



**DICEA**

**DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA  
CIVILE E AMBIENTALE**

**Corso di Costruzioni in zona sismica  
Lezione del 9 giugno 2020**

*NTC 2018 § 7.5  
– Riferimenti normativi sulle costruzioni di acciaio –*

***Prof.ssa Ing. Gloria Terenzi***

***Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Università di Firenze***

# Costruzioni di acciaio

NTC 2018

## **7.5. COSTRUZIONI DI ACCIAIO**

Nel caso di comportamento strutturale non dissipativo la capacità delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata in accordo con le regole di cui al § 4.2 delle presenti norme, senza nessun requisito aggiuntivo.

Nel caso di comportamento strutturale dissipativo la capacità delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata in accordo con le regole di cui dal § 7.1 al § 7.3 delle presenti norme, integrate dalle regole di progettazione e di dettaglio fornite dal § 7.5.3 al § 7.5.6. Le strutture devono essere progettate in maniera tale che i fenomeni di degrado e riduzione di rigidità che si manifestano nelle zone dissipative non pregiudichino la stabilità globale della struttura.

Nelle zone dissipative, al fine di assicurare che le stesse si formino in accordo con quanto previsto in progetto, la possibilità che il reale limite di snervamento dell'acciaio sia maggiore del limite nominale deve essere tenuta in conto attraverso un opportuno coefficiente  $\gamma_{ov}$  definito al § 7.5.1.

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

### **7.5.1. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI**

L'acciaio strutturale deve essere conforme ai requisiti del § 11.3.4.9.

La distribuzione delle proprietà del materiale, nella struttura, quali la tensione di snervamento e la tenacità deve essere tale che le zone dissipative si formino dove stabilito nella progettazione.

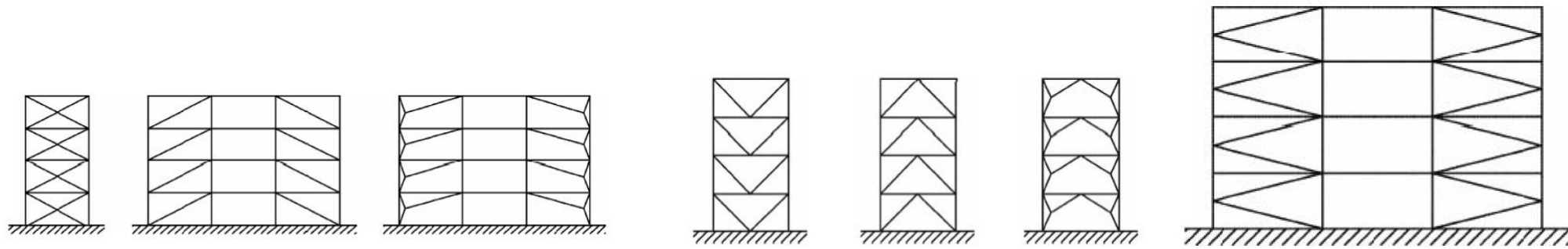
Ai fini della progettazione, il fattore di sovreresistenza del materiale,  $\gamma_{ov}$  è assunto pari a 1,25 per gli acciai tipo S235, S275 ed S355 e pari a 1,15 per gli acciai tipo S420 e S460.

**7.5.2. TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI COMPORTAMENTO**

7.5.2.1 TIPOLOGIE STRUTTURALI

Le strutture sismo-resistenti d'acciaio possono essere distinte, in accordo con il loro comportamento, nelle seguenti tipologie strutturali:

- a) **Strutture intelaiate:** sono composte da telai che resistono alle forze orizzontali con un comportamento prevalentemente flessionale. In queste strutture le zone dissipative sono principalmente collocate alle estremità delle travi, in prossimità dei collegamenti trave-colonna, dove si possono formare le cerniere plastiche e l'energia è dissipata per mezzo della flessione ciclica plastica.
- b) **Strutture con controventi concentrici:** in esse le forze orizzontali sono assorbite principalmente da membrature soggette a forze assiali. In queste strutture le zone dissipative sono principalmente collocate nelle diagonali tese. Pertanto, possono essere considerati in questa tipologia solo quei controventi per cui lo snervamento delle diagonali tese precede il raggiungimento della resistenza delle aste strettamente necessarie ad equilibrare i carichi esterni. I controventi reticolari concentrici possono essere distinti nelle seguenti tre categorie (Fig. 7.5.1):
  - b1) *controventi con diagonale tesa attiva*, in cui la resistenza alle forze orizzontali e le capacità dissipative sono affidate alle aste diagonali soggette a trazione;
  - b2) *controventi a V*, in cui le forze orizzontali devono essere assorbite considerando sia le diagonali tese che quelle compresse. Il punto d'intersezione di queste diagonali giace su di una membratura orizzontale che deve essere continua;
  - b3) *controventi a K*, in cui il punto d'intersezione delle diagonali giace su una colonna. Questa categoria non deve essere considerata dissipativa, poiché il meccanismo di collasso coinvolge la colonna.

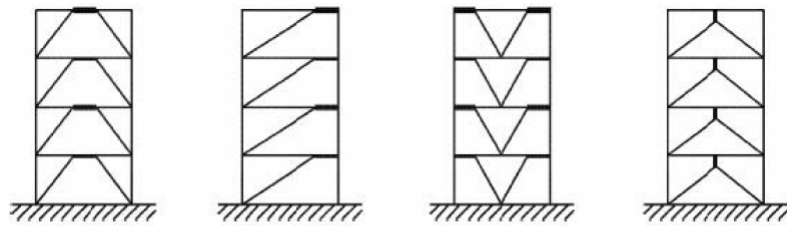


b1) Strutture con controventi concentrici a diagonale tesa attiva

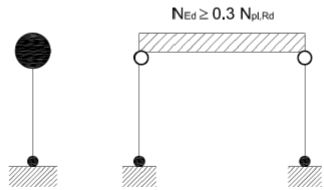
b2) Strutture con controventi concentrici a V

b3) Strutture con controventi concentrici a K

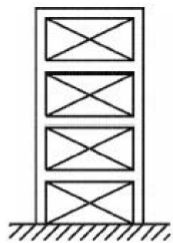
## NTC 2018



c) Strutture con controventi eccentrici



d) Strutture a mensola o a pendolo inverso



e) Strutture intelaiate con controventi concentrici

Fig. 7.5.1. - Tipologie strutturali

- c) **Strutture con controventi eccentrici:** in esse le forze orizzontali sono principalmente assorbite da membrature caricate assialmente, ma la presenza di eccentricità di schema permette la dissipazione di energia nei traversi per mezzo del comportamento ciclico a flessione e/o a taglio. I controventi eccentrici possono essere classificati come dissipativi quando la plasticizzazione dei traversi dovuta alla flessione e/o al taglio precede il raggiungimento della resistenza ultima delle altre parti strutturali.
- d) **Strutture a mensola o a pendolo inverso:** in esse almeno il 50% della massa è nel terzo superiore dell'altezza della costruzione oppure la dissipazione di energia è localizzata principalmente alla base. Strutture ad un solo piano che posseggano più di una colonna, con le estremità superiori delle colonne collegate nelle direzioni principali dell'edificio e con il valore del carico assiale normalizzato della colonna non maggiore di 0,3 in alcun punto, possono essere considerate strutture a telaio.
- e) **Strutture intelaiate con controventi concentrici:** in esse le azioni orizzontali sono assorbite sia da telai sia da controventi agenti nel medesimo piano verticale.
- f) **Strutture intelaiate con tamponature:** sono costituite da strutture intelaiate con le quali le tamponature in muratura o calcestruzzo sono in contatto, non collegate.

Da tale classificazione sono escluse le strutture di acciaio in cui la dissipazione di energia è realizzata mediante l'impiego di appositi dispositivi antisismici.

Per le strutture di acciaio in cui le forze orizzontali sono assorbite da nuclei o pareti di controvento in calcestruzzo armato si rimanda al § 7.4.

Tipologie strutturali diverse da quelle sopraelencate possono essere utilizzate basandosi su criteri di progettazione non difformi da quelli considerati nella presente norma. Il grado di sicurezza raggiunto utilizzando tali criteri deve essere comunque non inferiore a quello garantito dalla presente norma.

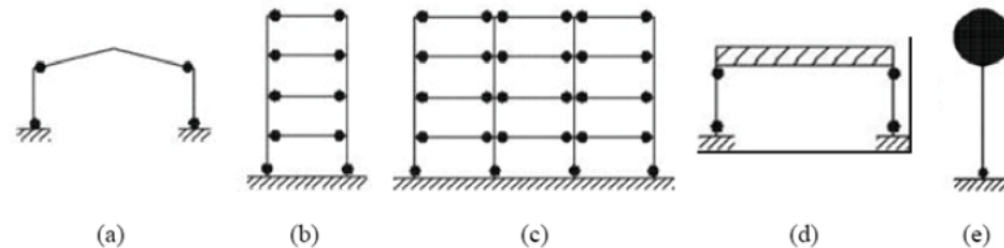
## C7.5.2 TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI COMPORTAMENTO

### C7.5.2.1 TIPOLOGIE STRUTTURALI

Nelle strutture a telaio le zone dissipative devono essere localizzate principalmente all'estremità delle travi e/o nei nodi trave-colonna in modo tale da dissipare efficacemente l'energia sismica attraverso cicli flessionali inelastici. La localizzazione delle cerniere plastiche nelle strutture a telaio dovrebbe seguire le distribuzioni indicate nella Figura C7.5.1 a seconda delle soluzioni strutturali realizzate.

È possibile, inoltre, formare le cerniere plastiche nelle colonne, ma solo nelle seguenti parti:

- alla base della struttura a telaio (a, b, c, d, e);
- in sommità delle colonne all'ultimo piano dell'edificio (b e c in alternativa alle travi della copertura);
- alla base ed alla sommità delle colonne nelle strutture ad un unico piano (d).



**Figura C7.5.1** - Configurazioni dissipative di strutture intelaiate: disposizione delle cerniere plastiche, secondo le tipologie esposte nella Tabella 7.3.II del § 7.3.1 delle NTC

Una tipologia dissipativa ad un piano, in cui le cerniere plastiche sono localizzate nelle travi ed alla base delle colonne (tipo a, Figura C7.5.1), è caratterizzata da maggiori proprietà dissipative rispetto alle strutture del tipo d (Figura C7.5.1). Infatti, gran parte della capacità dissipativa della struttura è fornita dalle cerniere plastiche delle travi, soggette a sforzi normali trascurabili: per tale ragione il fattore di comportamento  $q_0$  è pari a  $5\alpha_u/\alpha_1$  per il tipo (a) ed a  $2\alpha_u/\alpha_1$  per il tipo (d) e per il tipo (e).

In genere nel calcolo del fattore di comportamento, si assume per il coefficiente di sovra resistenza  $\alpha_u/\alpha_1$  il valore proposto nel § 7.5.2.2. Tale valore, però, può essere determinato utilizzando metodi di analisi non lineari quali l'analisi dinamica non-lineare oppure l'analisi statica non-lineare (§ 7.3.4.1 e § 7.3.4.2). Ad ogni modo, durante la progettazione tale coefficiente non può assumere valori maggiori di 1,6, anche nel caso si ottengano valori più elevati a seguito di analisi non-lineari.

## NTC 2018

### 7.5.2.2 FATTORI DI COMPORTAMENTO

Per ciascuna tipologia strutturale il valore massimo per  $q_0$  è indicato in Tab. 7.3.II.

Per le strutture regolari in pianta possono essere adottati i seguenti valori di  $\alpha_w/\alpha_1$ :

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

Tali valori di  $q_0$  sono da intendersi validi a patto che vengano rispettate le regole di progettazione e di dettaglio fornite nei paragrafi dal § 7.5.3 al § 7.5.6.

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

Tipologia strutturale	$q_0$	
	CD "A"	CD "B"
<b>Costruzioni di calcestruzzo (§ 7.4.3.2)</b>		
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste (v. § 7.4.3.1)	4,5 $\alpha_w/\alpha_1$	3,0 $\alpha_w/\alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate (v. § 7.4.3.1)	4,0 $\alpha_w/\alpha_1$	3,0
Strutture deformabili torsionalmente (v. § 7.4.3.1)	3,0	2,0
Strutture a pendolo inverso (v. § 7.4.3.1)	2,0	1,5
Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano (v. § 7.4.3.1)	3,5	2,5
<b>Costruzioni con struttura prefabbricata (§ 7.4.5.1)</b>		
Strutture a pannelli	4,0 $\alpha_w/\alpha_1$	3,0
Strutture monolitiche a cella	3,0	2,0
Strutture con pilastri incastrati e orizzontamenti incernierati	3,5	2,5
<b>Costruzioni d'acciaio (§ 7.5.2.2) e composte di acciaio-calcestruzzo (§ 7.6.2.2)</b>		
Strutture intelaiate	5,0 $\alpha_w/\alpha_1$	4,0
Strutture con controventi eccentrici		
Strutture con controventi concentrici a diagonale tesa attiva	4,0	4,0
Strutture con controventi concentrici a V	2,5	2,0
Strutture a mensola o a pendolo inverso	2,0 $\alpha_w/\alpha_1$	2,0
Strutture intelaiate con controventi concentrici	4,0 $\alpha_w/\alpha_1$	4,0
Strutture intelaiate con tamponature in murature	2,0	2,0

## 7.5.3. REGOLE DI PROGETTO GENERALI PER ELEMENTI STRUTTURALI DISSIPATIVI

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

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

### 7.5.3.1 VERIFICHE DI RESISTENZA (RES)

I collegamenti in zone dissipative devono consentire la plasticizzazione delle parti dissipative collegate, garantendo il soddisfacimento del seguente requisito:

$$R_{j,d} \geq 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot R_{pl,Rd} = R_{U,Rd} \quad [7.5.1]$$

dove:

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

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

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

Nel caso di membrature tese con collegamenti bullonati, la capacità corrispondente al raggiungimento della tensione di snervamento della sezione deve risultare inferiore alla capacità corrispondente al raggiungimento della tensione di rottura della sezione netta in corrispondenza dei fori per i dispositivi di collegamento; si deve quindi verificare che:

$$\frac{A_{res}}{A} \geq 1,1 \cdot \frac{\gamma_{M2}}{\gamma_{M0}} \cdot \frac{f_{yk}}{f_{tk}} \quad [7.5.2]$$

essendo  $A$  l'area lorda e  $A_{res}$  l'area resistente costituita dall'area netta in corrispondenza dei fori, integrata da un'eventuale area di rinforzo. I fattori parziali  $\gamma_{M0}$  e  $\gamma_{M2}$  sono definiti nella Tab. 4.2.V del § 4.2.3.1.1. delle presenti norme.

### 7.5.3.2 VERIFICHE DI DUTTILITA' (DUT)

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

Per le tipologie indicate in § 7.5.2.1, si possono utilizzare le seguenti misure di deformazione locale  $\theta$ :

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

## NTC 2018

La duttilità locale è definita come segue:

$$\mu = \theta_u / \theta_y$$

La domanda in duttilità locale è definita dal rapporto tra il valore di deformazione  $\theta_u$  misurato mediante analisi non lineare e il valore di deformazione  $\theta_y$  al limite elastico. Nel caso di analisi strutturale lineare con fattore di comportamento, la domanda di deformazione può essere dedotta dal campo di spostamenti ultimi ottenuti come in § 7.3.3.3.

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

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

La verifica di duttilità si ritiene comunque soddisfatta qualora siano rispettate, in funzione della classe di duttilità e del valore di base del fattore di comportamento  $q_0$  utilizzato in fase di progetto, le prescrizioni relative alle classi di sezioni trasversali per le zone/elementi dissipativi riportate in Tab. 7.5.I nonché le prescrizioni specifiche di cui ai successivi paragrafi relativi a ciascuna tipologia strutturale e sia soddisfatta, per le sezioni delle colonne primarie delle strutture a telaio in cui si prevede la formazione di zone dissipative, la relazione:

$$N_{Ed} / N_{pl,Rd} \leq 0,3 \quad [7.5.3]$$

dove  $N_{Ed}$  è il valore della domanda a sforzo normale e  $N_{pl,Rd}$  è il valore della capacità a sforzo normale determinata secondo criteri di cui al § 4.2.4.1.2.

Tab. 7.5.I - Classe della sezione trasversale di elementi dissipativi in funzione della classe di duttilità e di  $q_0$

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



## 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 zone dissipative 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 gli edifici monopiano.

### 7.5.4.1 TRAVI

#### Verifiche di resistenza (RES)

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

$$M_{Ed}/M_{pl,Rd} \leq 1 \quad [7.5.4]$$

$$N_{Ed}/N_{pl,Rd} \leq 0,15 \quad [7.5.5]$$

$$(V_{Ed,G} + V_{Ed,M})/V_{pl,Rd} \leq 0,50 \quad [7.5.6]$$

dove:

$M_{Ed}$ ,  $N_{Ed}$  e  $V_{Ed}$  sono i valori della domanda a flessione, sforzo normale e taglio;

$M_{pl,Rd}$ ,  $N_{pl,Rd}$  e  $V_{pl,Rd}$  sono i valori della capacità a flessione, sforzo normale e taglio determinate secondo criteri di cui al § 4.2.4.1.2;

$V_{Ed,G}$  è la domanda a taglio dovuta alle azioni non-sismiche;

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

Le travi devono avere capacità sufficiente nei confronti dell'instabilità flessionale e flessio-torsionale, determinata come in §4.2.4.1.3. ed assumendo la formazione delle zone dissipative nella sezione caratterizzata dalla domanda più elevata in condizioni sismiche.

# NTC 2018

## 7.5.4.2 COLONNE

### Verifiche di resistenza (RES)

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

La domanda deve essere determinata come segue:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \quad [7.5.7]$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E} \quad [7.5.8]$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E} \quad [7.5.9]$$

in cui

$M_{Ed}, N_{Ed} e V_{Ed}$	sono i valori della domanda a flessione, sforzo normale e taglio;
$N_{Ed,G}, M_{Ed,G}, V_{Ed,G}$	sono i valori della domanda a sforzo normale, flessione e taglio dovuta alle azioni non sismiche incluse nella combinazione delle azioni per la condizione sismica di progetto;
$N_{Ed,E}, M_{Ed,E}, V_{Ed,E}$	sono i valori della domanda a sforzo normale, flessione e taglio dovuta alle azioni sismiche di progetto;
$\gamma_{ov}$	è il fattore di sovrarresistenza relativo al materiale di cui al § 7.5.1;
$\Omega$	è il minimo valore tra gli $\Omega_i = (M_{pl,Rd,i} - M_{Ed,G,i}) / M_{Ed,E,i}$ valutati per tutte le travi in cui si attende la formazione di zone dissipative, essendo $M_{Ed,E,i}$ la domanda a flessione dovuta alle azioni sismiche di progetto, $M_{Ed,G,i}$ la domanda a flessione dovuta alle azioni non sismiche incluse nella combinazione delle azioni per la condizione sismica di progetto e $M_{pl,Rd,i}$ il valore della capacità a flessione dalla i-esima trave.

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

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

$$V_{Ed} / V_{pl,Rd} \leq 0,50 \quad [7.5.10]$$

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

$$\sum M_{C,pl,Rd} \geq \gamma_{Rd} \cdot \sum M_{b,pl,Rd} \quad [7.5.11]$$

dove  $\gamma_{Rd}$  è dato in Tab. 7.2.I,  $M_{C,pl,Rd}$  è la capacità a flessione della colonna calcolata per i livelli di domanda a sforzo normale valutata nelle combinazioni sismiche delle azioni ed  $M_{b,pl,Rd}$  è la capacità delle travi che convergono nel nodo trave-colonna.

Nella [7.5.11] si assume il nodo in equilibrio ed i momenti, sia nelle colonne sia nelle travi, tra loro concordi. Nel caso in cui i momenti nella colonna al di sopra e al di sotto del nodo siano tra loro discordi, al primo membro della formula [7.5.11] va posta la maggiore tra le capacità a flessione delle colonne, mentre la minore va sommata alle capacità a flessione delle travi.

## 7.5.4.3 COLLEGAMENTI TRAVE-COLONNA

### Verifiche di resistenza (RES)

I collegamenti trave-colonna devono essere progettati in modo da consentire la formazione delle zone dissipative alle estremità delle travi secondo le indicazioni di cui al § 7.5.3.1. In particolare, la capacità a flessione del collegamento trave-colonna,  $M_{j,Rd}$ , deve soddisfare la seguente relazione

$$M_{j,Rd} \geq 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot M_{b,pl,Rd} \quad [7.5.12]$$

dove  $M_{b,pl,Rd}$  è la capacità a flessione della trave collegata e  $\gamma_{ov}$  è il coefficiente di sovrarresistenza.

## 7.5.4.4 PANNELLI D'ANIMA DEI COLLEGAMENTI TRAVE-COLONNA

### Verifiche di resistenza (RES)

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

Tale requisito si può ritenere soddisfatto quando:

$$V_{vp,Ed} / \min(V_{vp,Rd}, V_{vb,Rd}) < 1 \quad [7.5.13]$$

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

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

## 7.5.4.5 COLLEGAMENTI COLONNA-FONDAZIONE

### Verifiche di resistenza (RES)

Il collegamento colonna-fondazione deve essere progettato in modo tale che la sua capacità sia maggiore della capacità della colonna ad esso collegata.

In particolare, la capacità a flessione del collegamento deve rispettare la seguente disuguaglianza

$$M_{C,Rd} \geq 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot M_{c,pl,Rd}(N_{Ed}) \quad [7.5.14]$$

dove  $M_{c,pl,Rd}$  è la capacità a flessione della colonna, valutata per la domanda a sforzo normale  $N_{Ed}$  che fornisce la condizione più gravosa per il collegamento di base. Il coefficiente  $\gamma_{ov}$  è fornito nel § 7.5.1.

# Circolare applicativa n. 7 – 2019

## C7.5.4 REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE INTELAIATE

### C7.5.4.4 PANNELLI D'ANIMA DEI COLLEGAMENTI TRAVE-COLONNA

Affinché il pannello d'anima della colonna possa sostenere lo sviluppo del meccanismo dissipativo globale a telaio, secondo uno degli schemi proposti nella Figura C7.5.1, è necessario che la forza di taglio trasmessa dalle travi al pannello d'anima della colonna sia calcolata in condizioni di collasso. Per tale motivo la forza con cui è necessario confrontare la resistenza a taglio di progetto del pannello,  $V_{WP,Rd}$ , non deriva dalle sollecitazioni di calcolo ottenute dall'analisi strutturale, bensì dal momento plastico resistente delle travi in esso concorrenti tramite la formula

$$V_{WP,Ed,U} = \gamma_{ov} \cdot \frac{\sum M_{b,pl,Rd}}{Z} \left( 1 - \frac{z}{H - h_b} \right) \quad [C7.5.1]$$

dove  $\sum M_{b,pl,Rd}$  è la sommatoria dei momenti plastici resistenti delle travi,  $H$  è l'altezza di interpiano del telaio,  $z$  è il braccio di coppia interna della trave ed  $h_b$  è l'altezza della sezione della trave. La resistenza del pannello nodale privo di piatti di irrigidimento e/o continuità, ove i fenomeni di instabilità non siano condizionanti, è data da

$$V_{WP,Rd} \geq \frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot A_{VC} \cdot \sqrt{1 - \left( \frac{\sigma}{f_y} \right)^2} \quad [C7.5.2]$$

dove  $A_{VC}$  (§ 4.2.4.1.2.4) è l'area resistente a taglio, mentre  $\sigma$  è la tensione normale media agente nel pannello dovuta allo sforzo normale di calcolo presente nella colonna.

In Figura C7.5.2 sono rappresentati i dettagli costruttivi dei pannelli nodali, cui è necessario fare riferimento per il calcolo della resistenza a taglio. Nel caso di collegamenti trave-colonna saldati i piatti di continuità in prosecuzione delle ali della trave devono essere sempre previsti.

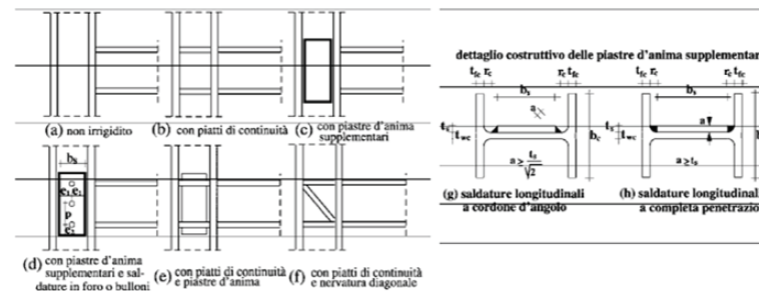


Figura C7.5.2 - Dettagli costruttivi di pannelli nodali irrigiditi

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

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

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

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

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

$1,3 \leq \bar{\lambda} \leq 2$  in telai con controventi ad X;

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

### Verifiche di Resistenza (RES)

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

$$N_{Ed}/N_{b,Rdp}(M_{Ed}) \leq 1 \quad [7.5.15]$$

essendo

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

$N_{Ed}$  ed  $M_{Ed}$  i valori della domanda a sforzo normale e flessione dovuta alle combinazioni sismiche di progetto, valutate rispettivamente mediante le espressioni 7.5.7 e 7.5.8, ponendo  $\Omega$  il minimo valore tra gli  $\Omega_i = N_{pl,Rdi} / N_{Ed,i}$  dove  $N_{pl,Rdi}$  è la capacità a sforzo normale della i-esima diagonale e  $N_{Ed,i}$  la domanda a sforzo normale per la combinazione sismica, calcolati per tutti gli elementi di controvento in cui si attende la formazione di zone dissipative.

Per garantire un comportamento dissipativo omogeneo delle diagonali all'interno della struttura, i valori massimo e minimo dei coefficienti  $\Omega_i = N_{pl,Rdi} / N_{Ed,i}$  dove  $N_{pl,Rdi}$  è la capacità a sforzo normale della i-esima diagonale e  $N_{Ed,i}$  la domanda a sforzo normale per la combinazione sismica, calcolati per tutti gli elementi di controvento in cui si attende la formazione di zone dissipative, devono differire non più del 25%.

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

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

I collegamenti delle diagonali alle altre parti strutturali devono garantire il rispetto dei requisiti di cui al § 7.5.3.1.

### Verifiche di Duttilità (DUT)

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

## Circolare applicativa n. 7 – 2019

### C7.5.5 REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE CON CONTROVENTI CONCENTRICI

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

$$\frac{|A^+ - A^-|}{A^+ + A^-} \leq 0,05 \quad [C7.5.3]$$

essendo  $A^+$  e  $A^-$  le proiezioni verticali delle sezioni trasversali delle diagonali tese, valutate per i due versi possibili delle azioni sismiche, secondo quanto presentato nella Figura C7.5.3.

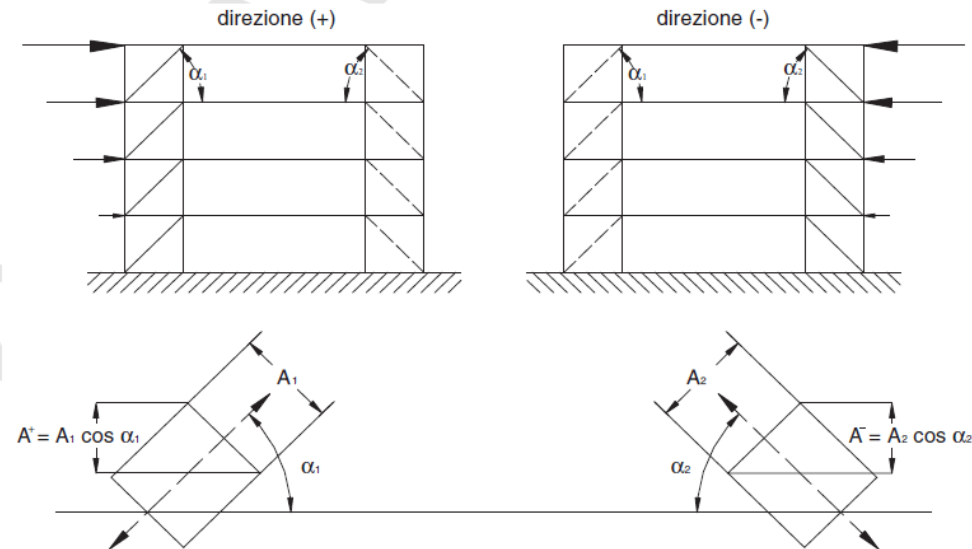


Figura C7.5.3 - Definizione dell'area delle sezioni dei controventi tesi,  $A^+$  ed  $A^-$ , da utilizzare nella formula C7.5.3

### 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», è affidato il compito di dissipare l'energia sismica attraverso deformazioni plastiche cicliche taglianti e/o flessionali. Gli elementi di connessione possono essere componenti orizzontali o verticali.

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

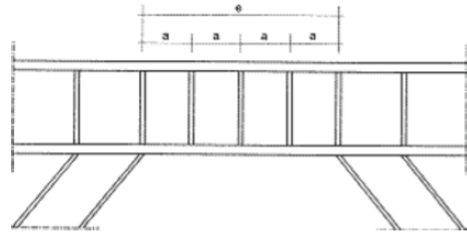
$$\text{"corti":} \quad e \leq 0,8(1 + \alpha) \frac{M_{1,Rd}}{V_{1,Rd}} \quad [7.5.16a]$$

$$\text{"intermedi":} \quad 0,8(1 + \alpha) \frac{M_{1,Rd}}{V_{1,Rd}} < e < 1,5(1 + \alpha) \frac{M_{1,Rd}}{V_{1,Rd}} \quad [7.5.16b]$$

$$\text{"lunghi":} \quad e \geq 1,5(1 + \alpha) \frac{M_{1,Rd}}{V_{1,Rd}} \quad [7.5.16c]$$

dove  $M_{1,Rd}$  e  $V_{1,Rd}$  sono, rispettivamente, la capacità a flessione e la capacità a taglio dell'elemento di connessione,  $\alpha$  è il rapporto tra il valore minore ed il maggiore della domanda a flessione attesa alle due estremità dell'elemento di connessione.

## Circolare applicativa n. 7 – 2019



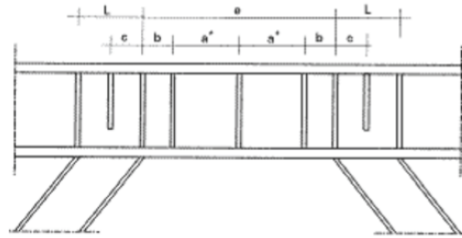
$$a \leq 29t_w - h_b / 5 \quad \text{per} \quad \gamma_p = \pm 0,09 \text{ rad}$$

$$a \leq 38t_w - h_b / 5 \quad \text{per} \quad \gamma_p = \pm 0,06 \text{ rad}$$

$$a \leq 56t_w - h_b / 5 \quad \text{per} \quad \gamma_p = \pm 0,03 \text{ rad}$$

$t_w$  è lo spessore dell'anima,  $h_b$  l'altezza della trave e  $\gamma_p$  la massima deformazione plastica a taglio.

a) «Elementi di connessione corti»



$$B = \min [h_b, 1,5b_f]$$

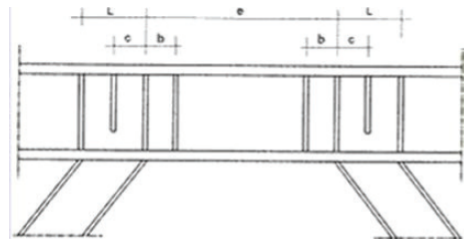
$$C = \min [1,5b_f, 1,5L]$$

$$a^* = a_{\text{pere}} = 1,6 \frac{M_{LRd}}{V_{LRd}}$$

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

per valori intermedi di  $e$  si esegua un'interpolazione lineare

b) «Elementi di connessione intermedi»



$$b = 1,5b_f$$

$$c = \min [1,5b_f, 1,5L]$$

c) «Elementi di connessione lunghi»

Figura C7.5.4 - Dettagli costruttivi degli elementi di connessione

Per quanto riguarda gli elementi di connessione corti, l'instabilità inelastica a taglio potrebbe limitare le capacità dissipative di tali elementi che potrebbero, quindi, non raggiungere la necessaria capacità rotazionale (espressa in termini di mrad). Pertanto, allo scopo di migliorare la duttilità locale, devono essere impiegati degli irrigidimenti d'anima il cui interasse "a", perché si raggiunga un'adeguata capacità deformativa, deve soddisfare le limitazioni presentate nella Figura C7.5.4 (a).

Il comportamento degli elementi di connessione lunghi è dominato dalla plasticizzazione per flessione per cui è necessario disporre irrigidimenti che coprano tutta l'altezza dell'anima del profilo. Anche nel caso di collegamenti "intermedi" o "lunghi" il passo degli irrigidimenti governa le capacità dissipative dell'elemento. Per ottenere "link" di buone proprietà dissipative è necessario seguire le prescrizioni costruttive presentate nelle figure C7.5.4 (b) e C7.5.4 (c).



## NTC 2018

### Verifiche di Resistenza (RES)

Per le sezioni ad I la capacità a flessione,  $M_{1,Rd}$  e la capacità a taglio,  $V_{1,Rd}$  dell'elemento di connessione sono definiti, in assenza di domanda a sforzo normale, rispettivamente dalle formule:

$$M_{1,Rd} = f_y \cdot b \cdot t_f \cdot (h - t_f) \quad [7.5.17]$$

$$V_{1,Rd} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot t_w \cdot (h - t_f) \quad [7.5.18]$$

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

Quando sia soddisfatta la relazione  $N_{Ed}/N_{pl,Rd} < 0,15$  occorre che ad entrambe le estremità del collegamento la capacità a taglio ed a flessione siano maggiori della corrispondente domanda:

$$V_{Ed} \leq V_{1,Rd} \quad [7.5.19]$$

$$M_{Ed} \leq M_{1,Rd} \quad [7.5.20]$$

essendo  $N_{Ed}$ ,  $V_{Ed}$ , e  $M_{Ed}$  i valori della domanda a sforzo normale, taglio e flessione agenti in corrispondenza delle estremità dell'elemento di connessione e  $N_{pl,Rd}$  la capacità a sforzo normale della sezione costituente l'elemento di connessione.

Quando il valore di progetto della domanda a sforzo normale  $N_{Ed}$  agente sull'elemento di connessione supera il 15% della corrispondente capacità della sezione costituente l'elemento  $N_{pl,Rd}$ , tale domanda va tenuta opportunamente in conto riducendo la capacità a taglio,  $V_{1,Rd}$  e a flessione,  $M_{1,Rd}$  dell'elemento di connessione stesso, adottando le seguenti espressioni

$$V_{1,Rd,r} = V_{1,Rd} \left[ 1 - \left( N_{Ed} / N_{pl,Rd} \right)^2 \right]^{0,5} \quad [7.5.21]$$

$$M_{1,Rd,r} = M_{1,Rd} \left[ 1 - \left( N_{Ed} / N_{pl,Rd} \right) \right] \quad [7.5.22]$$

## NTC 2018

Se  $N_{Ed}/N_{pl,Rd} \geq 0,15$  occorre anche che sia:

$$e \leq 1,6 \cdot M_{1,Rd} / V_{1,Rd} \quad \text{se } R < 0,3 \quad [7.5.23]$$

$$e \leq (1,15 - 0,5 \cdot R) 1,6 \cdot M_{1,Rd} / V_{1,Rd} \quad \text{se } R \geq 0,3 \quad [7.5.24]$$

dove  $R = N_{Ed} t_w (d - 2t_f) / (V_{Ed} A)$ , in cui  $A$  è l'area lorda del collegamento.

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

$$N_{Rd}(M_{Ed}, V_{Ed}) \leq N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \quad [7.5.25]$$

dove:

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

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

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

$\gamma_{ov}$  è il coefficiente di sovraresistenza del materiale di cui al § 7.5.1;

$\Omega$  è pari al valore minimo dei coefficienti  $\Omega_i = 1,5 V_{1,Rd,i} / V_{Ed,i}$  per elementi di connessione corti in cui si localizzano le zone dissipative e  $\Omega_i = 1,5 M_{1,Rd,i} / M_{Ed,i}$  per tutti gli elementi di connessione lunghi e intermedi in cui si localizzano le zone dissipative, dove  $V_{Ed,i}$  e  $M_{Ed,i}$  sono i valori della domanda a taglio e flessione dell' $i$ -esimo elemento di connessione per la combinazione sismica di progetto,  $V_{1,Rd,i}$  e  $M_{1,Rd,i}$  sono le capacità a taglio e flessione dell' $i$ -esimo elemento di connessione.

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

$$E_d = E_{d,G} + 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega_i \cdot E_{d,E} \quad [7.5.26]$$

dove:

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

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

$\gamma_{ov}$  è il coefficiente di sovraresistenza;

## NTC 2018

$\Omega_i$  è il coefficiente relativo all'elemento di connessione considerato e calcolato come indicato nel presente paragrafo.

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

### Verifiche di Duttilità (DUT)

Qualora non si effettuino specifiche verifiche di duttilità di cui al § 7.5.3.2:

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

$$\text{elementi corti: } \theta_p \leq 0,08 \text{ rad} \quad [7.5.26a]$$

$$\text{elementi lunghi: } \theta_p \leq 0,02 \text{ rad} \quad [7.5.26a]$$

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

## NTC 2018

### Dettagli costruttivi

Il comportamento degli elementi di connessione lunghi è dominato dalla plasticizzazione per flessione. Le modalità di collasso tipiche di tali elementi di connessione sono rappresentate dalla instabilità locale della piattabanda compressa e dalla instabilità flessio-torsionale. Al fine di evitare tali fenomeni, occorre disporre irrigidimenti ad una distanza massima pari a  $1.5 b$ , essendo  $b$  la larghezza della flangia del profilo costituente l'elemento di connessione, dall'estremità dell'elemento di connessione stesso.

In tutti i casi, gli irrigidimenti d'anima devono essere disposti da ambo i lati in corrispondenza delle estremità delle diagonali. Nel caso di elementi di connessione corti e travi di modesta altezza (minore di 600 mm) è sufficiente che gli irrigidimenti siano disposti da un solo lato dell'anima, impegnando almeno i  $3/4$  della altezza dell'anima stessa. Tali irrigidimenti devono avere spessore non inferiore a  $t_w$ , e comunque non inferiore a 10 mm, e larghezza pari a  $(b/2) - t_w$  essendo  $t_w$  lo spessore dell'anima del profilo costituente l'elemento di connessione.

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

Le saldature che collegano il generico elemento di irrigidimento all'anima devono possedere una capacità tale da soddisfare una domanda pari a  $A_{st} f_y$  essendo  $A_{st}$  l'area dell'elemento di irrigidimento; le saldature che lo collegano alle piattabande devono possedere una capacità superiore a  $A_{st} f_y/4$ .