

# **Progettare con l'Acciaio in Zona Sismica**

**L'Aquila, Italia**

**21 Maggio 2010**

---

## **Le regole di progetto specifiche per le varie tipologie strutturali**

*(secondo il DM 2008)*

**Gaetano Della Corte**



*Dip. di Ingegneria Strutturale  
Università di Napoli "Federico II"*

*[gdellaco@unina.it](mailto:gdellaco@unina.it)*

# Introduzione

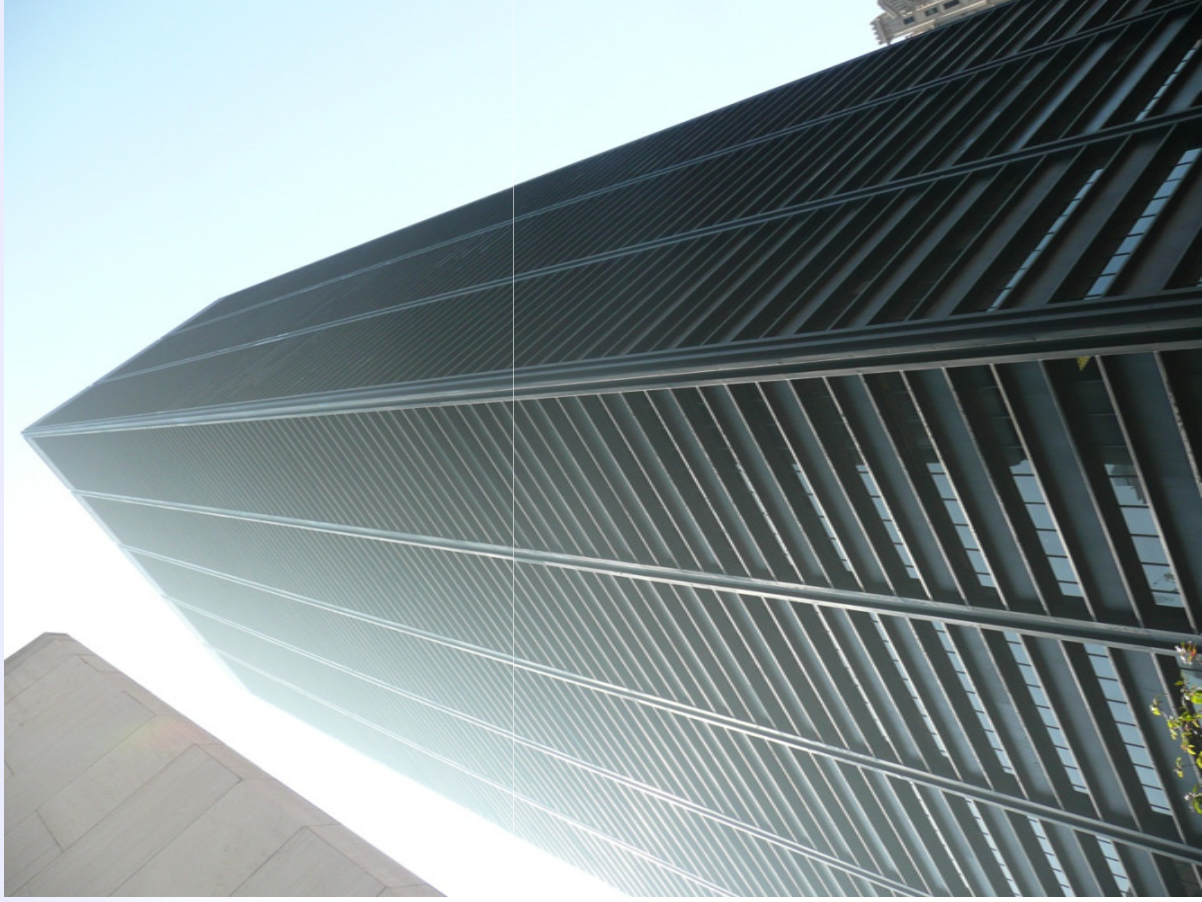
## Fattori di struttura

Tabella 7.5.II – Limiti superiori dei valori di  $q_0$  per le diverse tipologie strutturali e le diverse classi di duttilità.

TIPOLOGIA STRUTTURALE	$q_0$	
	CD "B"	CD "A"
a) Strutture intelaiate	4	$5\alpha_q/\alpha_1$
c) Strutture con controventi eccentrici	4	4
b1) Controventi concentrici a diagonale tesa attiva b2) Controventi concentrici a V	2	2,5
d) Strutture a mensola o a pendolo inverso	2	$2\alpha_q/\alpha_1$
e) Strutture intelaiate con controventi concentrici	4	$4\alpha_q/\alpha_1$
f) Strutture intelaiate con tamponature in muratura	2	2

# Telai

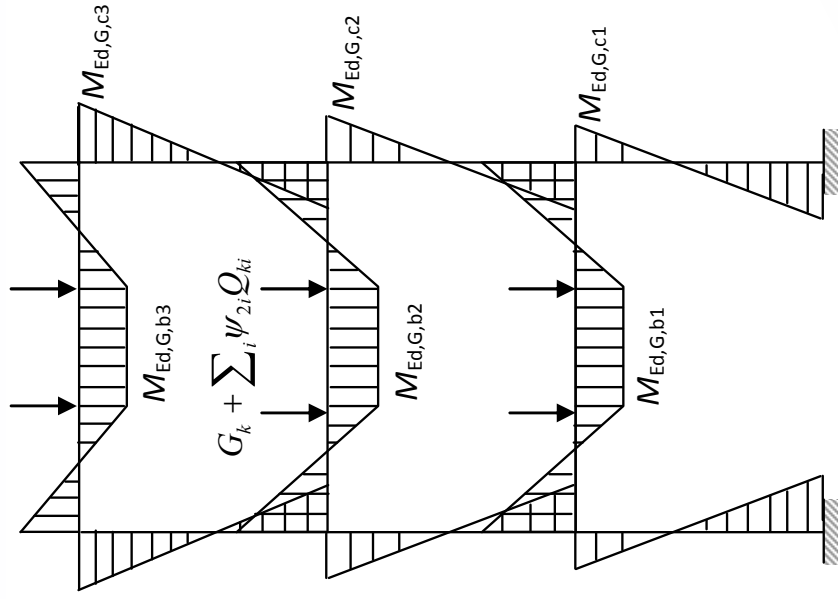
---



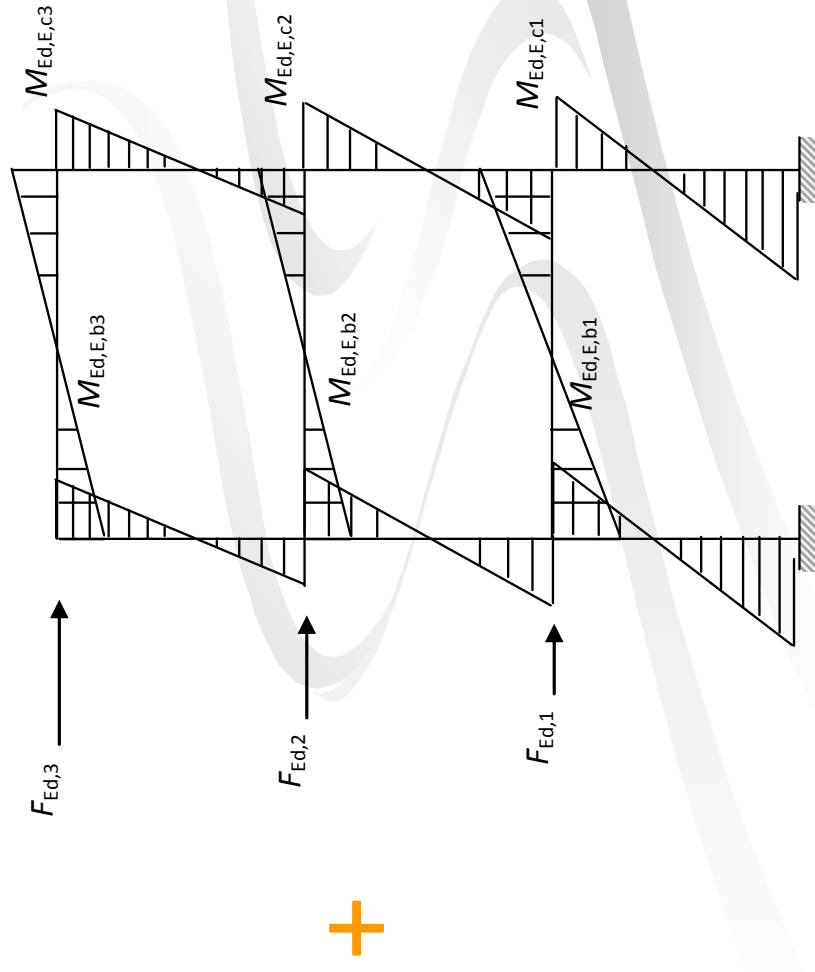
# Telai

Caratteristiche della sollecitazione (principali)

Effetti gravitazionali



Effetti sismici

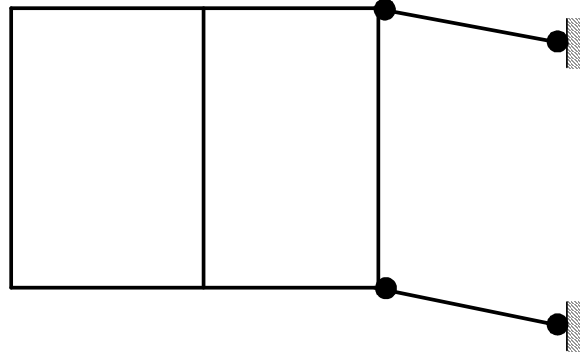


# Telai

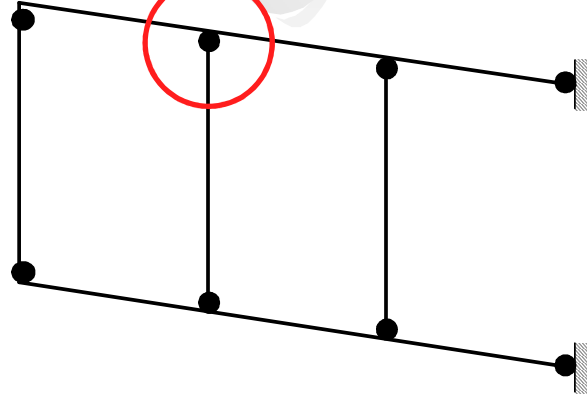
## 7.5.4 REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE INTELAIATE

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

Questo requisito non è richiesto per le sezioni delle colonne alla base ed alla sommità dei telai multipiano e per tutte le sezioni degli edifici monopiano.



Meccanismo di piano  
→ da evitare



Cerniera plastica  
flessionale



Meccanismo “globale”  
→ da favorire

# Telai

## 7.5.4.1 Travi

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

$$M_{Ed}/M_{pl,Rd} \leq 1 \quad (7.5.3)$$

$$N_{Ed}/N_{pl,Rd} \leq 0,15 \quad (7.5.4)$$

$$(V_{Ed,G} + V_{Ed,M})/V_{pl,Rd} \leq 0,50 \quad (7.5.5)$$

dove:

$M_{Ed}$ ,  $N_{Ed}$  e  $V_{Ed}$  sono i valori di progetto del momento flettente, della sollecitazione assiale e del taglio;

$M_{pl,Rd}$ ,  $N_{pl,Rd}$  e  $V_{pl,Rd}$  sono i valori delle resistenze plastiche di progetto, flessionale, assiale e tagliante determinate secondo criteri di cui al § 4.2.4.1.2;

$V_{Ed,G}$  è la sollecitazione di taglio di progetto dovuta alle azioni non-sismiche;

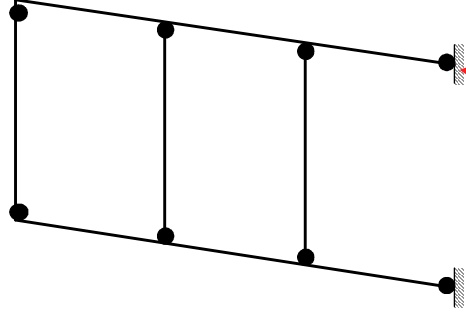
$V_{Ed,M}$  è la forza di taglio dovuta all'applicazione di momenti plastici equivalenti  $M_{pl,Rd}$  nelle sezioni in cui è attesa la formazione delle cerniere plastiche.

In assenza di ritegni trasversali, le travi devono avere resistenza sufficiente nei confronti dell'instabilità flessionale e flessio-torsionale, determinata come in § 4.2.4.1.3. ed assumendo la formazione della cerniera plastica nella sezione più sollecitata in condizioni sismiche.

# Telai

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

(7.5.3)



(7.5.4)

$$N_{Ed} / N_{pl,Rd} \leq 0,15$$

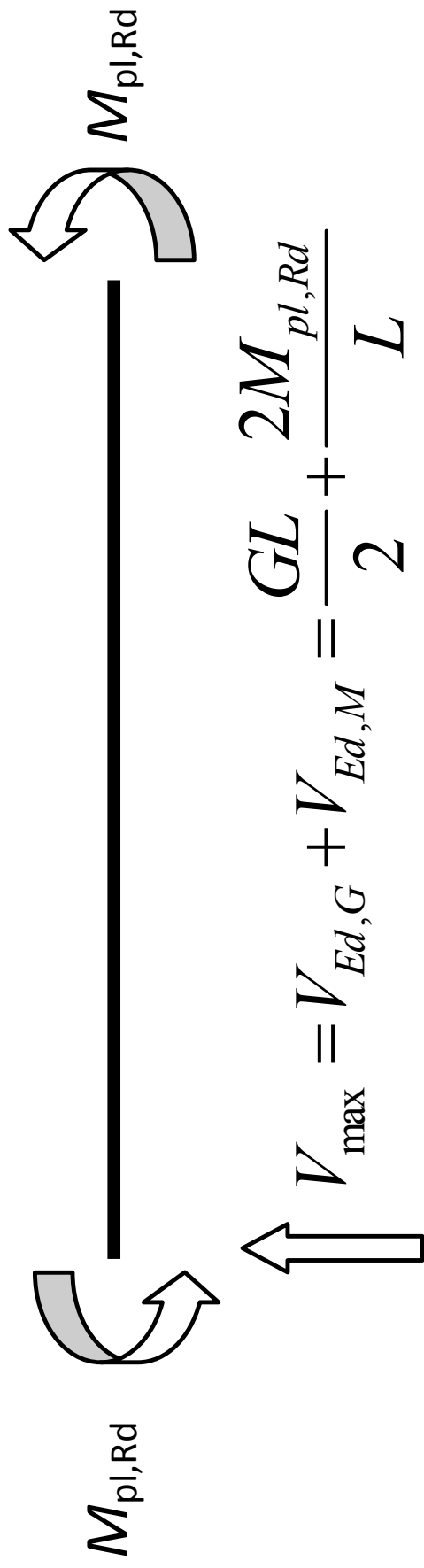
Implica la possibile formazione di cerniere plastiche nelle travi e alla base delle colonne ( $M_{Ed} = M_{pl,Rd}$ ), in corrispondenza dell'azione delle forze sismiche di progetto.

Lo sforzo normale sollecitante ( $N_{Ed}$ ), in corrispondenza della potenziale cerniera plastica, deve essere limitato superiormente (max 15 % di  $N_{pl,Rd}$ ). Per valori maggiori si verifica interazione N-M e riduzione di duttilità.

# Telai

$$(V_{Ed,G} + V_{Ed,M}) / V_{pl,Rd} \leq 0,50 \quad (7.5.5)$$

$G$



$$V_{\max} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M} = \frac{GL}{2} + \frac{2M_{pl,Rd}}{L}$$

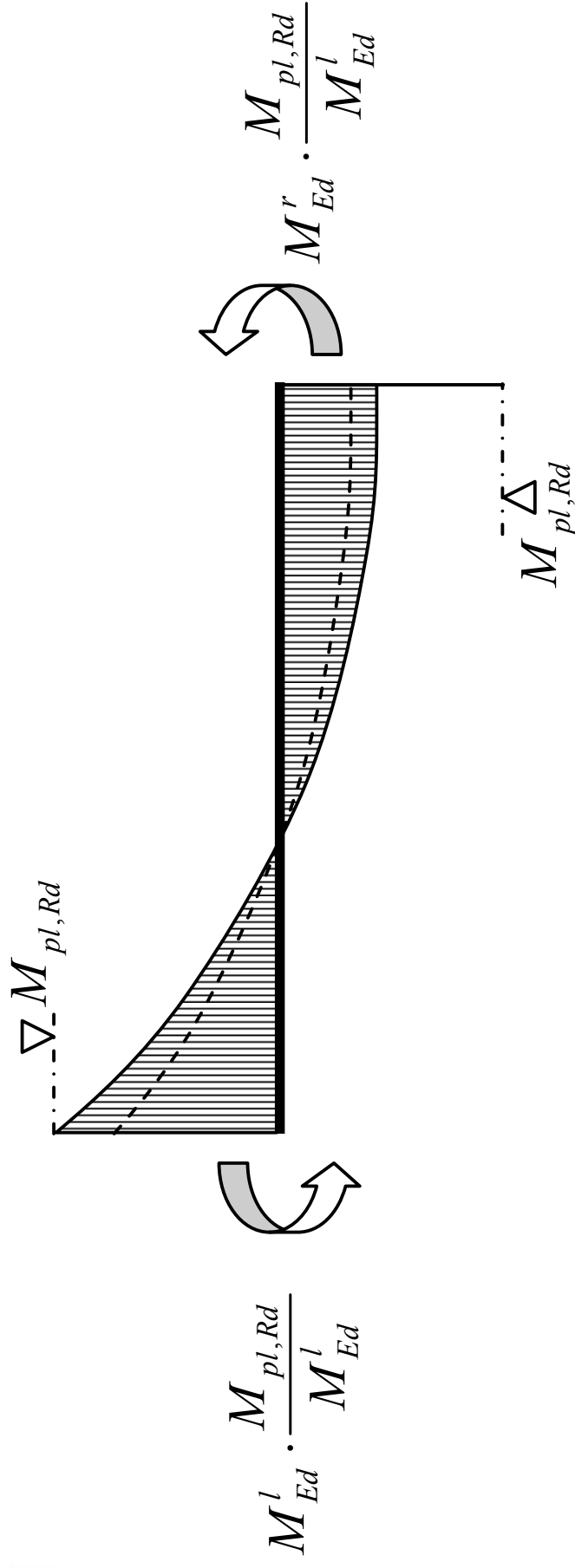
Il limite superiore serve ad evitare interazione taglio-momento

# Telai

## 7.5.4.1 Travi

.....

In assenza di ritegni trasversali, le travi devono avere resistenza sufficiente nei confronti dell'instabilità flessionale e flessio-torsionale, determinata come in § 4.2.4.1.3, ed assumendo la formazione della cerniera plastica nella sezione più sollecitata in condizioni sismiche.



N.B.: La stabilità flessionale è indifferente ai ritegni trasversali. Comunque, lo sforzo normale nelle travi è modesto (vedi limitazione precedente), sicché l'imprecisione è irrilevante.

# Telai

## 7.5.4.2 Colonne

Le colonne devono essere verificate in compressione considerando la più sfavorevole combinazione di sollecitazioni assiali e flessionali.

Le sollecitazioni di progetto sono determinate come:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{Rd} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \quad (7.5.6)$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1\gamma_{Rd} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E} \quad (7.5.7)$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1\gamma_{Rd} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E} \quad (7.5.8)$$

in cui

$N_{Ed,G}$ ,  $M_{Ed,G}$ ,  $V_{Ed,G}$  sono le sollecitazioni di compressione, flessione e taglio dovute alle azioni non sismiche;

$N_{Ed,E}$ ,  $M_{Ed,E}$ ,  $V_{Ed,E}$  sono le sollecitazioni dovute alle azioni non sismiche;

$\gamma_{Rd}$  è il fattore di sovrarresistenza;

$\Omega$  è il minimo valore tra gli  $\Omega_i = M_{pl,Rd,i} / M_{Ed,i}$  di tutte le travi in cui si attende la formazione di cerniere plastiche, essendo  $M_{Ed,i}$  il momento flettente di progetto della  $i$ -esima trave in condizioni sismiche e  $M_{pl,Rd,i}$  il corrispondente momento plastico.

Nelle colonne in cui si attende la formazione di cerniere plastiche, le sollecitazioni devono essere calcolate nell'ipotesi che nelle cerniere plastiche il momento flettente sia pari a  $M_{pl,Rd}$ .

# Telai

---

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1\gamma_{Rd} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E}$$

$$\Omega = \min \left( M_{pl,Rd,i} / M_{Ed,i} \right)$$

Il coefficiente  $\Omega$  amplifica le sollecitazioni sismiche fino alla formazione della prima cerniera plastica.

In genere, il rapporto  $M_{pl,Rd,i}/M_{Ed,i}$  è  $> 1$ , perché le sezioni commercialmente disponibili sono in numero limitato, sicché è impossibile disporre la sezione strettamente necessaria. Questo effetto può chiamarsi “sovraresistenza di progetto”.

## 1.1

E' un coefficiente amplificativo, il cui significato non è chiarito dalla Normativa. Si può interpretare come un' ulteriore amplificazione della sollecitazione sismica, per tenere conto dell'incrudimento del materiale e della velocità di deformazione.

# Telai

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{Rd} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E}$$

$\gamma_{Rd}$

Detto “fattore di sovrarresistenza”, tiene conto del fatto che la resistenza plastica effettiva è in genere maggiore del valore di progetto, perché la tensione di snervamento media è maggiore del valore nominale usato in progetto.

**Tabella 7.5.I - Fattori di sovrarresistenza  $\gamma_{Rd}$**

Acciaio	$\gamma_{Rd} = \frac{f_{y,m}}{f_{yk}}$
S 235	1,20
S 275	1,15
S 355	1,10
S 420	1,10
S 460	1,10

# Telai

## 7.5.4.2 Colonne

.....

Nelle colonne in cui si attende la formazione di cerniere plastiche, le sollecitazioni devono essere calcolate nell'ipotesi che nelle cerniere plastiche il momento flettente sia pari a  $M_{pl,Rd}$ .

Il taglio di progetto deve rispettare la seguente limitazione:

$$V_{Ed}/V_{pl,Rd} \leq 0,50 \quad (7.5.9)$$

Valgono le considerazioni già viste per le travi, con riferimento alle verifiche di stabilità flessionale e flessotorsionale (amplificazione dei momenti fino al raggiungimento del momento plastico ad un estremo) e all'interazione taglio-momento.

# Telai

## 7.5.4.2 Colonne

.....

I pannelli nodali dei collegamenti trave-colonna devono essere progettati in modo tale da escludere la loro plasticizzazione e instabilizzazione a taglio. Tale requisito si può ritenere soddisfatto quando:

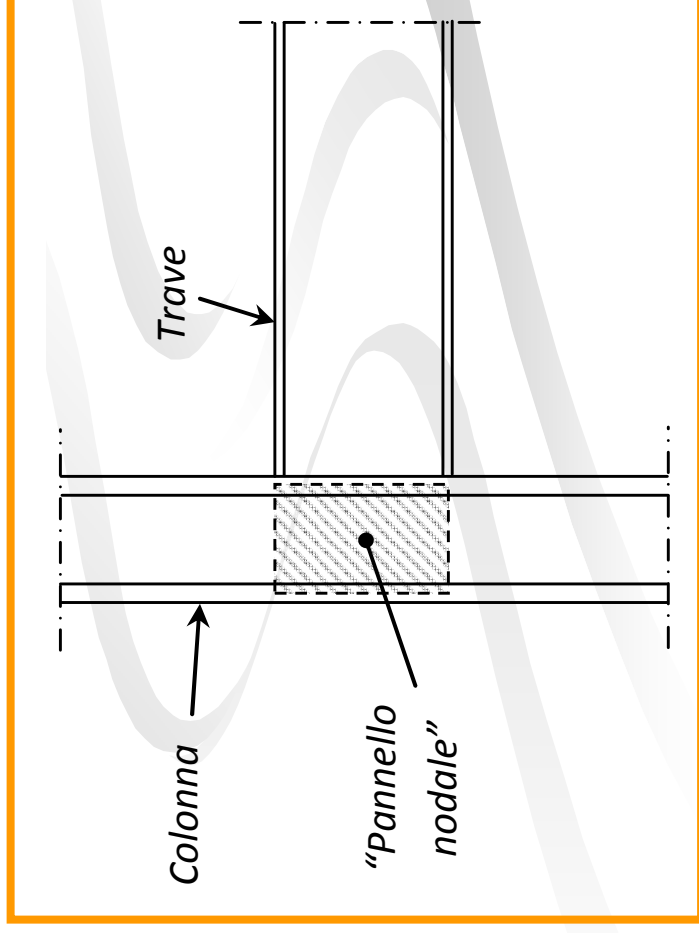
$$V_{vp,Ed} / \min(V_{vp,Rd}, V_{vb,Rd}) < 1 \quad (7.5.10)$$

essendo  $V_{vp,Ed}$ ,  $V_{vp,Rd}$  e  $V_{vb,Rd}$  rispettivamente la forza di progetto e la resistenza a taglio per plasticizzazione e la resistenza a taglio per instabilità del pannello, queste ultime valutate come in § 4.2.4.1.2 e 4.2.4.1.3.

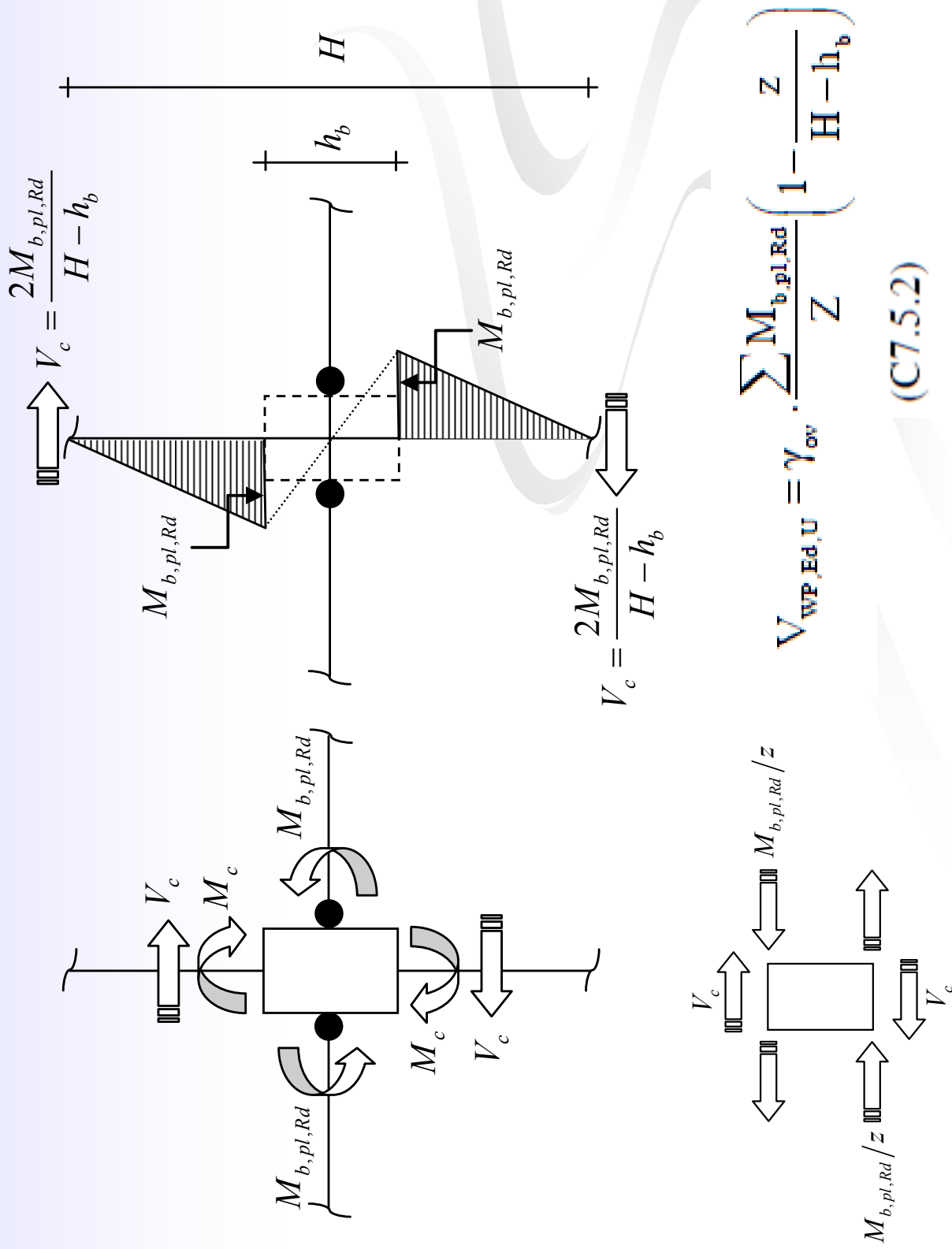
Per la specifica, necessaria, sui criteri di calcolo di  $V_{wp,Ed}$  si deve fare riferimento alla circolare LLPP n. 617.

(C7.5.2)

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

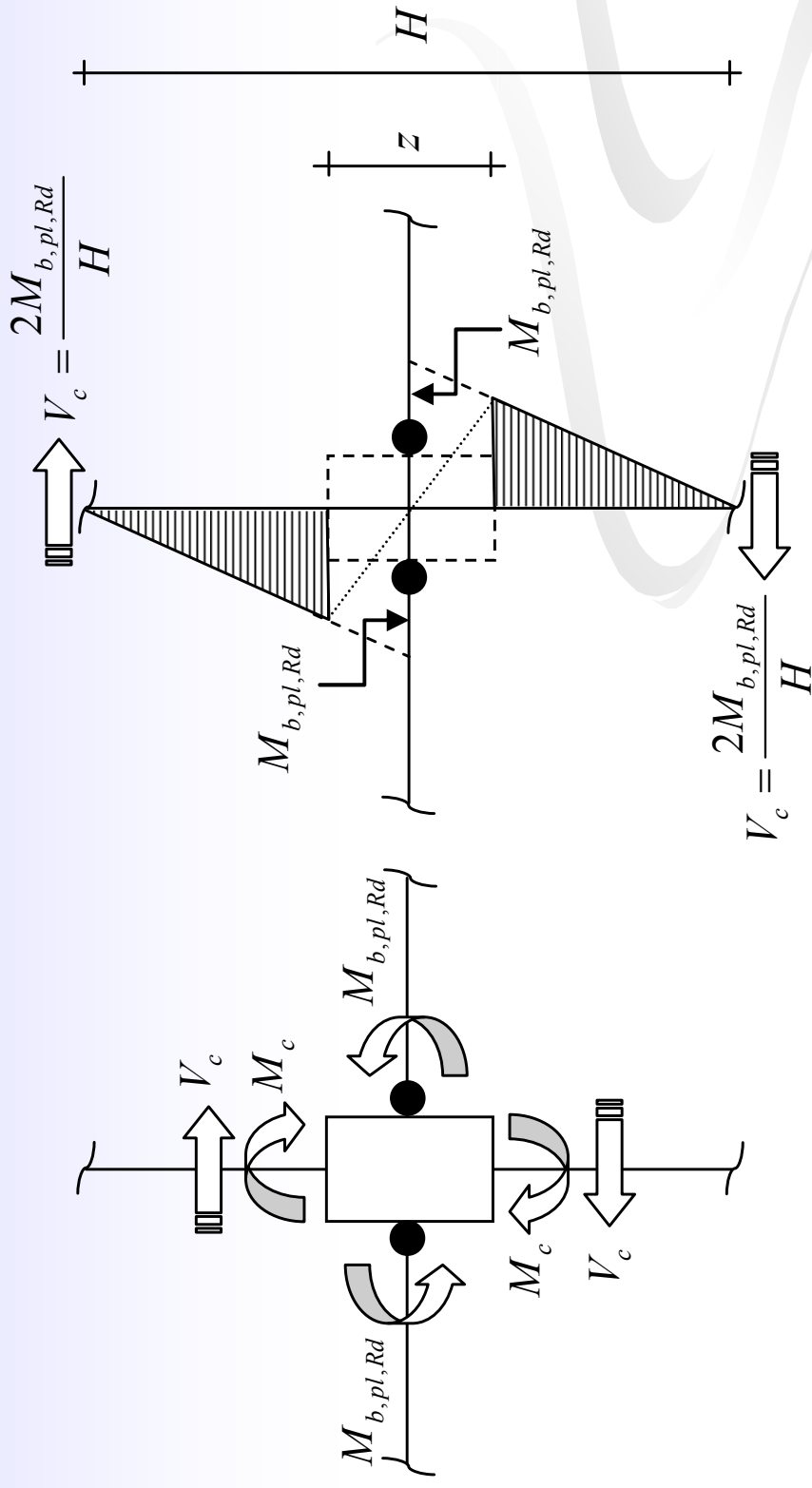


# Telai



$$V_{WP,Ed,U} = \gamma_{ov} \cdot \frac{\sum M_{b,pl,Rd}}{Z} \left( 1 - \frac{Z}{H - h_b} \right) \quad (C7.5.2)$$

# Telai



$$V_{wp} = \frac{2M_{b,pl,Rd}}{z} - V_c = \frac{2M_{b,pl,Rd}}{z} \left( 1 - \frac{z}{H} \right)$$

# Telai

## 7.5.4.3 Gerarchia delle resistenze trave-colonna

Per assicurare lo sviluppo del meccanismo globale dissipativo è necessario rispettare la seguente gerarchia delle resistenze tra la trave e la colonna dove, oltre ad aver rispettato tutte le regole di dettaglio previste nella presente norma, si assicuri per ogni nodo trave-colonna del telaio che

$$\sum M_{C,pl,Rd} \geq \gamma_{RD} \cdot \sum M_{b,pl,Rd} \quad (7.5.11)$$

dove  $\gamma_{RD}=1,3$  per strutture in classe CD''A'' e 1,1 per CD''B'' ,  $M_{C,pl,Rd}$  è il momento resistente della colonna calcolato per i livelli di sollecitazione assiale presenti nella colonna nelle combinazioni sismiche delle azioni ed  $M_{b,pl,Rd}$  è il momento resistente delle travi che convergono nel nodo trave-colonna.

Se la colonna e la trave hanno sezione costante e se la somma dei momenti trasmessi dalle travi si ripartisce egualmente tra le sezioni di colonna , allora la condizione equivale a:

$$(2) M_{c,pl,Rd} \geq \gamma_{RD} (2) M_{b,pl,Rd}$$

N.B.: Attenzione a non confondere il coefficiente  $\gamma_{RD}$  con il fattore di sovrarresistenza  $\gamma_{Rd}$  introdotto precedentemente. E' certamente deprecabile l'uso di simboli così poco diversi.

# Telai

## 7.5.4.4 Collegamenti trave-colonna

I collegamenti trave-colonna devono essere progettati in modo da possedere una adeguata sovrarresistenza per consentire la formazione delle cerniere plastiche alle estremità delle travi secondo le indicazioni di cui al § 7.5.3.3.1 In particolare, il momento flettente resistente del collegamento,  $M_{j,Rd}$ , trave-colonna deve soddisfare la seguente relazione

$$M_{j,Rd} \geq 1,1 \cdot \gamma_{Rd} \cdot M_{b,pl,Rd} \quad (7.5.12)$$

dove  $M_{b,pl,Rd}$  è il momento resistente della trave collegata e  $\gamma_{Rd}$  è il coefficiente di sovra-resistenza indicato nella tabella 7.5.1

## 7.5.3.3 Collegamenti in zone dissipative

I collegamenti in zone dissipative devono avere sufficiente sovrarresistenza per consentire la plasticizzazione delle parti collegate. Si ritiene che tale requisito di sovrarresistenza sia soddisfatto nel caso di saldature a completa penetrazione.

Nel caso di collegamenti con saldature a cordoni d'angolo e nel caso di collegamenti bullonati il seguente requisito deve essere soddisfatto:

$$R_{j,d} \geq \gamma_{Rd} \cdot 1,1 \cdot R_{pl,Rd} = R_{U,Rd} \quad (7.5.2)$$

dove:

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

$R_{pl,Rd}$  è la resistenza plastica di progetto della membri indicati nel § 4.2;

$R_{U,Rd}$  è il limite superiore della resistenza plastica della

Tabella 7.5.1 - Fattori di sovraresistenza  $\gamma_{Rd}$

Acciaio	$\gamma_{Rd} = \frac{f_{y,m}}{f_{yk}}$
S 235	1,20
S 275	1,15
S 355	1,10
S 420	1,10
S 460	1,10

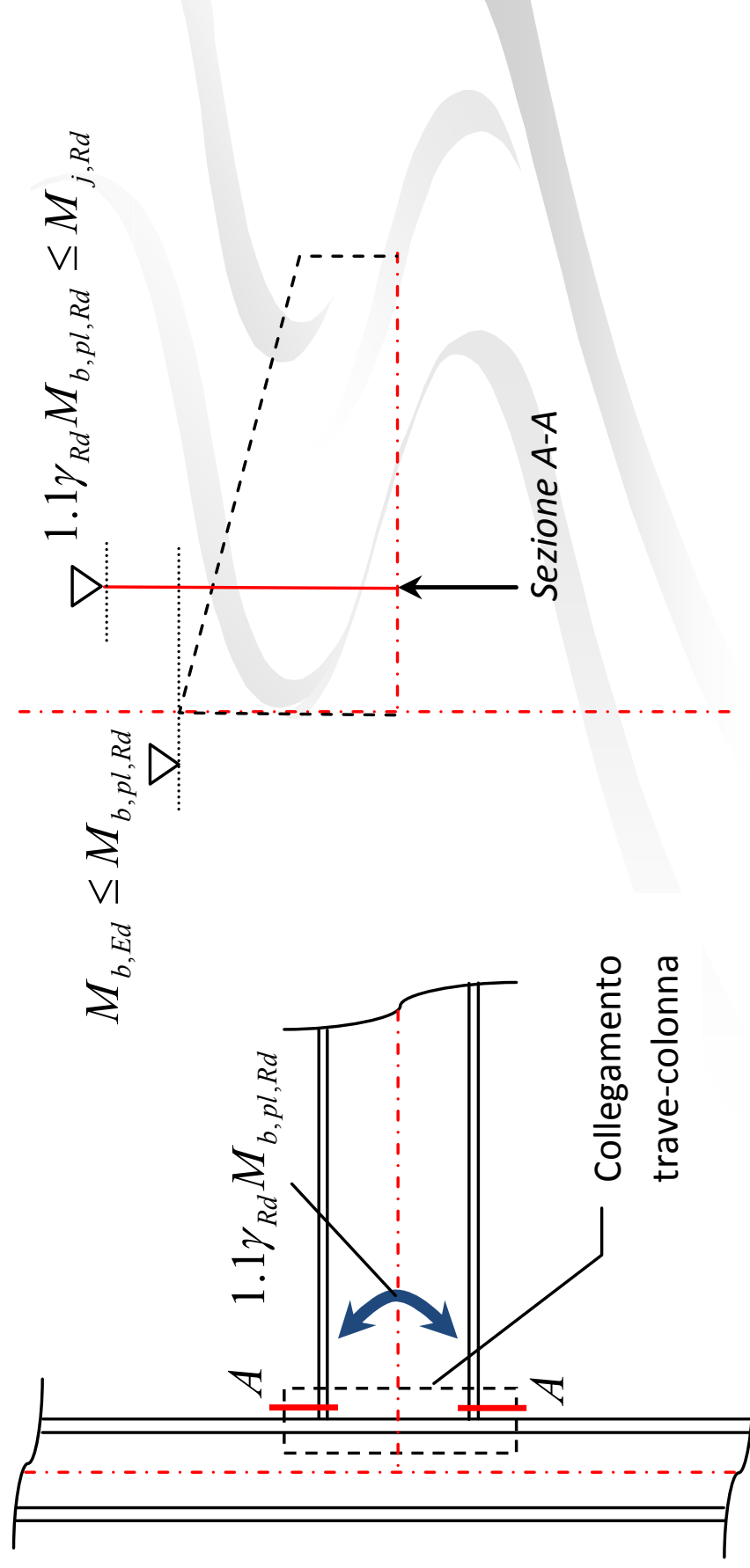
# Telai

## 7.5.4.4 Collegamenti trave-colonna

I collegamenti trave-colonna devono essere progettati in modo da possedere una adeguata sovraresistenza per consentire la formazione delle cerniere plastiche alle estremità delle travi secondo le indicazioni di cui al § 7.5.3.3. In particolare, il momento flettente resistente del collegamento,  $M_{j,Rd}$ , trave-colonna deve soddisfare la seguente relazione

$$M_{j,Rd} \geq 1,1 \cdot \gamma_{Rd} \cdot M_{b,pl,Rd} \quad (7.5.12)$$

dove  $M_{b,pl,Rd}$  è il momento resistente della trave collegata e  $\gamma_{Rd}$  è il coefficiente di sovra-resistenza indicato nella tabella 7.5.I.



# Telai

## 7.5.4.5 Pannelli nodali

Nei nodi trave-colonna, i pannelli d'anima delle colonne devono possedere una resistenza sufficiente e consentire lo sviluppo del meccanismo dissipativo della struttura a telaio, e cioè la plasticizzazione delle sezioni delle travi convergenti nel nodo trave-colonna.

La forza di taglio agente sul pannello d'anima del nodo trave-colonna deve essere determinata assumendo la completa plasticizzazione delle travi in esso convergenti secondo lo schema e le modalità previste in fase di progetto.

E' una ripetizione di quanto già detto al punto 7.5.4.2

## 7.5.4.2 Colonne

.....

I pannelli nodali dei collegamenti trave-colonna devono essere progettati in modo tale da escludere la loro plasticizzazione e instabilizzazione a taglio. Tale requisito si può ritenere soddisfatto quando:

$$V_{vp,Ed} / \min(V_{vp,Rd}, V_{vb,Rd}) < 1 \quad (7.5.10)$$

essendo  $V_{vp,Ed}$ ,  $V_{vp,Rd}$  e  $V_{vb,Rd}$  rispettivamente la forza di progetto e la resistenza a taglio per plasticizzazione e la resistenza a taglio per instabilità del pannello, queste ultime valutate come in § 4.2.4.1.2 e 4.2.4.1.3.

# Telai

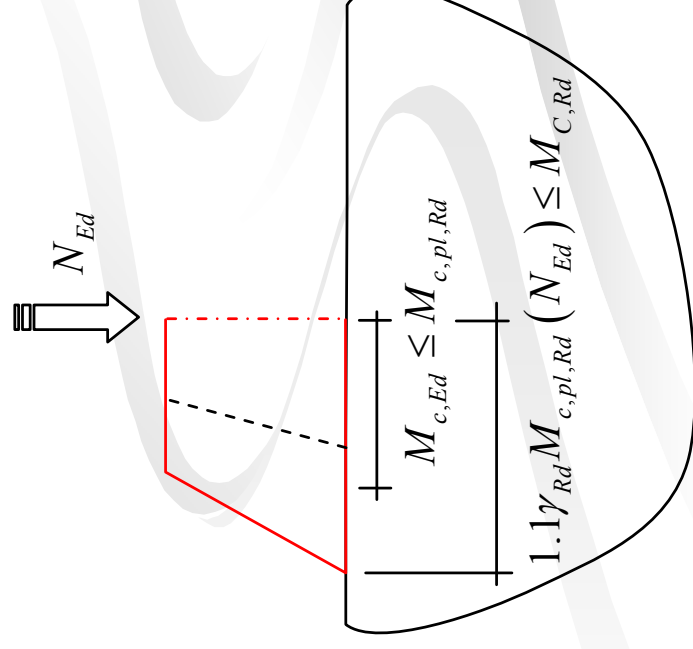
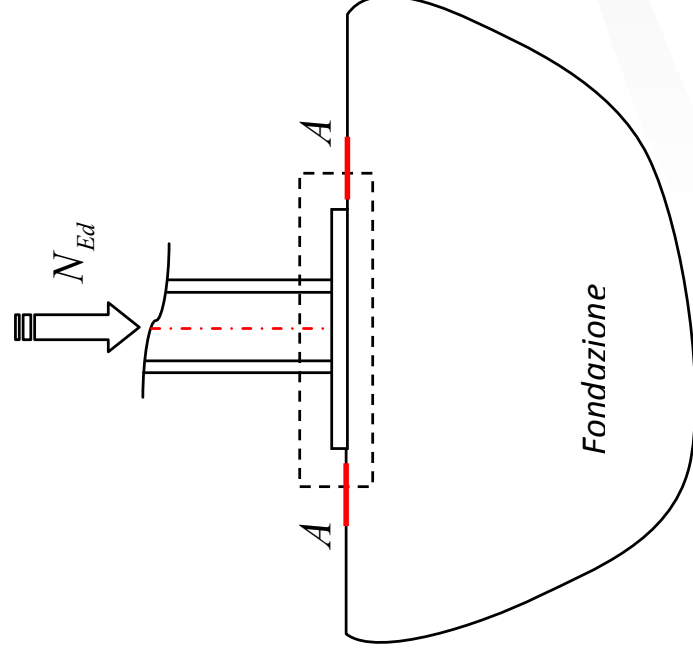
## 7.5.4.6 Collegamenti colonna-fondazione

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

$$M_{C,Rd} \geq 1,1 \cdot \gamma_{Rd} \cdot M_{c,pl,Rd}(N_{Ed}) \quad (7.5.13)$$

dove  $M_{c,pl,Rd}$  è il momento resistente plastico di progetto della colonna, calcolato per lo sforzo normale di progetto  $N_{Ed}$  che fornisce la condizione più gravosa per il collegamento di base. Il coefficiente  $\gamma_{Rd}$  è fornito nel §7.5.1.



# Controventi concentrici

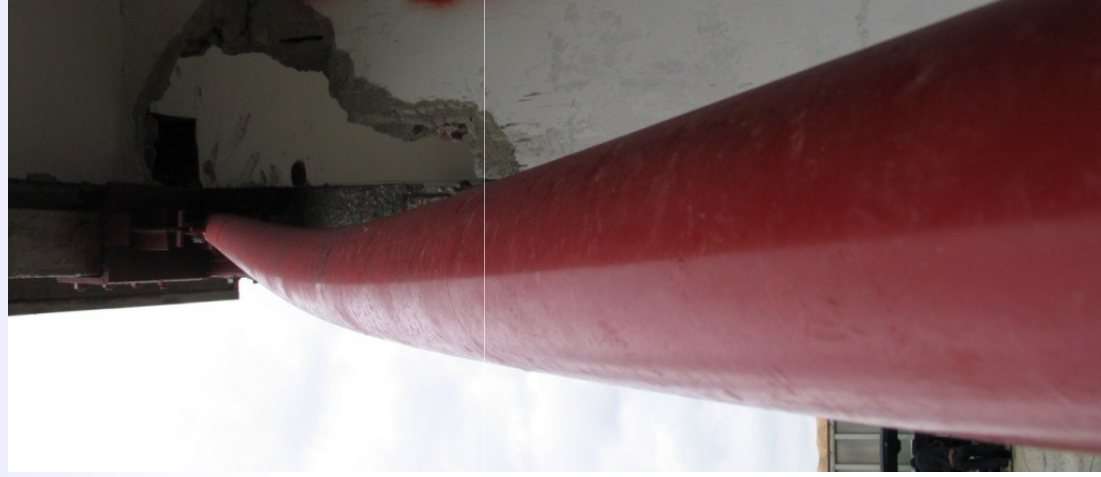
---





# Controventi concentrici

---

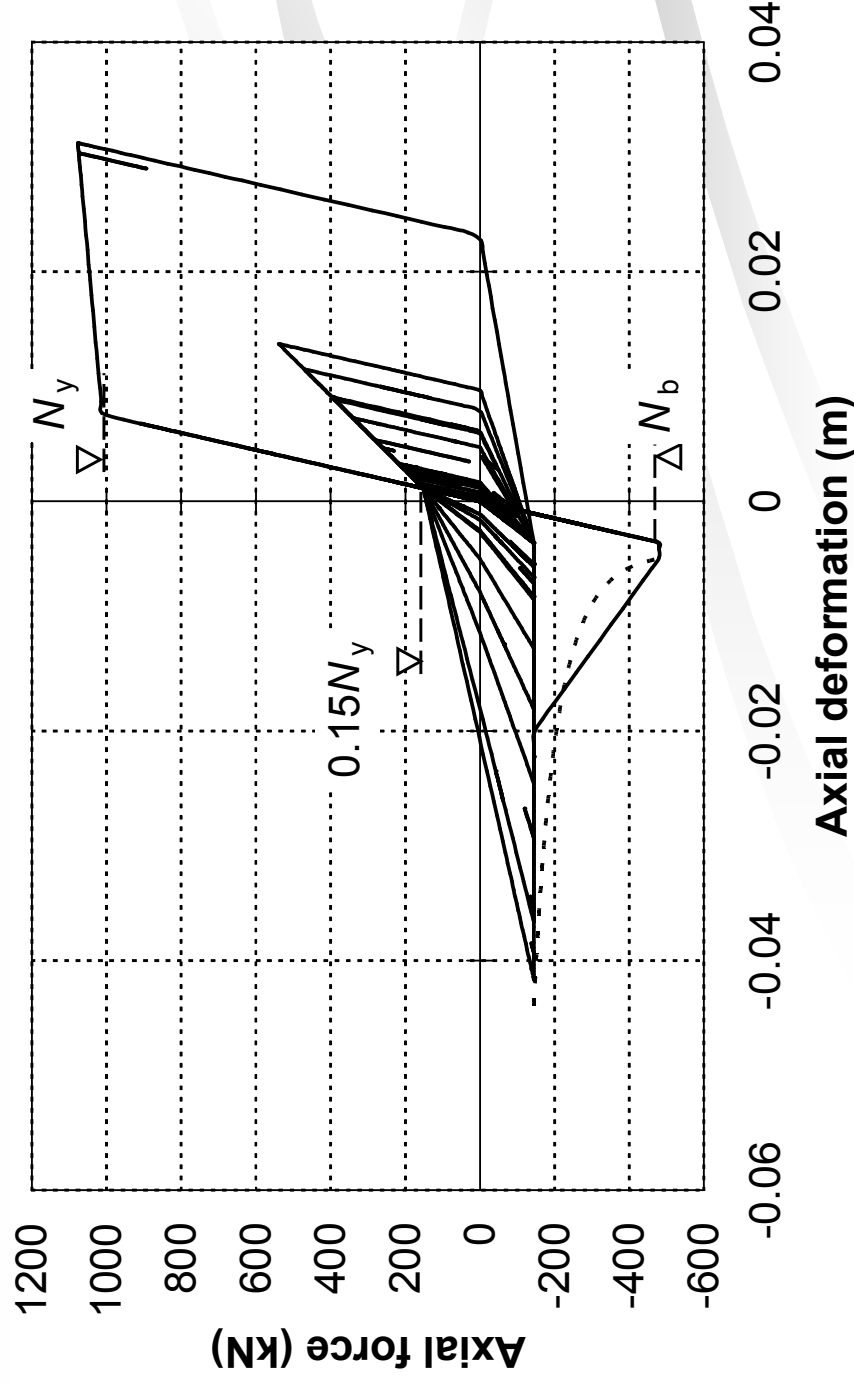


# Controventi concentrici

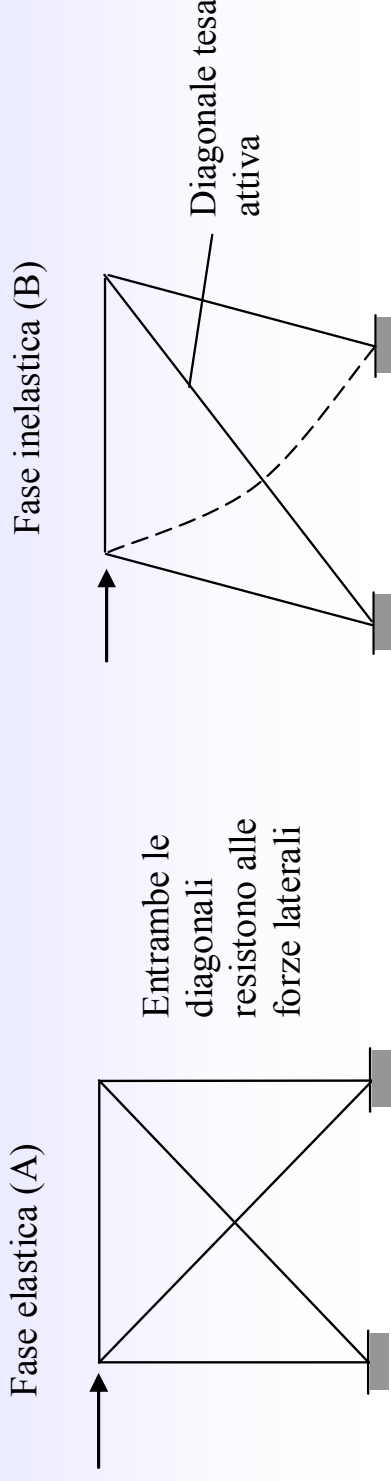
## 7.5.5 REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE CON CONTROVENTI CONCENTRICI

Le strutture con controventi concentrici devono essere progettate in modo che la plasticizzazione delle diagonali tese preceda la rottura delle connessioni e l'instabilizzazione di travi e colonne.

Le diagonali 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.



# Controventi concentrici

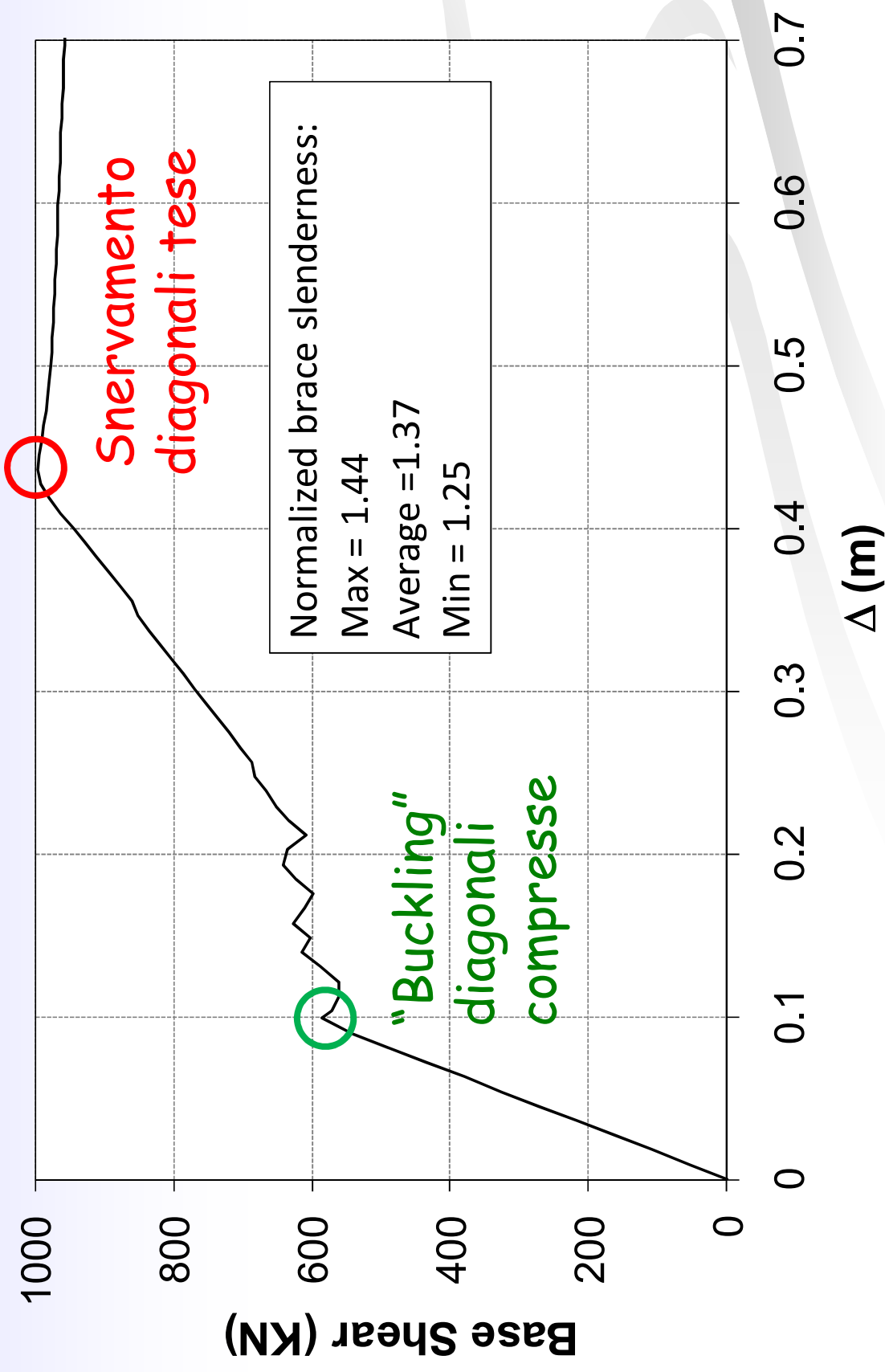


In fase elastica, reagiscono sia la diagonale tesa che quella compressa. L'estensione della fase elastica dipende dalla resistenza a compressione del controvento, che a sua volta è funzione, principalmente, della snellezza globale.

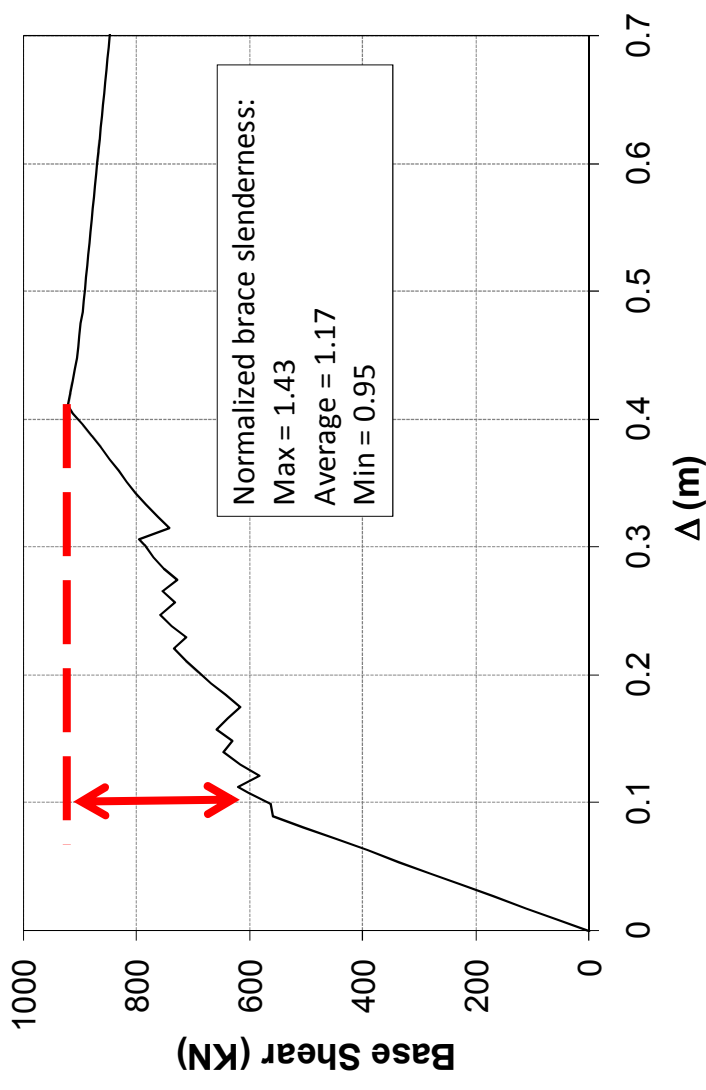
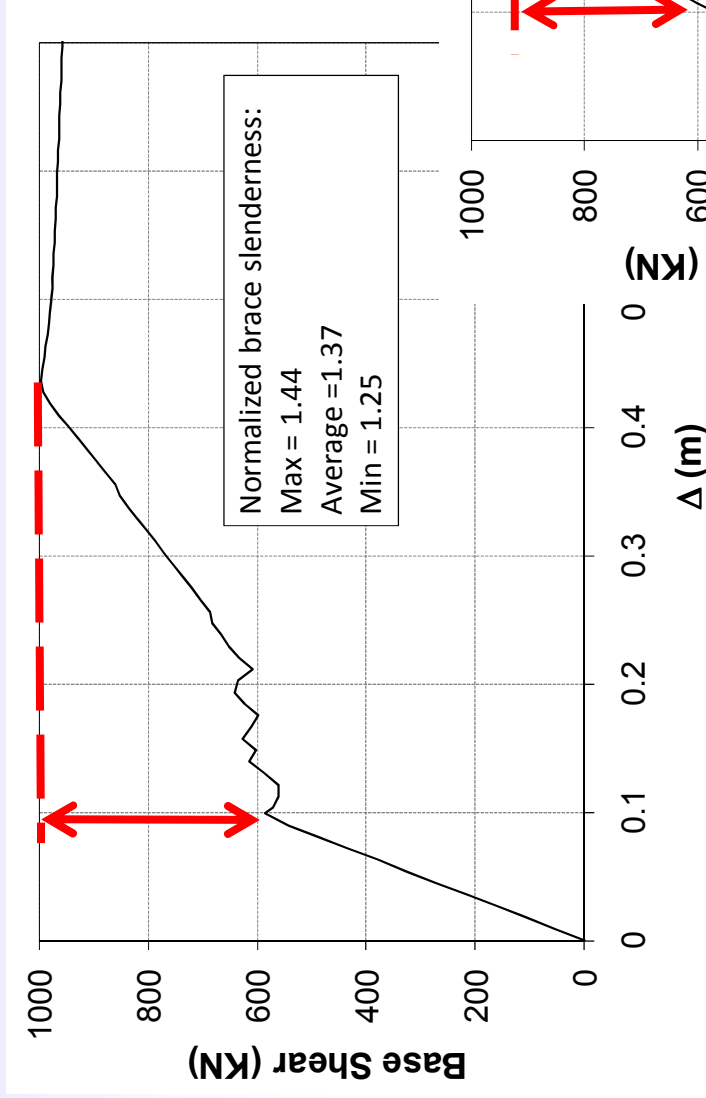
In fase inelastica, la resistenza della diagonale compressa si riduce rapidamente a seguito dell'instabilità e il valore residuo è piccolo (*vedi slide precedente*). Tale contributo dipende, principalmente, dalla snellezza globale della diagonale. Al crescere della snellezza si riduce il contributo resistente della diagonale compressa. In favore di sicurezza, il DM2008 suggerisce di trascurare completamente il contributo delle diagonali compresse.

# Controventi concentrici

---



# Controventi concentrici



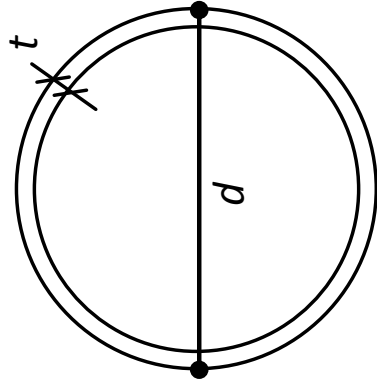
La snellezza delle diagonali è un parametro di progetto fondamentale.

# Controventi concentrici

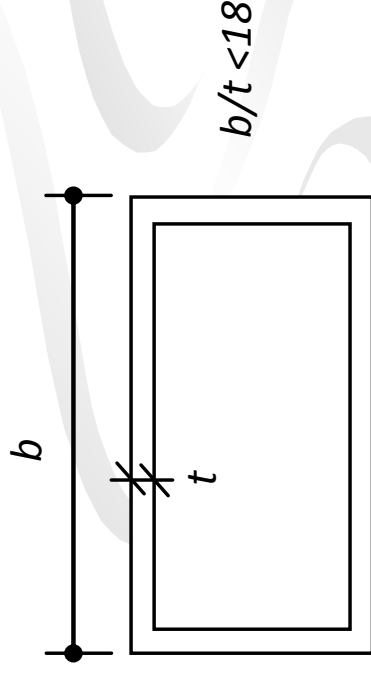
## 7.5.5 REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE CON CONTROVENTI CONCENTRICI

.....

Le membrature di controvento devono appartenere alla prima o alla seconda classe di cui al § 4.2.2.1. Qualora esse siano costituite da sezioni circolari cave, il rapporto tra il diametro esterno  $d$  e lo spessore  $t$  deve soddisfare la limitazione  $d/t \leq 36$ . Nel caso in cui le aste di controvento siano costituite da profili tubolari a sezione rettangolare, i rapporti larghezza-spessore delle parti che costituiscono la sezione non devono eccedere 18, a meno che le pareti del tubo non siano irrigidite.



$$d/t < 36$$



$$b/t < 18$$

# Controventi concentrici

## 7.5.5 REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE CON CONTROVENTI CONCENTRICI

.....

Le membrane di controvento devono appartenere alla prima o alla seconda classe di cui al § 4.2.2.1. Qualora esse siano costituite da sezioni circolari cave, il rapporto tra il diametro esterno  $d$  e lo spessore  $t$  deve soddisfare la limitazione  $d/t \leq 36$ . Nel caso in cui le aste di controvento siano costituite da profili tubolari a sezione rettangolare, i rapporti larghezza-spessore delle parti che costituiscono la sezione non devono eccedere 18, a meno che le pareti del tubo non siano irrigidite.

### DM 2008 - Cap. 4 - Tabella 4.2.III

Sezioni Tubolari		Sezione inflessa e/o compressa		
Classe				
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
	$\epsilon$	1,00	0,92	0,81
	$\epsilon^2$	1,00	0,85	0,66
		420	0,75	0,51
		460		

S460, Classe 1  
( $d/t$ ) < 25.5

S235, Classe 2  
( $d/t$ ) < 70

S355, Classe 1  
( $d/t$ ) < 33

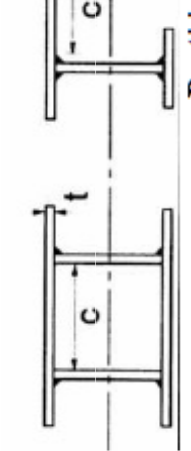
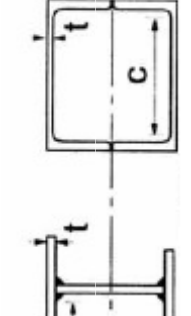
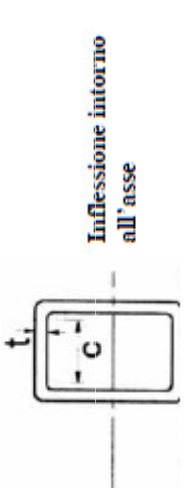
# Controventi concentrici

## 7.5.5 REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE CON CONTROVENTI CONCENTRICI

.....

costituite da profili tubolari a sezione rettangolare, i rapporti larghezza-spessore delle parti che costituiscono la sezione non devono eccedere **18**, a meno che le pareti del tubo non siano irrigidite.

### DM 2008 - Cap. 4 - Tabella 4.2.III

Classe	Parti interne compresse		Parte soggetta a flessione e a compressione
	Parte soggetta a flessione	Parte soggetta a compressione	
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)			
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$	quando $\alpha > 0,5 \cdot c/t \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5 \cdot c/t \leq \frac{36\epsilon}{\alpha}$
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$	quando $\alpha > 0,5 \cdot c/t \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5 \cdot c/t \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha}$

S460, Classe 1  
(d/t) < 23.4

S235, Classe 2  
(d/t) < 38

# Controventi concentrici

## 7.5.5 REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE CON CONTROVENTI CONCENTRICI

.....

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

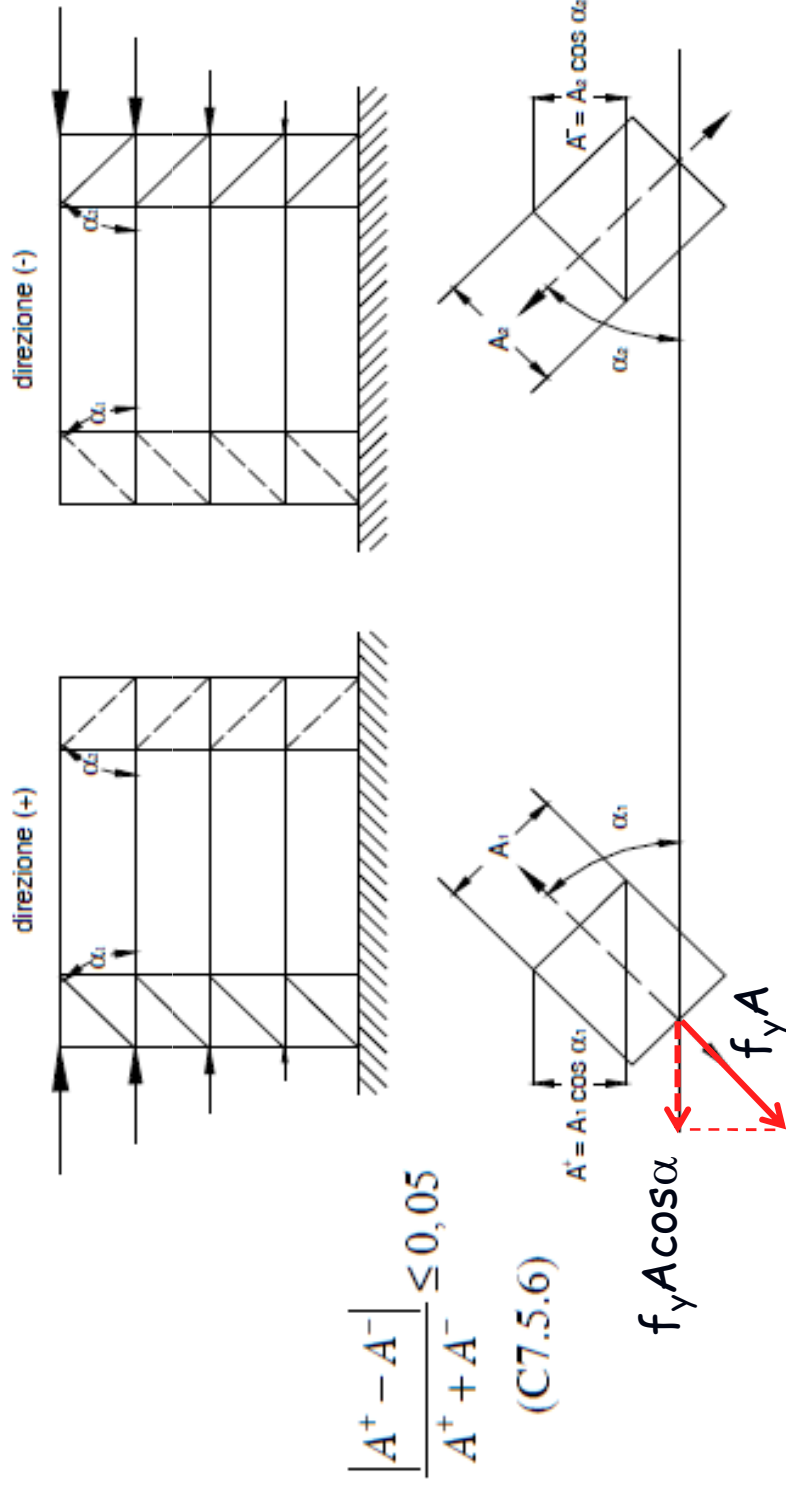


Fig. C7.5.3. Definizione dell'area delle sezioni dei controventi tesi,  $A^+$  ed  $A^-$ , da utilizzare nella formula C7.5.6

# Controventi concentrici

## 7.5.5 REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE CON CONTROVENTI CONCENTRICI

.....

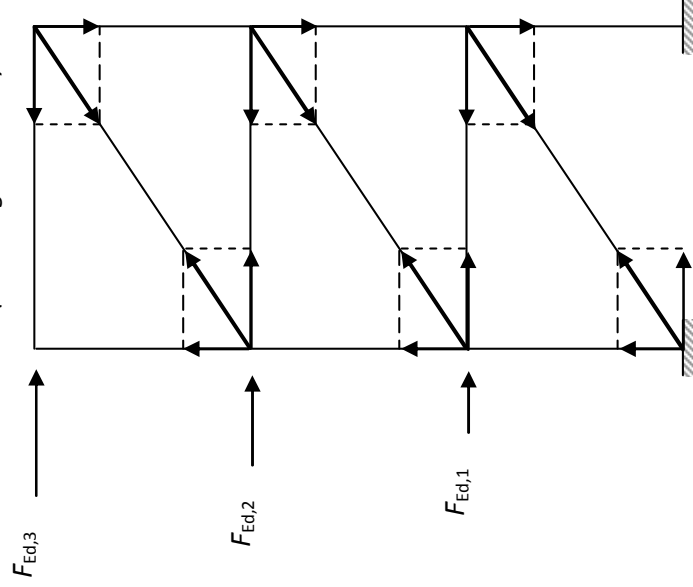
Per edifici con più di due piani, la snellezza adimensionale delle diagonali deve rispettare le seguenti condizioni

$1.3 \leq \bar{\lambda} \leq 2$  in telai con controventi ad X;

$\bar{\lambda} \leq 2$  in telai con controventi a V.1

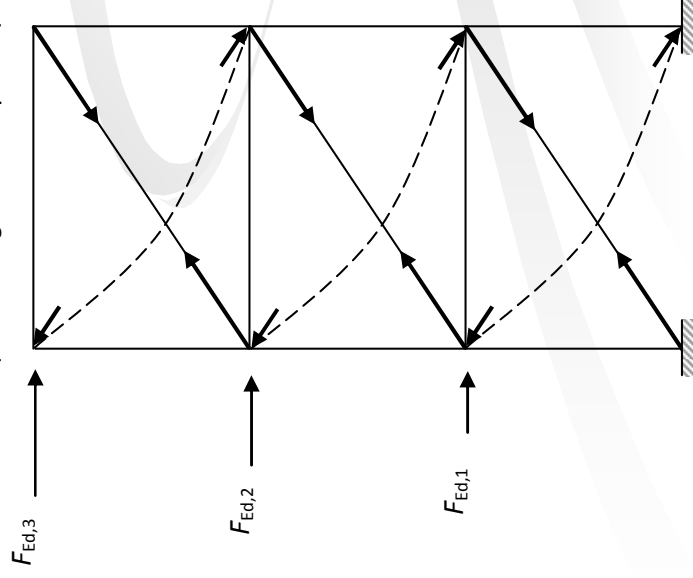
Limite superiore usualmente introdotto per limitare instabilità prematura (e vibrazioni)

Modello di calcolo  
(solo diagonali tese)



Realtà

(anche diagonali compresse)



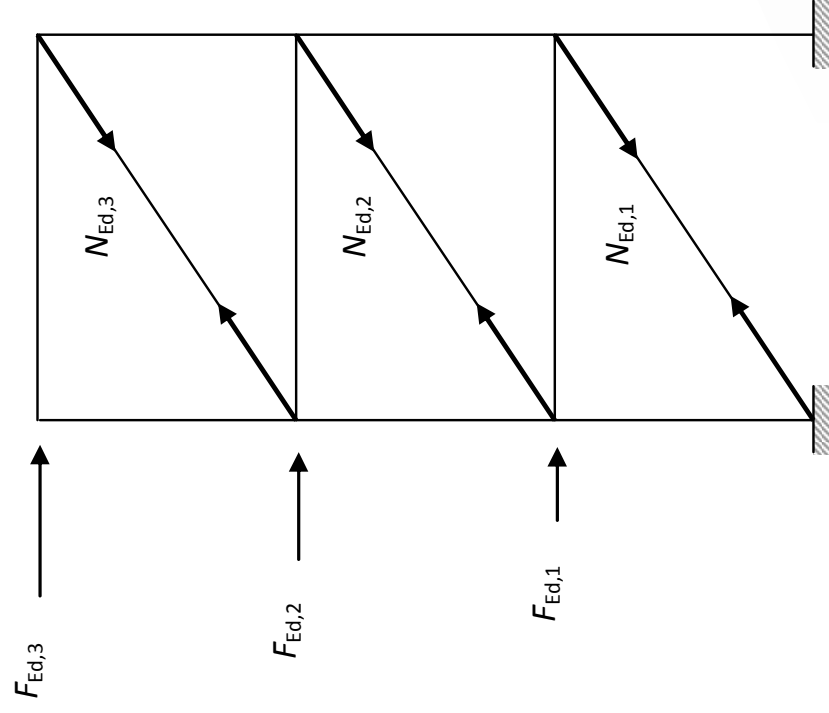
In realtà le diagonali compresse trasferiscono una forza a travi e colonne. Se la snellezza non è troppo piccola, questa forza è trascurabile secondo il DM 2008

# Controventi concentrici

## 7.5.5 REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE CON CONTROVENTI CONCENTRICI

.....

Per garantire un comportamento dissipativo omogeneo delle diagonali all'interno della struttura, i coefficiente di sovra-resistenza  $\Omega_i = N_{pl,Rd,i} / N_{Ed,i}$  calcolati per tutti gli elementi di controvento, devono differire tra il massimo ed il minimo di non più del 25%.



$$\Omega_3 = N_{pl,Rd,3} / N_{Ed,3}$$

$$\Omega_2 = N_{pl,Rd,2} / N_{Ed,2} \quad \Omega_{\max} - \Omega_{\min} < 0.25 \Omega_{\min} \quad (\Omega_{\max}?)$$

$$\Omega_1 = N_{pl,Rd,1} / N_{Ed,1}$$

# Controventi concentrici

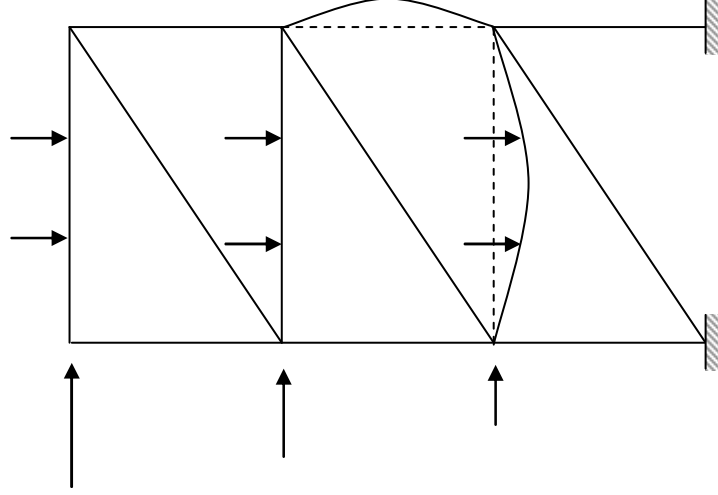
## 7.5.5 REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE CON CONTROVENTI CONCENTRICI

.....

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

$$N_{Ed}/N_{pl,Rd} (M_{Ed}) \leq 1 \quad (7.5.14)$$

in cui  $N_{Ed}$  è valutata con l'espressione 7.5.6 e  $N_{pl,Rd}$  è la resistenza nei confronti dell'instabilità, calcolata come in § 4.2.3.1.6 § 4.3.3.1.3 tenendo conto dell'interazione con il momento flettente  $M_{Ed}$  valutato con l'espressione 7.5.7. ....



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

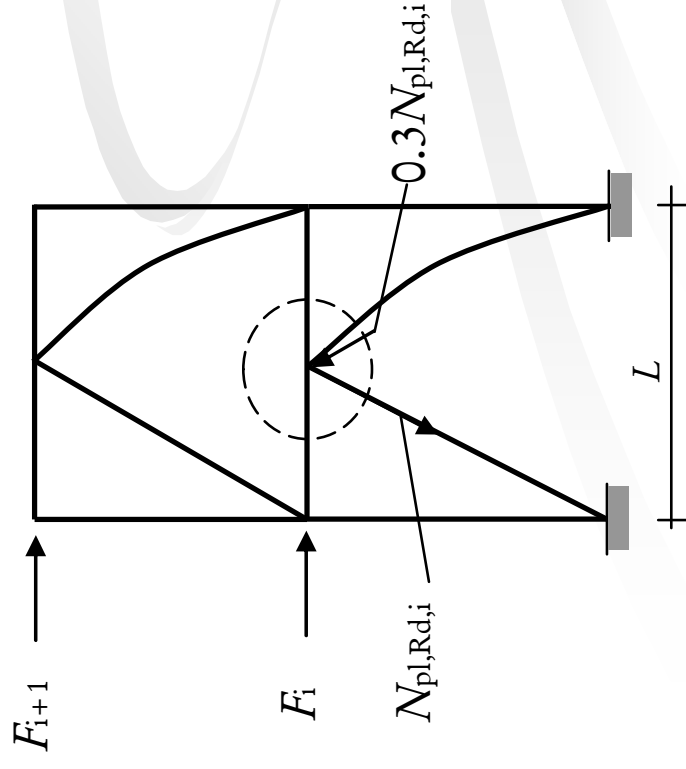
In genere, la flessione della colonna per effetto delle azioni di progetto (carichi gravitazionali + forze sismiche) è modesta.

# Controventi concentrici

## 7.5.5 REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE CON CONTROVENTI CONCENTRICI

.....

..... Nei telai con controventi a V le travi devono resistere agli effetti delle azioni di natura non sismica senza considerare il supporto dato dalle diagonali e alle forze verticali squilibrate che si sviluppano per effetto delle azioni sismiche a seguito della plasticizzazione delle diagonali tese e dell'instabilizzazione delle diagonali compresse. Per determinare questo effetto si può considerare una forza pari a  $N_{pl,Rd}$  nelle diagonali tese e a  $\gamma_{pb} \cdot N_{pl,Rd}$  nelle diagonali compresse, essendo  $\gamma_{pb} = 0,30$  il fattore che permette di stimare la resistenza residua dopo l'instabilizzazione. I collegamenti delle diagonali alle altre parti strutturali devono garantire il rispetto del requisito di sovra-resistenza di cui al § 7.5.3.3.



# Controventi concentrici

## 7.5.5.1 Resistenza dei collegamenti

I collegamenti delle diagonali di controvento alle altre parti strutturali devono essere progettati secondo quanto esposto in § 7.5.3.3.

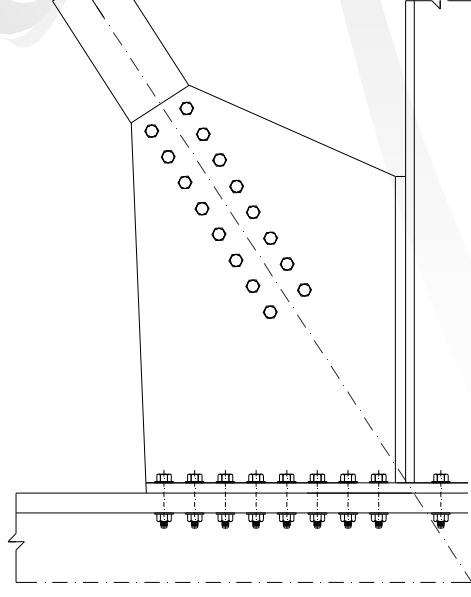
### 7.5.3.3 Collegamenti in zone dissipative

I collegamenti in zone dissipative devono avere sufficiente sovraresistenza per consentire la plasticizzazione delle parti collegate. Si ritiene che tale requisito di sovraresistenza sia soddisfatto nel caso di saldature a completa penetrazione.

Nel caso di collegamenti con saldature a cordoni d'angolo e nel caso di collegamenti bullonati il seguente requisito deve essere soddisfatto:

$$R_{j,d} \geq \gamma_{Rd} \cdot 1,1 \cdot R_{pl,Rd} = R_{U,Rd} \quad (7.5.2)$$

$\gamma_{Rd} \cdot 1,1 N_{pl,Rd}$



# Controventi eccentrici

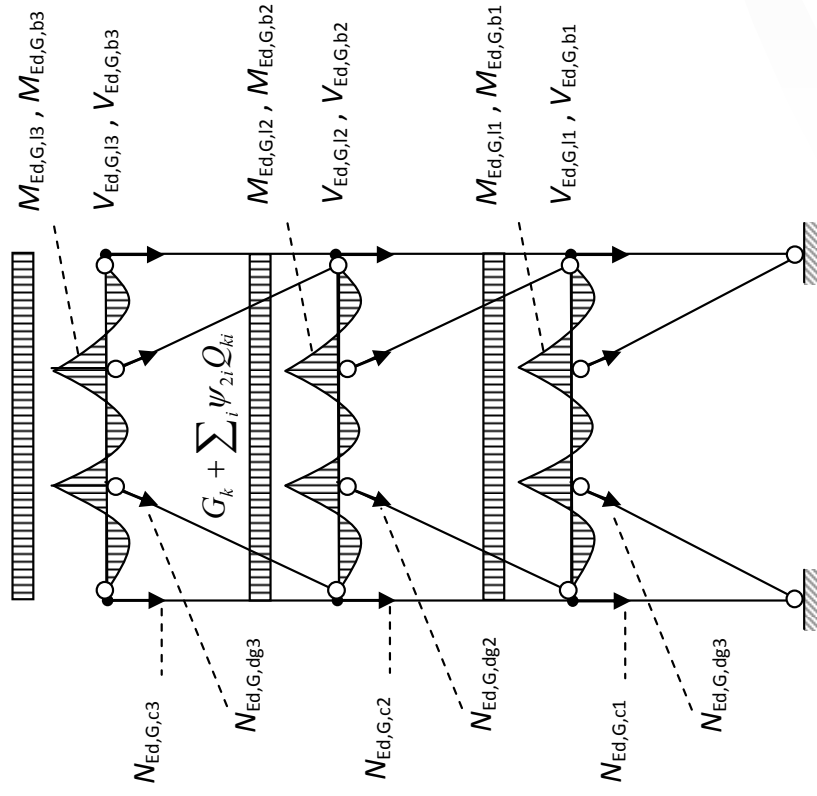
---



# Controventi eccentrici

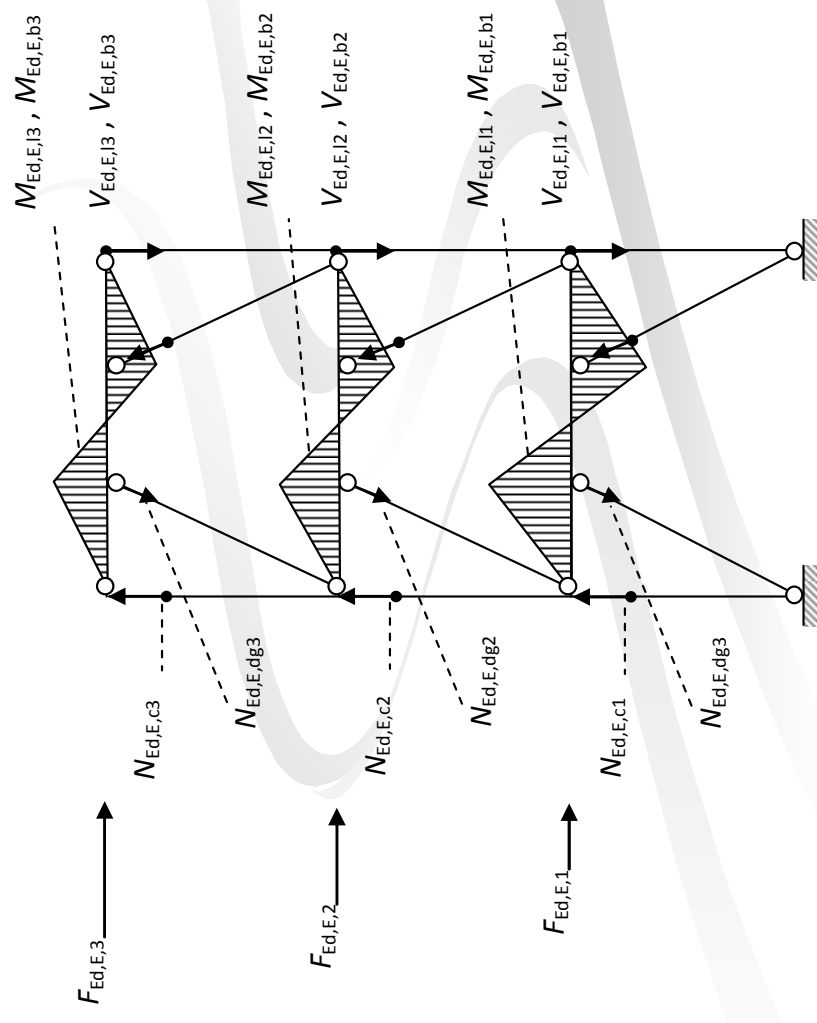
Caratteristiche della sollecitazione (principali)

Effetti gravitazionali



+

Effetti sismici

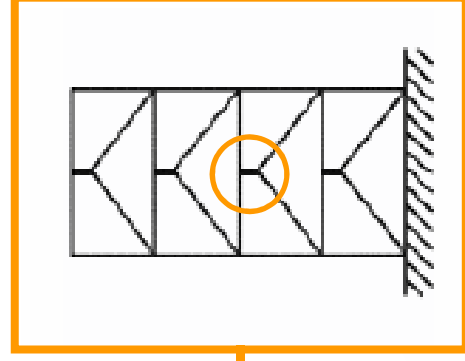
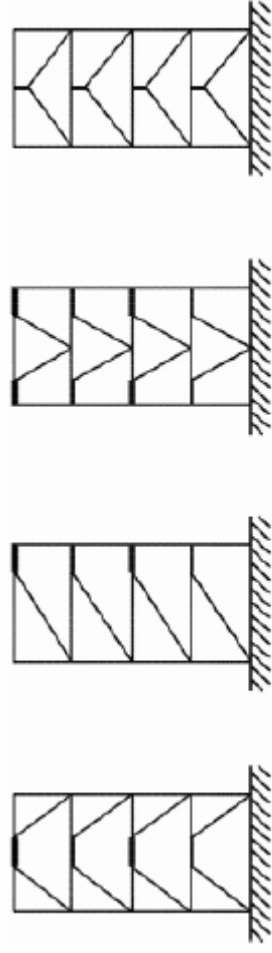


# Controventi eccentrici

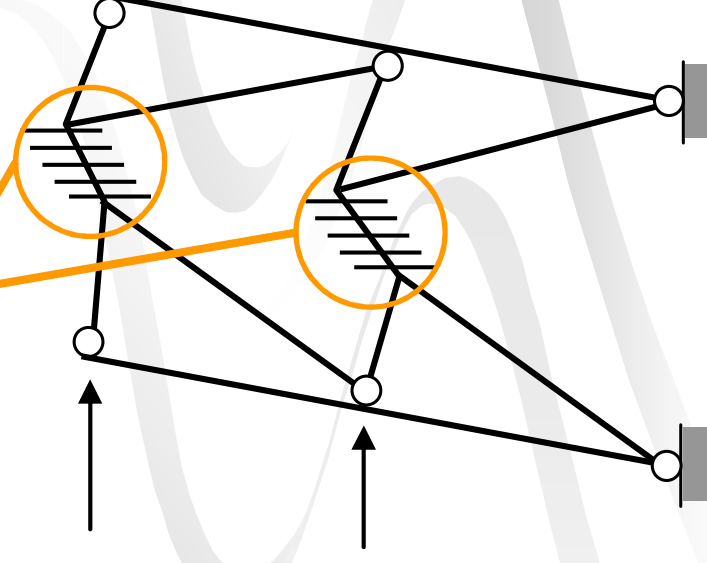
## 7.5.6 REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE CON CONTROVENTI ECCENTRICI

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 taglianti e/o flessionali.

*Link* = componente dissipativa

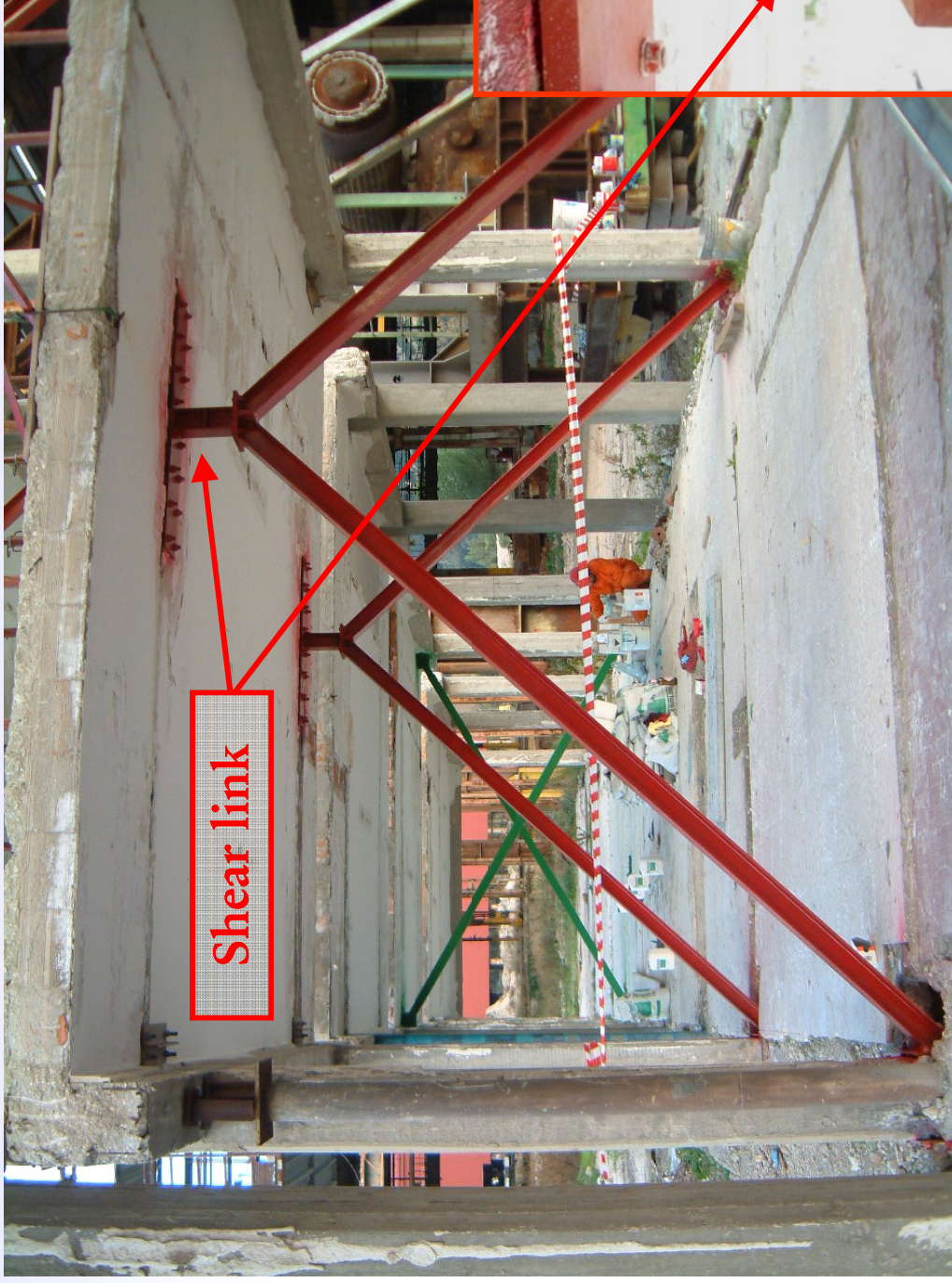


Caso particolare: il *link* non è parte della trave



# Controventi eccentrici

---



# Controventi eccentrici

## 7.5.6 REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE CON CONTROVENTI ECCENTRICI

•••••

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” del dell’elemento di connessione, si adotta la classificazione seguente:

$$\text{«corti»}: e \leq 0,8(1 + \alpha) \frac{M_{1,Rd}}{V_{1,Rd}} \quad (7.5.15a)$$

$$\text{«intermedi»}: 0,8(1 + \alpha) \frac{M_{1,Rd}}{V_{1,Rd}} < e < 1,5(1 + \alpha) \frac{M_{1,Rd}}{V_{1,Rd}} \quad (7.5.15b)$$

$$\text{«lunghi»}: e \geq 1,5(1 + \alpha) \frac{M_{1,Rd}}{V_{1,Rd}} \quad (7.5.15c)$$

dove  $M_{1,Rd}$  e  $V_{1,Rd}$  sono, rispettivamente, la resistenza flessionale e la resistenza a taglio di progetto dell’elemento di connessione,  $\alpha$  è il rapporto tra il minore ed il maggiore dei momenti flettenti attesi alle due estremità dell’elemento di connessione<sup>6</sup>. 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 sollecitazione assiale, rispettivamente, dalle formule:

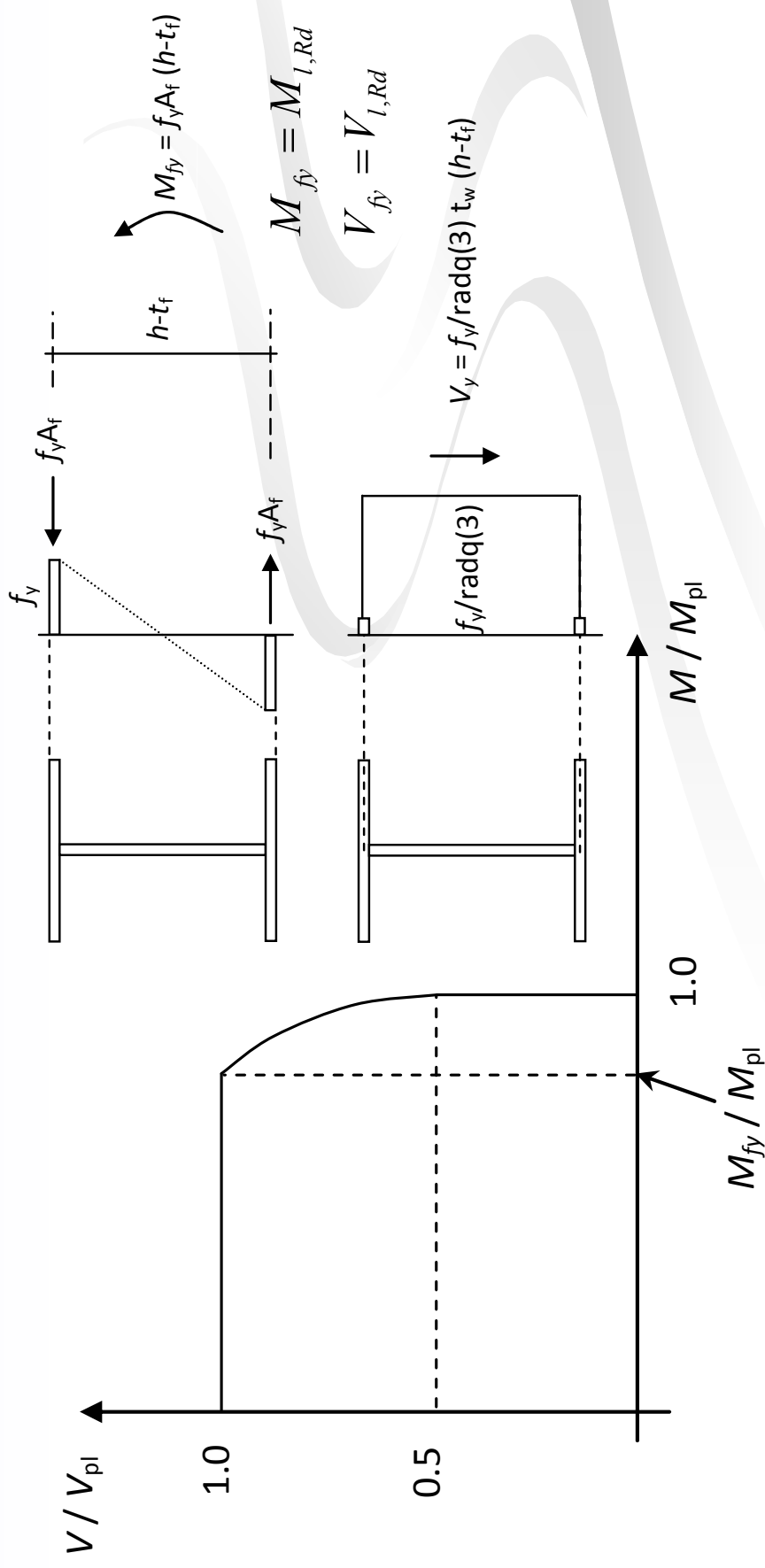
$$M_{1,Rd} = f_y \cdot b \cdot t_f \cdot (h - t_f) \quad (7.5.16)$$

$$V_{1,Rd} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot t_w \cdot (h - t_f) \quad (7.5.17)$$

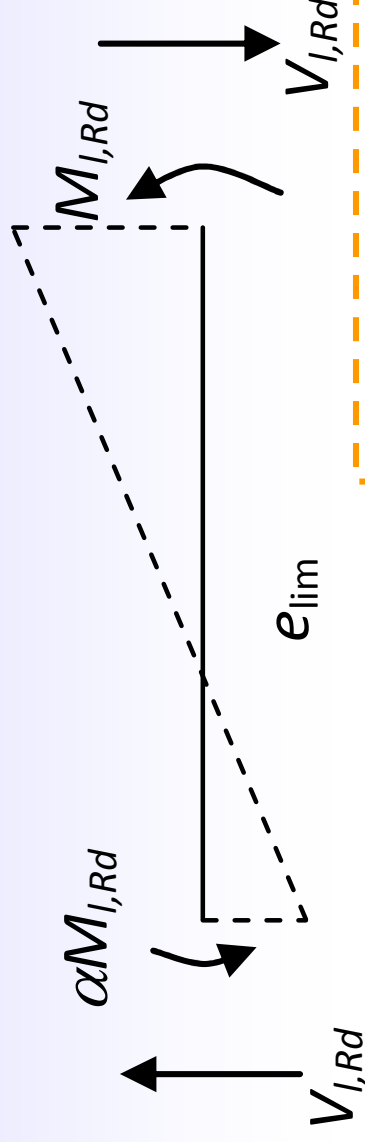
# Controventi eccentrici

$$M_{1,Rd} = f_y \cdot b \cdot t_f \cdot (h - t_f) \quad (7.5.16)$$

$$V_{1,Rd} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot t_w \cdot (h - t_f) \quad (7.5.17)$$



# Controventi eccentrici



$$V_{I,Rd} e_{lim} = (1+\alpha) M_{I,Rd}$$

$$\text{« corti »: } e \leq 0,8(1+\alpha) \frac{M_{I,Rd}}{V_{I,Rd}} \quad (7.5.15a)$$

$$\text{« intermedi »: } 0,8(1+\alpha) \frac{M_{I,Rd}}{V_{I,Rd}} < e < 1,5(1+\alpha) \frac{M_{I,Rd}}{V_{I,Rd}} \quad (7.5.15b)$$

$$\text{« lunghi »: } e \geq 1,5(1+\alpha) \frac{M_{I,Rd}}{V_{I,Rd}} \quad (7.5.15c)$$

$e < e_{lim}$   $\Leftrightarrow$   $V = V_{I,Rd}, M_{max} < M_{I,Rd}$   
(plasticizzazione per taglio)

$e > e_{lim}$   $\Leftrightarrow$   $M_{max} = M_{I,Rd}, V < V_{I,Rd}$   
(plasticizzazione per flessione)

# Controventi eccentrici

---

In realtà:

$$\begin{aligned} M_{\max} &> M_{1,Rd} \\ V_{\max} &> V_{1,Rd} \end{aligned}$$

Assumendo  $M_{\max} = 1.2 M_{1,Rd}$  e  $V_{\max} = 1.5 V_{1,Rd}$  (da cui  $M_{\max} / V_{\max} = 0.8 M_{1,Rd} / V_{1,Rd}$ ) si possono ricavare le formule di Normativa.

$$\text{« corti »: } e < 0,8(1 + \alpha) \frac{M_{1,Rd}}{V_{1,Rd}} \quad (7.5.15a)$$

$$\text{« intermedi »: } 0,8(1 + \alpha) \frac{M_{1,Rd}}{V_{1,Rd}} < e < 1,5(1 + \alpha) \frac{M_{1,Rd}}{V_{1,Rd}} \quad (7.5.15b)$$

$$\text{« lunghi »: } e \geq 1,5(1 + \alpha) \frac{M_{1,Rd}}{V_{1,Rd}} \quad (7.5.15c)$$

# Controventi eccentrici

---

## 7.5.6 REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE CON CONTROVENTI ECCENTRICI

.....

Quando il valore della sollecitazione assiale di calcolo  $N_{Ed}$  presente nell'elemento di connessione supera il 15% della resistenza plastica a sollecitazione assiale della sezione dell'elemento,  $N_{p1Rd}$ , va tenuta opportunamente in conto la riduzione della resistenza plastica a taglio,  $V_{1Rd}$ , e flessione,  $M_{1Rd}$ , dell'elemento di connessione.

Se lo sforzo normale supera un valore di soglia (circa il 15% dello sforzo normale di completa plasticizzazione assiale) allora si deve considerare la diminuzione di resistenza a flessione e taglio (vedi EC3, e lezione n. 5 di questo corso).

# Controventi eccentrici

## 7.5.6 REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE CON CONTROVENTI ECCENTRICI

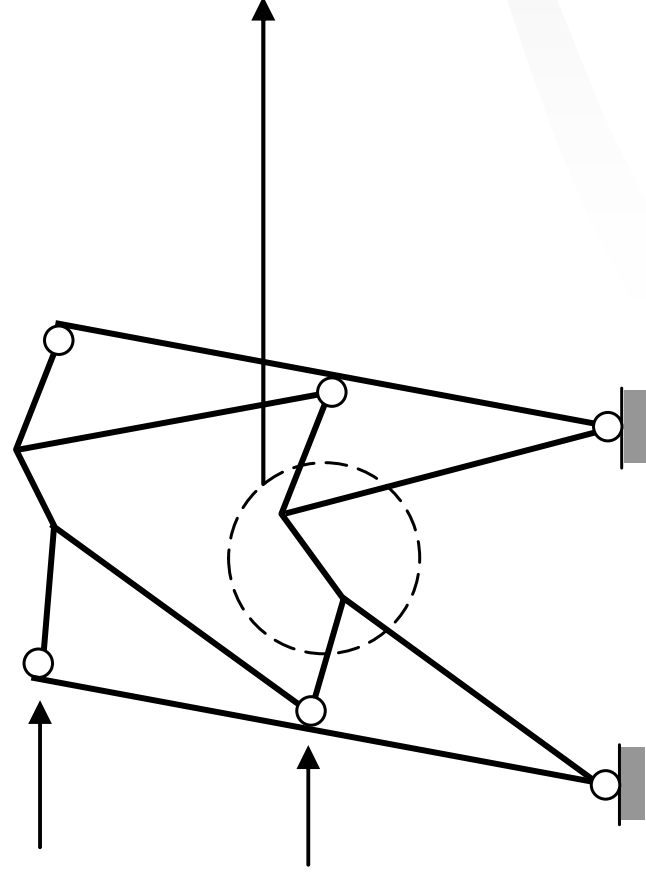
.....

L'angolo di rotazione rigida  $\theta_p$  tra l'elemento di connessione e l'elemento contiguo non deve eccedere i seguenti valori:

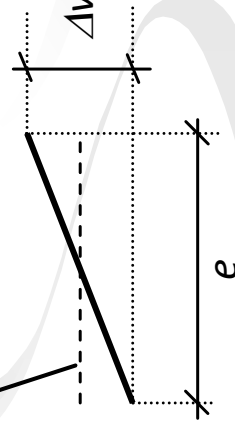
$$\text{«corti»}: \theta_p \leq 0,08\text{rad} \quad (7.5.18a)$$

$$\text{«lunghi»}: \theta_p \leq 0,02\text{rad} \quad (7.5.18b)$$

Per gli elementi di connessione «intermedi» si interpola linearmente tra questi valori.



*Configurazione indeformata*



$$\theta_p = \Delta v_p / e \quad \Delta v_p = \text{parte plastica di } \Delta v$$

“Angolo di rotazione rigida del link”

# Controventi eccentrici

## 7.5.6 REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE CON CONTROVENTI ECCENTRICI

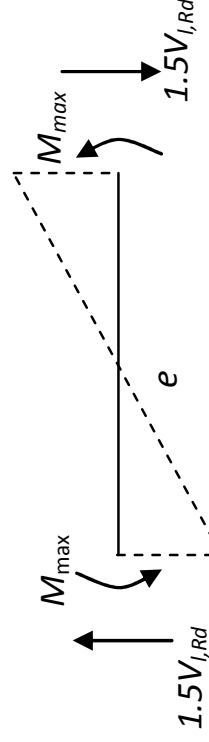
.....

La resistenza ultima degli elementi di connessione ( $M_u$ ,  $V_u$ ), a causa di diversi effetti, quali l'incrudimento, la partecipazione della soletta dell'impalcato e l'aleatorietà della tensione di snervamento, è maggiore di  $M$  e  $V$ . Sulla base dei risultati sperimentali disponibili, la sovrarresistenza può essere calcolata mediante le seguenti relazioni:

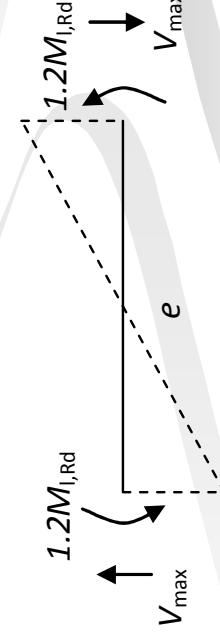
$$M_u = 0,75 \cdot e \cdot V_{I,Rd} \quad \text{«corti»} \quad (7.5.19a)$$

$$M_u = 1,5 \cdot M_{I,Rd} \quad \text{«lunghi»} \quad (7.5.19b)$$
$$V_u = 2 \cdot \frac{M_{I,Rd}}{e}$$

Tali relazioni riguardano gli elementi di connessione «corti» e «lunghi», rispettivamente; nel caso degli elementi di connessione «intermedi» la resistenza ultima può essere determinata per interpolazione.



$$1.5V_{I,Rd} \quad e = 2 M_{max} \quad \Rightarrow \quad M_{max} = 0.75 V_{I,Rd} e$$



$$V_{max} \quad e = 2 (1.2M_{I,Rd}) \quad \Rightarrow \quad V_{max} = 2.4 M_{I,Rd} / e$$

# Controventi eccentrici

## 7.5.6 REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE CON CONTROVENTI ECCENTRICI

.....

Per garantire un comportamento dissipativo omogeneo degli elementi di collegamento all'interno della struttura, i coefficienti di sovra-resistenza  $\Omega_i$  calcolati per tutti gli elementi di collegamento, devono differire tra il massimo ed il minimo di non più del 25%. I coefficienti  $\Omega_i$  degli elementi "link" sono definiti secondo le formule seguenti

$$\text{«lunghi» ed «intermedi»}: \Omega_i = 1,5 \cdot M_{1,Rd,i} / M_{Ed,i} \quad (7.5.20a)$$

$$\text{«corti»}: \Omega_i = 1,5 \cdot V_{1,Rd,i} / V_{Ed,i} \quad (7.5.20a)$$

dove  $M_{1,Rd}$  e  $V_{1,Rd}$  sono momento e taglio resistenti dell'elemento di collegamento,  $M_{Ed,i}$  e  $V_{Ed,i}$  sono le sollecitazioni di calcolo ottenute dalla combinazione sismica. Le membrane che non contengono gli elementi di connessione devono essere verificate come indicato in §7.5.5, in cui  $\Omega_i$  è il minimo tra tutti gli  $\Omega_i = 1,5 \cdot M_{1,Rd,i} / M_{Ed,i}$  relativi agli elementi di connessione «lunghi» ed il minimo fra tutti gli  $\Omega_i = 1,5 \cdot V_{1,Rd,i} / V_{Ed,i}$  relativi agli elementi di connessione «corti».

Requisito simile a quello prescritto per i controventi concentrici.  
Le due tipologie sono accomunate da una scarsa capacità di redistribuzione in campo plastico.

# Controventi eccentrici

## 7.5.6 REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE CON CONTROVENTI ECCENTRICI

.....

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. In tal caso gli irrigidimenti devono distare  $1.5 b_f$  dalla estremità degli elementi di connessione.

In tutti i casi, gli irrigidimenti d'anima devono essere disposti da ambo i lati in corrispondenza delle estremità delle diagonali. Con riferimento al dettaglio costruttivo degli irrigidimenti, nel caso di «elementi di connessione corti» e travi 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  $(b_f/2) - t_w$ .

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 essere progettate per sopportare una sollecitazione pari a  $A_{st}f_y$ , essendo  $A_{st}$  l'area dell'elemento di irrigidimento; le saldature che lo collegano alle piattabande devono essere progettate per sopportare una sollecitazione pari a  $A_{st}f_y/4$ .

Requisiti sugli irrigidimenti necessari a ritardare o eliminare l'instabilità locale a taglio (link corti) o a flessione (link lunghi).

# Controventi eccentrici

---

## 7.5.6.1 Resistenza dei collegamenti

Si applica quanto esposto in § 7.5.3.3, intendendo con il termine  $R_{pl,Rd}$  la resistenza plastica sviluppata dall'elemento di connessione.

Solito criterio di gerarchia delle resistenze dei collegamenti.

# Altro ???

---

Molto altro andrebbe discusso e chiarito, sia con riferimento alle tipologie considerate dalla Norma, sia con riferimento ad altre tipologie che sono rimaste ingiustamente escluse.

Ad esempio:

- Controventi ad instabilità impedita
- Pannelli a taglio
- Strutture leggere con profili formati a freddo
- Strutture combinate (telaio-controventi, ecc.)



# Riferimenti bibliografici

---

DM 2008: *Norme tecniche per le costruzioni*. GU 4-2-2008, Serie Generale n. 29.

CEN (European Committee for Standardization) (2004), *Eurocode 3 – Design of steel structures – Part 1.1: General rules and rules for buildings*, EN 1993-1-1, Bruxelles, Belgium.

Mazzolani F.M., Landolfo R., Della Corte G., Faggiano B. (2006). *Edifici con struttura di acciaio in zona sismica*. Collana di Manuali di Progettazione Antisismica, IUSS Press, Pavia.