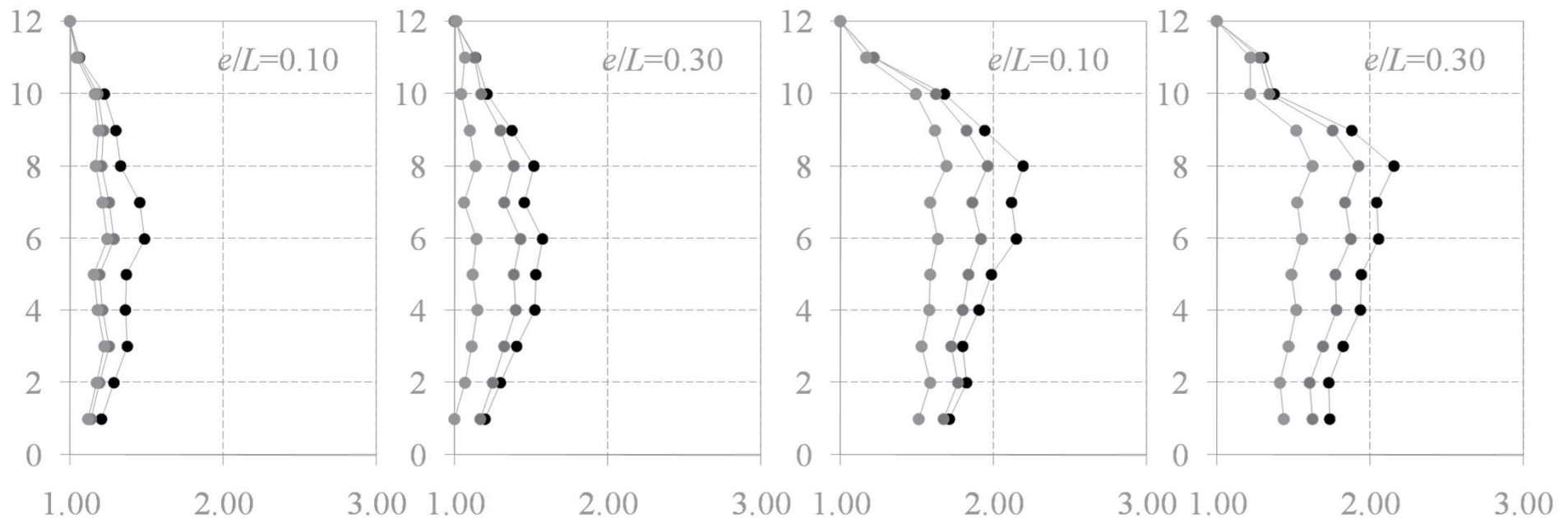
In sistemi di media o elevata altezza il comportamento sismico è spesso caratterizzato da valori modesti dell'impegno plastico medio dei link.

# Strutture con controventi eccentrici

## Ultime considerazioni

Sistema progettato con analisi modale

Sistema progettato con analisi statica



- Fattore di sovrarresistenza dei link ottenuto da analisi modale con spettro di progetto
- ◐ Fattore di sovrarresistenza dei link ottenuto da analisi modale con spettro di elastico di risposta
- Fattore di sovrarresistenza dei link ottenuto da analisi dinamica elastica al passo

# Strutture con controventi eccentrici

## Ultime considerazioni

3. I fattori di sovraresistenza normalizzata dei link calcolati sulla base delle sollecitazioni dell'analisi statica in edifici di media o elevata altezza possono essere affetti da rilevanti errori.



Speciale attenzione deve essere rivolta alla definizione di un appropriato campo di applicabilità della prescrizione di progetto se si desidera un sostanziale miglioramento del comportamento sismico attraverso la limitazione del fattore di sovraresistenza normalizzata dei link.

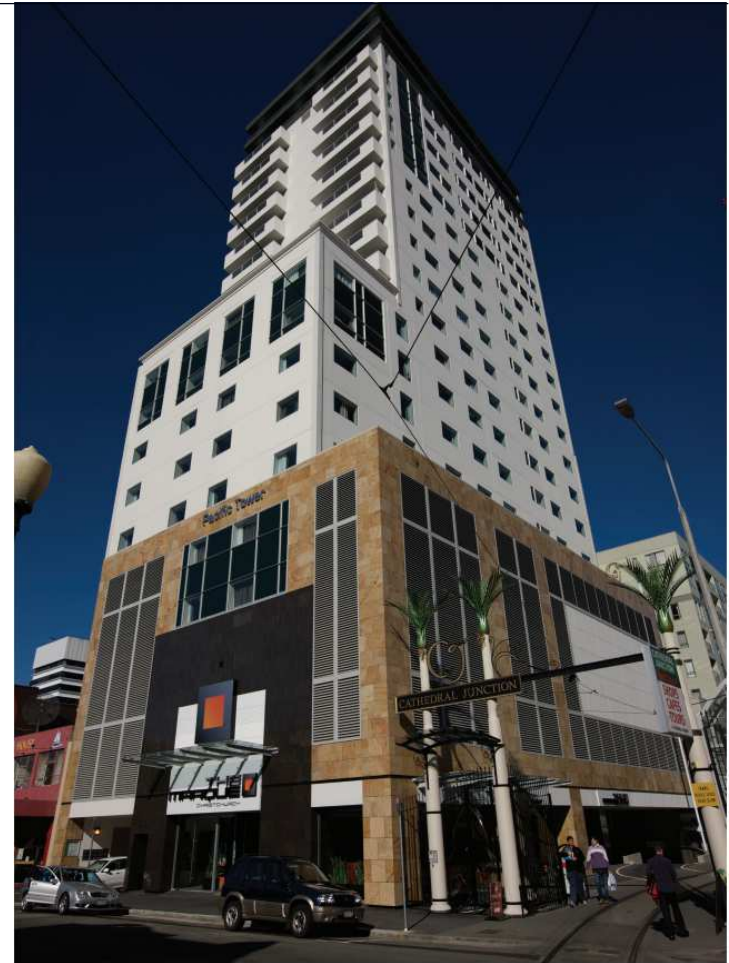
# Danni in controventi eccentrici

Pacific Tower, Christchurch (Nuova Zelanda)

Il Pacific Tower, ubicato nella città di Christchurch (Nuova Zelanda) è stato sin dalla sua costruzione il fabbricato più alto della città (86 metri).

Il maggior fruitore dell'edificio è il Rendezvous Hotel con 171 stanze.

L'edificio fu chiuso dopo il terremoto del Febbraio 2011, fino al 1 Maggio 2013, per riparazioni.



S. Gardiner, G.C. Clifton e G.A. MacRae. Performance, damage assessment and repair of a multistorey eccentrically braced framed building following the Christchurch earthquake series. Steel Innovations 2013

# Danni in controventi eccentrici

Pacific Tower, Christchurch (Nuova Zelanda)



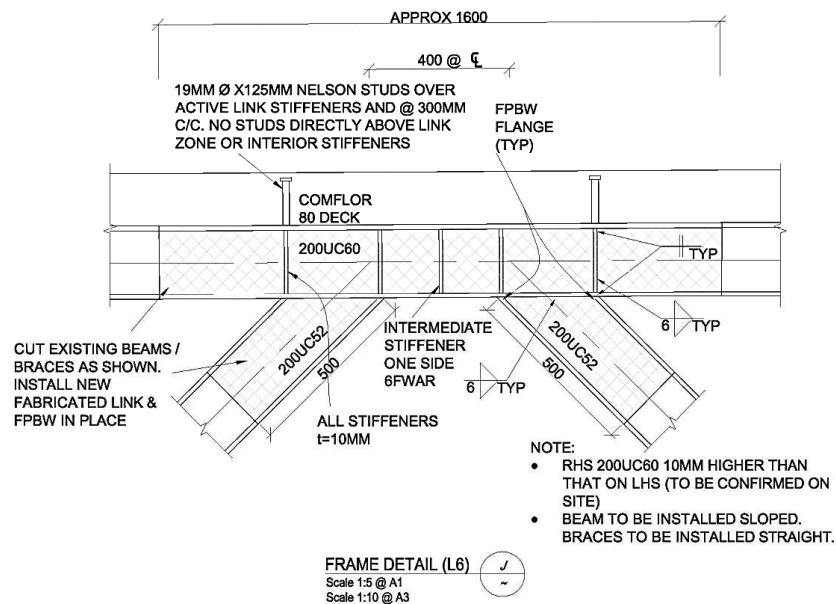
Link danneggiato



Link fratturato

# Rispristino di link

Pacific Tower, Christchurch (Nuova Zelanda)



Progetto del link

# Rispristino di link

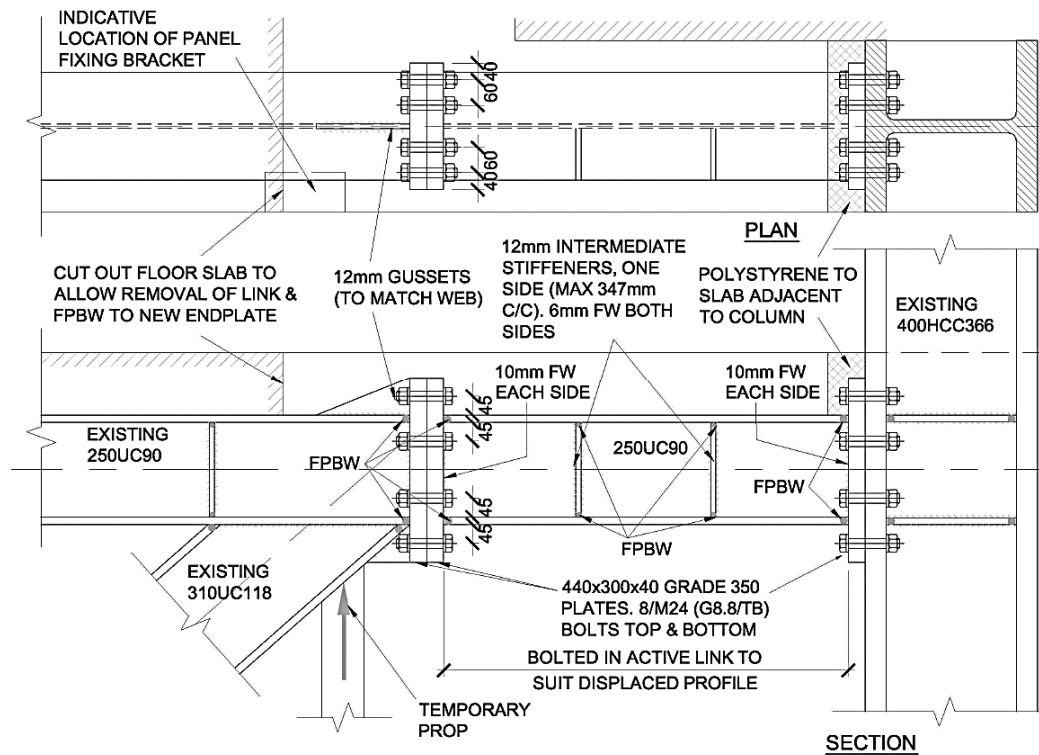
Pacific Tower, Christchurch (Nuova Zelanda)



Messa in opera del link e saldatura

# Rispristino di link

Pacific Tower, Christchurch (Nuova Zelanda)



Sostituzione con link rimovibile

**FINE**