

SISMICA

Acciaio

Pier Paolo Rossi

# TIPOLOGIE STRUTTURALI

## Acciaio

*Strutture intelaiate*

*Strutture con controventi concentrici*

*Strutture con controventi eccentrici*

*Strutture a mensola o a pendolo invertito*

*Strutture intelaiate controventate*

# TIPOLOGIE STRUTTURALI

## Acciaio

### Definizioni

1. Strutture intelaiate: le forze orizzontali sono principalmente sopportate da elementi sollecitati prevalentemente a flessione. In tali strutture le zone dissipative sono principalmente posizionate alle estremità delle travi in prossimità dei collegamenti trave-colonna e l'energia viene dissipata per mezzo della flessione ciclica plastica.

# TIPOLOGIE STRUTTURALI

## Acciaio

### Definizioni

2. Strutture con controventi concentrici: sistema strutturale in cui le forze orizzontali sono principalmente sopportate da elementi sollecitati a sforzo normale. In tali strutture le zone dissipative sono principalmente posizionate nelle diagonali tese. I controventi reticolari concentrici possono essere distinti in tre categorie:

- Controventi con diagonale tesa attiva: le forze orizzontali vengono assorbite solo dalle diagonali tese trascurando quelle compresse.
- Controventi a V: le forze orizzontali devono essere assorbite considerando sia le diagonali tese che quelle compresse. Il punto d'intersezione delle diagonali giace su di una membratura orizzontale che deve essere continua.
- Controventi a K: le forze orizzontali devono essere assorbite considerando sia le diagonali tese che quelle compresse. Il punto d'intersezione delle diagonali giace su di una colonna. Questa categoria non deve essere considerata dissipativa poiché il meccanismo di collasso coinvolge la colonna ( $q = 1.0$ ).

# TIPOLOGIE STRUTTURALI

## Acciaio

### Definizioni

3. Strutture con controventi eccentrici: sistema strutturale in cui le forze orizzontali sono principalmente sopportate da elementi sollecitati prevalentemente a sforzo normale. Grazie all'eccentricità dei controventi l'energia è dissipata per flessione e/o taglio ciclico.
4. Strutture a mensola o pendolo invertito: costituite da membrature presso-inflesse in cui le zone dissipative sono collocate alla base.
5. Strutture intelaiate controventate: le azioni orizzontali sono associate da telai che controventi agenti nel medesimo piano.

# FATTORE DI STRUTTURA

## Generalità

Il comportamento degli edifici sismo-resistenti in acciaio può essere *non dissipativo* o *dissipativo*. Nel primo caso lo spettro di progetto verrà determinato assumendo un fattore di struttura unitario. Nel secondo, invece, il fattore di struttura ( $>1.0$ ) verrà determinato come segue

$$q = q_0 \Psi_R$$

dove :

$q_0$  valore base del fattore di struttura, dipendente dalla tipologia strutturale e dai criteri di dimensionamento adottati (classe di duttilità)

$\Psi_R$  fattore riduttivo che tiene conto delle risorse di duttilità locale delle membrature impiegate

# VALORE BASE DEL FATTORE DI STRUTTURA

<i>Tipologia</i>	<i>Bassa duttilità</i>	<i>Alta duttilità</i>
<u>Strutture intelaiate</u>	4	$5 \alpha_u / \alpha_y$
<u>Controventi reticolari concentrici</u>	4	4
<u>Controventi eccentrici</u>	4	$5 \alpha_u / \alpha_y$
<u>Strutture a mensola</u>	2	-----

Sono stati indicati in tabella con i simboli  $\alpha_y$  e  $\alpha_u$ :

$\alpha_y$  moltiplicatore delle forze orizzontali corrispondente al primo raggiungimento della resistenza flessionale in uno qualunque degli elementi della struttura (formazione della prima cerniera plastica)

$\alpha_u$  moltiplicatore delle forze orizzontali corrispondente alla formazione di cerniere plastiche di numero tale da rendere la struttura labile.

# VALORE BASE DEL FATTORE DI STRUTTURA

## CALCOLO DEL RAPPORTO $\alpha_u/\alpha_y$

Il rapporto  $\alpha_u/\alpha_y$  può essere calcolato utilizzando due approcci alternativi

- Per via diretta, valutando i moltiplicatori  $\alpha_u$  ed  $\alpha_y$  attraverso un'analisi statica non lineare (analisi pushover) e calcolandone il rapporto. Comunque deve essere  $\alpha_u/\alpha_y \leq 1.5$
- Senza effettuare alcuna analisi, utilizzando i valori forniti dalla normativa in funzione della tipologia strutturale a cui appartiene l'edificio in esame attraverso la seguente tabella:

Tipologia strutturale	$\alpha_u/\alpha_1$
Edifici a telaio ad un solo piano	1.1
Edifici a telaio a più piani con una sola campata	1.2
Edifici a telaio con più piani e più campate	1.3
Edifici con controventi eccentrici	1.2



# STRUTTURE DISSIPATIVE

## COMPORTAMENTO DELLE STRUTTURE DISSIPATIVE

Strutture con zone dissipative devono essere progettate in modo tale che queste zone si sviluppino in quelle parti della struttura in cui plasticizzazioni o l'instabilità locale o altri fenomeni dovuti al comportamento isteretico non inficino la stabilità globale della struttura.

Le parti strutturali delle zone dissipative devono avere adeguata duttilità e resistenza.

La resistenza deve essere verificata con la normativa vigente.

Le parti non dissipative ed i collegamenti delle parti dissipative al resto della struttura devono possedere una sufficiente sovrarresistenza per consentire lo sviluppo della plasticizzazione ciclica delle parti dissipative.

# STRUTTURE DISSIPATIVE

## REGOLE DI DETTAGLIO COMUNI A TUTTE LE TIPOLOGIE

### Parti compresse delle membrature

Sufficiente duttilità locale delle membrature o di membrature soggette a compressione deve essere assicurata limitando i rapporti larghezza-spessore  $b / t$  delle parti che compongono la sezione. In funzione della loro capacità di deformazione plastica, le membrature si distinguono in tre categorie di duttilità:

**Duttili**: quando l'instabilità locale delle parti compresse della sezione si sviluppa in campo plastico ed è sufficientemente ritardata in maniera tale che la membratura sia in grado di sviluppare grandi deformazioni plastiche in regime incoerente senza significative riduzioni della capacità portante.

**Plastiche**: quando l'instabilità locale si sviluppa in campo plastico, ma i rapporti larghezza-spessore non sono tali da consentire deformazioni plastiche significative.

**Snelle**: quando l'instabilità locale avviene in campo elastico, senza consentire l'inizio delle plasticizzazioni.

# STRUTTURE DISSIPATIVE

## REGOLE DI DETTAGLIO COMUNI A TUTTE LE TIPOLOGIE

Nel caso di profili a doppio T, inflessi o presso-inflessi, con riferimento agli usuali acciai da carpenteria, la suddetta classificazione può essere effettuata in funzione del parametro  $s$  come segue:

$$s = \frac{1}{0.695 + 1.632 \lambda_f^2 + 0.062 \lambda_w^2 - 0.602 \frac{b_f}{L^*}} \leq \frac{f_u}{f_y}$$

$f_u$

è la tensione ultima

$f_y$

è la tensione di snervamento

$b_f$

è la larghezza delle flange

$L^*$

è la distanza tra il punto di nullo del diagramma del momento e la cerniera plastica

$\lambda_f$  e  $\lambda_w$

sono parametri di snellezza delle flange e dell'anima dipendenti dai rapporti  $b / t$ .

# STRUTTURE DISSIPATIVE

## REGOLE DI DETTAGLIO COMUNI A TUTTE LE TIPOLOGIE

snellezza dell'anima

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2t_f} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

snellezza dell'ala

$$\lambda_w = \frac{d_{w,c}}{t_c} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

$E$  è il modulo di elasticità dell'acciaio

$f_y$  è la tensione di snervamento

$t_f$  è lo spessore delle flange

$t_w$  è lo spessore dell'anima

$d_{w,c}$  è la parte compressa dell'anima pari a:  $d_{w,c} = \frac{d_w}{2} \left( 1 + \frac{A}{A_w} \rho \right) \leq d_w$

$d_w$  è l'altezza dell'anima

$A$  è l'area della sezione

$A_w$  è l'area dell'anima

$\rho$  è il rapporto tra lo sforzo normale di progetto e lo sforzo normale plastico.

# CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI E DETERMINAZIONE DEL FATTORE $\psi_R$

$s \geq 1.2$	sezioni duttili	$\psi_R = 1.00$
$1.0 < s \leq 1.2$	sezioni plastiche	$\psi_R = 0.75$
$s \leq 1.0$	sezioni snelle	$\psi_R = 0.50$

N.B. L'impiego di membrature snelle è consentito solo in zone di bassa sismicità

# STRUTTURE DISSIPATIVE

## REGOLE DI DETTAGLIO COMUNI A TUTTE LE TIPOLOGIE

### Parti tese delle membrature

Nel caso di membrature o di parti di membrature tese, la resistenza plastica di progetto deve risultare inferiore alla resistenza ultima di progetto nella sezione netta in corrispondenza dei fori per i dispositivi di collegamento. Ciò richiede il rispetto della relazione seguente:

$$\frac{A_{net}}{A} \geq 1.25 \frac{f_u}{f_y}$$

$f_u$  è la tensione ultima

$f_y$  è la tensione di snervamento

$A_{net}$  è l'area netta in corrispondenza dei fori

# STRUTTURE DISSIPATIVE

REGOLE DI DETTAGLIO COMUNI A TUTTE LE TIPOLOGIE

## Collegamenti in zone dissipative

*I collegamenti in zone dissipative devono avere sufficiente sovrarresistenza per consentire la plasticizzazione delle parti collegate.*

# STRUTTURE DISSIPATIVE

## REGOLE DI DETTAGLIO COMUNI A TUTTE LE TIPOLOGIE

### Collegamenti saldati in zone dissipative

Si ritiene che il requisito della sovraresistenza sia soddisfatto nel caso di saldature di prima classe a completa penetrazione.

Nel caso di collegamenti con saldature a cordone d'angolo o collegamenti bullonati, deve essere soddisfatta la seguente condizione:

$$R_d \geq 1.20 s R_y$$

$R_d$

è la resistenza di progetto del collegamento

$R_y$

è la resistenza plastica della membratura collegata

$$1.0 \leq s \leq f_u / f_y$$

è il fattore utilizzato per la classificazione delle membrature duttili, plastiche e snelle il quale tiene conto che la tensione nell'acciaio può superare il valore di snervamento.



# **STRUTTURE DISSIPATIVE**

**REGOLE DI DETTAGLIO COMUNI A TUTTE LE TIPOLOGIE**

## **Collegamenti bullonati in zone dissipative**

Nel caso di collegamenti bullonati soggetti a taglio, il collasso per rifollamento deve precedere il collasso a taglio dei bulloni.

# STRUTTURE DISSIPATIVE

## REGOLE DI DETTAGLIO COMUNI A TUTTE LE TIPOLOGIE

### Fondazioni

Il valore di progetto delle azioni deve essere dedotto nell'ipotesi di formazione di cerniere plastiche al piede delle colonne, tenendo conto della resistenza effettiva che tali cerniere sono in grado di sviluppare a causa dell'incrudimento.

# STRUTTURE DISSIPATIVE

## REGOLE DI DETTAGLIO COMUNI A TUTTE LE TIPOLOGIE

### Diaframmi e controventi orizzontali

È necessario verificare che i diaframmi ed i controventi orizzontali siano in grado di trasmettere nel loro piano ai diversi elementi sismo-resistenti verticali da essi collegati le forze derivanti dalla analisi di insieme dell'edificio moltiplicate per un fattore di amplificazione pari a 1.5.

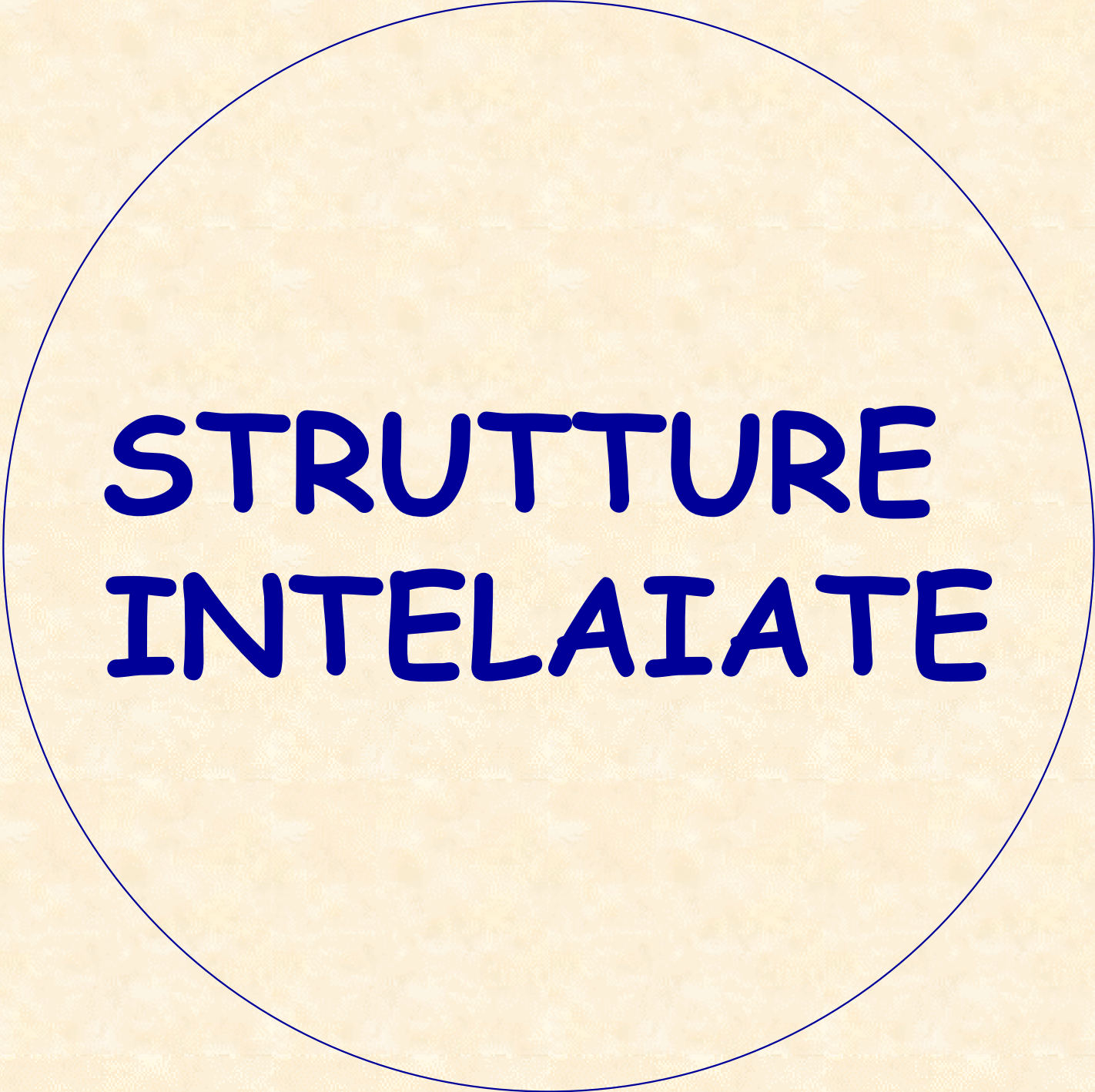
# STRUTTURE DISSIPATIVE

## REGOLE DI DETTAGLIO COMUNI A TUTTE LE TIPOLOGIE

### Diaframmi e controventi orizzontali

Per le parti in cemento armato dei diaframmi orizzontali le seguenti regole vanno rispettate:

- i diaframmi devono essere armati in due direzioni ortogonali e le armature devono essere opportunamente ancorate;
- quando il diaframma presenta nervature parallele, armature addizionali devono essere disposte nella soletta nella direzione ad esse ortogonale (almeno  $2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ );
- possono essere impiegate piastre prefabbricate, purché ciascuna sia armata in due direzioni ortogonali e siano collegate alle travi di appoggio e fra loro nei quattro vertici in modo da creare un sistema a traliccio nel piano orizzontale.



**STRUTTURE  
INTELAIATE**

# STRUTTURE INTELAIATE

## REGOLE DI DETTAGLIO

### Classi di duttilità

Al fine di conseguire un comportamento duttile, i telai devono essere progettati in maniera che le cerniere plastiche si formino alle estremità delle travi piuttosto che alle estremità delle colonne. Questo requisito non è richiesto con riferimento alle sezioni di base del telaio, alle sezioni in testa alle colonne dell'ultimo piano degli edifici multipiano e nel caso di edifici monopiano.

Tale obiettivo può essere conseguito in maniera più o meno estesa attraverso l'introduzione di opportuni criteri di progettazione. A tal riguardo i telai vanno distinti in due classi di duttilità:

**ALTA DUTTILITA'**

**BASSA DUTTILITA'**

# STRUTTURE INTELAIATE

## SOLLECITAZIONI DI PROGETTO

### Bassa duttilità

**Travi**

Momento flettente  
Taglio

**Colonne**

Momento flettente  
Sforzo normale  
Taglio

Si ottengono dall'analisi della struttura combinando nella maniera più gravosa gli effetti dei carichi agenti

# STRUTTURE INTELAIATE

## SOLLECITAZIONI DI PROGETTO

### Alta duttilità

I telai ad alta duttilità sono progettati mediante criteri semplificati per il controllo del meccanismo di collasso. In particolare, rientra in tale ambito il criterio di gerarchia trave-colonna.

Questo criterio viene qui formulato in maniera tale che, in corrispondenza di ogni nodo, i momenti plastici di progetto delle colonne che convergono nel nodo siano maggiori delle sollecitazioni flessionali che si possono verificare nelle stesse nell'ipotesi che le travi abbiano raggiunto la loro resistenza flessionale ultima.

Nell'applicazione del criterio suddetto è necessario considerare l'influenza dello sforzo normale.



# STRUTTURE INTELAIATE

## SOLLECITAZIONI DI PROGETTO

### Alta duttilità

Pertanto, il criterio di gerarchia trave-colonna si ritiene soddisfatto quando per le colonne convergenti in ogni nodo risulta:

$$M_{c,Rd,red} \geq 1,20 \cdot (M_{c,Sd,G} + \alpha \cdot M_{c,Sd,E})$$

dove  $M_{c,Rd,red}$  è la resistenza flessionale di progetto ridotta per la presenza dello sforzo normale,  $M_{c,Sd,G}$  è la sollecitazione di progetto dovuta ai soli carichi verticali,  $M_{c,Sd,E}$  è la sollecitazione flessionale di progetto dovuta alle sole azioni sismiche ed  $\alpha$  è il massimo valore dei rapporti:

$$\alpha_i = \frac{s \cdot M_{b,Rd,i} - M_{c,Sd,G,i}}{M_{c,Sd,E,i}}$$

calcolati con riferimento alle travi convergenti nel nodo in esame.

# STRUTTURE INTELAIATE

## SOLLECITAZIONI DI PROGETTO

### Alta duttilità

Il valore dello sforzo normale da considerare nel calcolo di  $M_{c,Rd,red}$  risulta pari a:

$$N_{c,Sd} = N_{c,Sd,G} + \alpha \cdot N_{c,Sd,E}$$

dove  $N_{c,Sd,G}$  è lo sforzo normale dovuto ai soli carichi verticali e  $N_{c,Sd,E}$  è lo sforzo normale dovuto alle sole azioni sismiche.

Il rispetto della relazione:

$$M_{c,Rd,red} \geq 1,20 \cdot (M_{c,Sd,G} + \alpha \cdot M_{c,Sd,E})$$

non è necessario al piano superiore degli edifici multipiano e nel caso degli edifici monopiano.

# STRUTTURE INTELAIATE

## REQUISITI COMUNI ALLE DUE CLASSI DI DUTTILITA'

### Collegamenti trave-colonna

I collegamenti trave-colonna devono essere progettati in maniera tale da possedere una adeguata sovraresistenza per consentire la formazione delle cerniere plastiche alle estremità delle travi.

Tale requisito si ritiene soddisfatto se la seguente condizione risulta verificata:

$$M_{f,Rd} \geq 1,20 \cdot s \cdot M_{b,Rd}$$

essendo  $M_{f,Rd}$  la resistenza flessionale di progetto dei collegamenti trave-colonna e  $M_{b,Rd}$  la resistenza flessionale di progetto delle travi collegate.

# STRUTTURE INTELAIATE

## REQUISITI COMUNI ALLE DUE CLASSI DI DUTTILITA'

### Collegamenti trave-colonna

Ai fini della valutazione della aliquota di sovrarresistenza  $s$  che la trave è in grado di sviluppare per effetto dell'incrudimento, prima che si manifesti l'instabilità locale della flangia compressa, si può utilizzare la relazione:

$$s = \frac{1}{0.695 + 1.632 \lambda_f^2 + 0.062 \lambda_w^2 - 0.602 \frac{b_f}{L^*}} \leq \frac{f_u}{f_y}$$

nell'ipotesi che al collasso il punto di nullo del diagramma del momento sia in mezzzeria, assumendo cioè:

$$L^* = \frac{L}{2}$$

essendo  $L$  la lunghezza della trave e, per  $\rho = 0$  :

$$\lambda_w = \frac{d_w}{2 \cdot t_w} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

# STRUTTURE INTELAIATE

## REQUISITI COMUNI ALLE DUE CLASSI DI DUTTILITA'

### Verifiche di resistenza delle travi

Con riferimento alle cerniere plastiche nelle travi, è necessario verificare che la resistenza flessionale plastica e la capacità rotazionale non siano ridotti dalle contemporanee azioni di sforzo normale e taglio. A tale scopo, nelle sezioni in cui è attesa la formazione delle cerniere plastiche devono essere verificate le seguenti relazioni:

$$M_{Sd} < M_{pl,Rd}$$

$$N_{Sd} < 0,15 \cdot N_{pl,Rd}$$

$$V_{g,Rd} + V_{M,Rd} \leq 0,5 \cdot V_{pl,Rd}$$

# STRUTTURE INTELAIATE

REQUISITI COMUNI ALLE DUE CLASSI DI DUTTILITA'

## Verifiche a taglio delle colonne

L'azione di taglio nelle colonne risultante dall'analisi strutturale deve rispettare la seguente limitazione:

$$V_{sd} \leq 0,5 \cdot V_{pl,Rd}$$

# STRUTTURE INTELAIATE

## REQUISITI COMUNI ALLE DUE CLASSI DI DUTTILITA'

### Collegamenti colonna - fondazione

Alla base del telaio, il collegamento delle colonne alla fondazione deve essere progettato in maniera tale da possedere una adeguata sovreresistenza allo scopo di consentire la plasticizzazione delle sezioni di base delle colonne. Tale requisito si può ritenere soddisfatto quando il momento flettente di progetto del collegamento della colonna alla fondazione viene assunto pari a:

$$M_{sd} = 1,20(s - \rho) \cdot M_{pl,Rd}$$

dove:

$M_{pl,Rd}$  è il momento plastico di progetto della sezione delle colonne;

$\rho$  è il valore ad. dello sforzo normale di progetto [ $\rho = (N_{sd} / Af_y)$ ];

$s$  è ancora dato dalla (6.2), calcolando il parametro di snellezza dell'anima ( $\lambda_w$ ) attraverso le (6.4) e (6.5).

# STRUTTURE INTELAIATE

## REQUISITI COMUNI ALLE DUE CLASSI DI DUTTILITA'

### Pannelli nodali

I pannelli nodali dei collegamenti trave-colonna devono essere progettati in maniera tale da escludere la loro plasticizzazione a taglio. Tale requisito si ritiene soddisfatto quando la seguente relazione risulta verificata:

$$V_{wp,Rd} \geq \frac{\sum M_{pl,Rd}}{h_b - t_f} \left( 1 - \frac{h_b - t_f}{H - h_b} \right)$$

dove:

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

$h_b$  è l'altezza della sezione della trave,

$H$  è l'altezza di interpiano

$V_{Wp,Rd}$  è la resistenza di progetto del pannello nodale.



# STRUTTURE INTELAIATE

## REQUISITI COMUNI ALLE DUE CLASSI DI DUTTILITA'

### Pannelli nodali

Ai fini del calcolo della resistenza di progetto a taglio del pannello nodale, l'area resistente a taglio può essere assunta pari a:

- $A_{vc} = A_c - 2b_{fc}t_{fc} + t_{fc}(t_{wc} + 2r_c)$  nel caso di colonne in profilo laminato, essendo  $A_c$  l'area della colonna,  $b_{fc}$  e  $t_{fc}$  la larghezza e lo spessore delle flange della colonna,  $t_{wc}$  lo spessore dell'anima e  $r_c$  il raggio di raccordo ala-anima;
- l'area dell'anima, nel caso di colonne in profilo in composizione saldata.

# STRUTTURE CONTROVENTATE

## REGOLE DI DETTAGLIO PER I CONTROVENTI CONCENTRICI

### Classi di duttilità

Nel caso dei controventi concentrici il comportamento sismico inelastico ed, in particolare, la capacità di sviluppare un comportamento di tipo dissipativo sono in parte influenzati dai criteri di dimensionamento adottati, ma dipendono anche dalla tipologia di controvento.

Pertanto, in relazione a tali fattori si distinguono due classi di duttilità

**ALTA DUTTILITA'**

**BASSA DUTTILITA'**

# STRUTTURE CONTROVENTATE

## REQUISITI COMUNI ALLE DUE CLASSI DI DUTTILITA'

### Controventi concentrici

I controventi concentrici devono essere progettati in maniera tale che la plasticizzazione delle diagonali tese abbia luogo prima della plasticizzazione o della instabilità delle travi o delle colonne e prima del collasso dei collegamenti. Le diagonali di controvento devono essere dimensionate in maniera tale che ad ogni piano la struttura esibisca, in ogni direzione controventata, variazioni di rigidezza laterale, sotto inversione della direzione delle azioni sismiche, inferiori al 2,5%.

La snellezza adimensionale delle diagonali  $\lambda$ , data dal rapporto fra la snellezza  $\lambda$  e la snellezza al limite elastico  $\lambda_y$ , deve essere inferiore ad 1.5 allo scopo di prevenire l'instabilità in campo elastico.

# STRUTTURE CONTROVENTATE

## REQUISITI COMUNI ALLE DUE CLASSI DI DUTTILITA'

### Controventi concentrici

La progettazione dei collegamenti delle diagonali alle altre parti strutturali deve garantire il rispetto del seguente requisito di sovrarresistenza:

$$R_{j,d} \geq \frac{f_u}{f_y} N_{pl,Rd}$$

dove:

$R_{j,d}$   
 $N_{pl,Rd}$

è la resistenza di progetto del collegamento ;

è la resistenza plastica di progetto della diagonale collegata.

# STRUTTURE CONTROVENTATE

## REQUISITI COMUNI ALLE DUE CLASSI DI DUTTILITA'

### Controventi concentrici

Le membrature di controvento devono appartenere alla prima o alla seconda categoria. 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.

Le piastre di nodo delle membrature di controvento devono essere progettati in maniera tale da sopportare la resistenza di progetto a compressione delle stesse, senza instabilità locale della piastra di fazzoletto.

# STRUTTURE CONTROVENTATE

## REQUISITI COMUNI ALLE DUE CLASSI DI DUTTILITA'

### Controventi concentrici

Nei controventi a V, le travi intersecate dalle membrature di controvento devono essere in grado di sostenere i carichi verticali assumendo che il controvento non sia presente. Le flange, superiore ed inferiore, della trave in corrispondenza del punto di intersezione con il controvento devono essere progettate per sostenere una forza laterale pari all'1.5% della resistenza nominale delle flange ( $b_f t_f f_y$ ).

# STRUTTURE CONTROVENTATE

## CONTROVENTI CONCENTRICI AD ALTA DUTTILITA'

### Sollecitazioni di progetto

I controventi concentrici a croce di S.Andrea possono considerarsi ad alta duttilità quando la resistenza di progetto di travi e colonne a sollecitazioni di tipo assiale soddisfa il seguente requisito:

$$N_{Rd}(M_{Sd}) \geq 1,20(N_{Sd,g} + \alpha \cdot N_{Sd,E})$$

dove  $\alpha$  è il più grande tra i coefficienti di sovrarresistenza :

$$\alpha_i = \frac{\frac{f_u}{f_y} N_{pl,Rd,i}}{N_{Sd,i}}$$

calcolati per tutte le diagonali del sistema di controvento, essendo  $N_{pl,Rd,i}$  la resistenza plastica di progetto della  $i$ -esima diagonale,  $N_{Sd,i}$  la sollecitazione assiale di progetto della stessa diagonale nella situazione sismica di progetto.

**STRUTTURE**

**con**

**CONTROVENTI  
ECCENTRICI**



# STRUTTURE CONTROVENTATE

## CONTROVENTI ECCENTRICI

### Definizione di link

I controventi eccentrici si fondano sull'idea di irrigidire i telai per mezzo di diagonali eccentriche che dividono la trave in due o più parti. La parte più corta in cui la trave risulta suddivisa viene chiamata «link» ed ha il compito di dissipare l'energia sismica attraverso deformazioni plastiche cicliche taglianti e/o flessionali.

# STRUTTURE CONTROVENTATE

## CONTROVENTI ECCENTRICI

### Definizione di link

I «link» 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 «link», si adotta la classificazione seguente:

<link corti>: 
$$e \leq 1,6 \frac{M_{I,Rd}}{V_{I,Rd}}$$

<link intermedi>: 
$$1,6 \frac{M_{I,Rd}}{V_{I,Rd}} \leq e \leq 3 \frac{M_{I,Rd}}{V_{I,Rd}}$$

<link lunghi>: 
$$e \geq 3 \frac{M_{I,Rd}}{V_{I,Rd}}$$

dove  $M_{I,Rd}$  e  $V_{I,Rd}$  sono, rispettivamente, la resistenza flessionale e la resistenza a taglio di progetto del «link»,

# STRUTTURE CONTROVENTATE

## CONTROVENTI ECCENTRICI

### Resistenza ultima dei link

La resistenza ultima dei «link» ( $M_u$ ,  $V_u$ ), a causa di diversi effetti, quali l'incrudimento, la partecipazione dell'eventuale soletta dell'impalcato e l'aleatorietà della tensione di snervamento, può essere ben maggiore di  $M_{I,Rd}$  e  $V_{I,Rd}$ .

# STRUTTURE CONTROVENTATE

## CONTROVENTI ECCENTRICI

### Resistenza ultima dei link

Sulla base dei risultati sperimentali disponibili, la sovrarresistenza dovuta all'incrudimento può essere calcolata mediante le seguenti relazioni:

$$e \leq 1,6 \frac{M_{l,Rd}}{V_{l,Rd}}$$

$$M_u = 0,75 \cdot e \cdot V_{l,Rd} \quad V_u = 1,5 \cdot V_{l,Rd}$$

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

$$M_u = 1,5 \cdot M_{l,Rd} \quad V_u = 2 \frac{M_{l,Rd}}{e}$$

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

# STRUTTURE CONTROVENTATE

## CONTROVENTI ECCENTRICI

### Classi di duttilità

Al fine di conseguire un comportamento duttile, i controventi eccentrici devono essere progettati in maniera tale che la plasticizzazione impegni i «link» piuttosto che le colonne. Tale obiettivo di progettazione può essere conseguito in misura più o meno estesa in funzione dei criteri di progettazione adottati. Pertanto, a tale riguardo i controventi eccentrici si distinguono in:

**BASSA DUTTILITA'**

**ALTA DUTTILITA'**

# STRUTTURE CONTROVENTATE

## CONTROVENTI ECCENTRICI

### Requisiti comuni alle due classi di duttilità

I collegamenti trave-colonna devono essere progettati in accordo con quanto previsto al punto 6.5.4.2.1 di questa norma.

I collegamenti colonna-fondazione devono essere progettati in accordo con quanto previsto al punto 6.5.4.2.4 di questa norma.

Il collegamento del «link» all'anima della colonna deve essere evitato.

# STRUTTURE CONTROVENTATE

## CONTROVENTI ECCENTRICI

### Alta duttilità

La resistenza assiale delle colonne, delle diagonali e delle travi al di fuori dei «link» deve soddisfare la seguente relazione:

$$N_{Rd}(M_{Sd}) \geq 1,20 \cdot (N_{Sd,g} + \alpha \cdot N_{Sd,E})$$

dove, in questo caso,  $\alpha$  deve essere assunto pari al massimo tra i rapporti:

$$\alpha_i = \frac{V_{u,i} - V_{Sd,G,i}}{V_{Sd,E,i}} \quad \alpha_i = \frac{M_{u,i} - M_{Sd,G,i}}{M_{Sd,E,i}}$$

ed calcolati per tutti i «link».

In assenza di una soletta di impalcato che impedisca lo sbandamento laterale della trave ai lati del «link», è necessario disporre opportuni ritegni laterali. In tal caso, la lunghezza libera di inflessione per la verifica di stabilità della trave ai lati del link può essere assunta pari 0.7 volte la distanza tra l'estremità del link ed il vincolo laterale.

# STRUTTURE CONTROVENTATE

## CONTROVENTI ECCENTRICI

### Dettagli costruttivi

La modalità di collasso tipica dei «link corti» è rappresentata dalla instabilità inelastica a taglio dell'anima. Pertanto, allo scopo di migliorare la duttilità locale devono essere impiegati degli irrigidimenti d'anima il cui interasse  $a$  deve soddisfare le seguenti limitazioni:

$$a = 29t_w - \frac{d}{5} \quad \text{per} \quad \gamma_p = \pm 0,09 \text{ rad}$$

$$a = 38t_w - \frac{d}{5} \quad \text{per} \quad \gamma_p = \pm 0,06 \text{ rad}$$

$$a = 56t_w - \frac{d}{5} \quad \text{per} \quad \gamma_p = \pm 0,03 \text{ rad}$$

essendo  $t_w$  lo spessore dell'anima,  $d$  l'altezza della trave e  $\gamma_p$  la massima deformazione plastica a taglio del «link».



# STRUTTURE CONTROVENTATE

## CONTROVENTI ECCENTRICI

### Dettagli costruttivi

Il comportamento dei «link lunghi» è dominato dalla plasticizzazione per flessione e, pertanto, gli irrigidimenti d'anima non sono necessari. Le modalità di collasso tipiche di tali «link» sono rappresentate dalla instabilità locale della flangia compressa e dalla instabilità flesso-torsionale. Gli irrigidimenti devono distare  $1.5b_f$  dalla estremità del «link».

# STRUTTURE CONTROVENTATE

## CONTROVENTI ECCENTRICI

### Dettagli costruttivi

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 «link corti» e travi di modesta altezza ( $d \leq 60\text{cm}$ ), 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  $(b_f / 2) - t_w$ .

# STRUTTURE CONTROVENTATE

## CONTROVENTI ECCENTRICI

### Dettagli costruttivi

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

Le saldature che collegano gli elementi 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, mentre quelle che lo collegano alle flange per sopportare una sollecitazione pari a  $A_{st} f_y / 4$ .

Il collegamento link-colonna deve essere interamente saldato.