

Università di Trieste
Dipartimento di Ingegneria e Architettura

Corso di
Progettazione e riabilitazione
Sismica delle Strutture

Modulo 1: Progettazione strutturale in zona sismica

COSTRUZIONI MISTE ACCIAIO-CALCESTRUZZO

Prof. Ing. Natalino Gattesco

GENERALITA'

Gli edifici con struttura sismo-resistente composta acciaio-calcestruzzo devono essere progettati assumendo uno dei seguenti comportamenti strutturali:

- a. Comportamento strutturale non dissipativo
- b. Comportamento strutturale dissipativo, con zone dissipative localizzate in componenti e membrature composte acciaio-calcestruzzo;
- c. Comportamento strutturale dissipativo, con zone dissipative localizzate in componenti e membrature in acciaio;

Nel caso a), la capacità delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata in accordo con le regole di cui al § 4.3. delle NTC 2018, ossia le verifiche sui singoli elementi e sui collegamenti si eseguono come per le strutture soggette ai soli carichi statici.

Nel caso di comportamento strutturale dissipativo, la capacità delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata in accordo con le regole di cui al § 4.3. delle NTC, integrate dalle regole di progettazione e di dettaglio di seguito riportate.

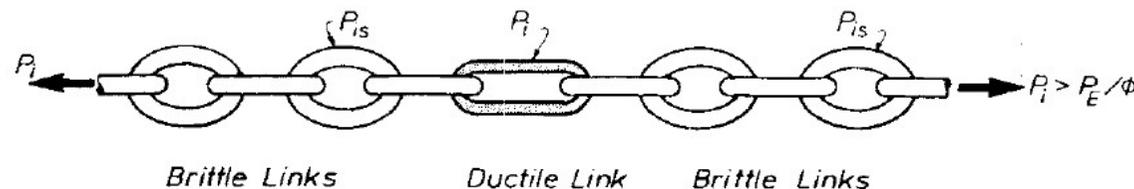
Le strutture devono essere progettate in modo che le zone dissipative si sviluppino ove la plasticizzazione o l'instabilità locale o altri fenomeni di degrado dovuti al comportamento isteretico non influenzino la stabilità globale della struttura.

GENERALITA'

L'assunzione del **comportamento strutturale tipo c)** è subordinata all'adozione di **misure specifiche atte a prevenire l'eventualità che componenti in calcestruzzo contribuiscano alla capacità delle zone dissipative.**

Pertanto durante l'evento sismico le zone dissipative devono essere localizzate **esclusivamente nei componenti in acciaio strutturale**; deve essere quindi garantita l'integrità dei componenti di calcestruzzo soggetti a compressione.

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



TIPOLOGIE STRUTTURALI

Le [costruzioni composte acciaio-calcestruzzo](#) possono essere realizzate con riferimento alle [tipologie strutturali seguenti](#), il cui funzionamento è descritto per le costruzioni in acciaio:

- a) strutture intelaiate;**
- b) strutture con controventi concentrici realizzati in acciaio strutturale;**
- c) strutture con controventi eccentrici nelle quali gli elementi di connessione, dove si localizzano le zone dissipative, devono essere realizzati in acciaio strutturale;**
- d) strutture a mensola o a pendolo inverso;**
- e) strutture intelaiate controventate.**

Per [strutture con pareti o nuclei in c.a.](#), nelle quali la resistenza all'azione sismica è affidata agli [elementi strutturali di calcestruzzo armato](#), si rimanda alle [costruzioni in c.a.](#) Le pareti possono essere accoppiate mediante travi in acciaio o composte acciaio-calcestruzzo.

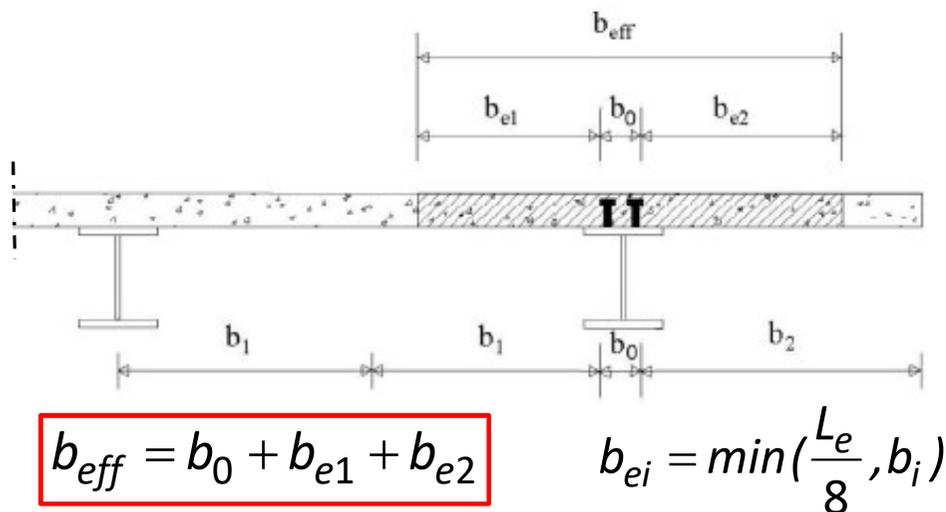
FATTORI DI COMPORTAMENTO

Si applicano le prescrizioni per le strutture in acciaio e, per quanto riguarda il valore massimo del valore di base q_0 del fattore di comportamento, si applica la tabella seguente, a condizione che siano rispettate le prescrizioni e le regole esposte nel seguito.

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

RIGIDEZZA DELLA SEZIONE COMPOSTA

La rigidezza elastica delle sezioni in cui il calcestruzzo è in compressione deve essere valutata utilizzando un coefficiente di omogeneizzazione $n = E_a/E_{cm} = 7$. Nel caso di cls compresso, si considera il momento di inerzia della sezione non fessurata; nel caso di cls teso, si considera quello della sezione fessurata.

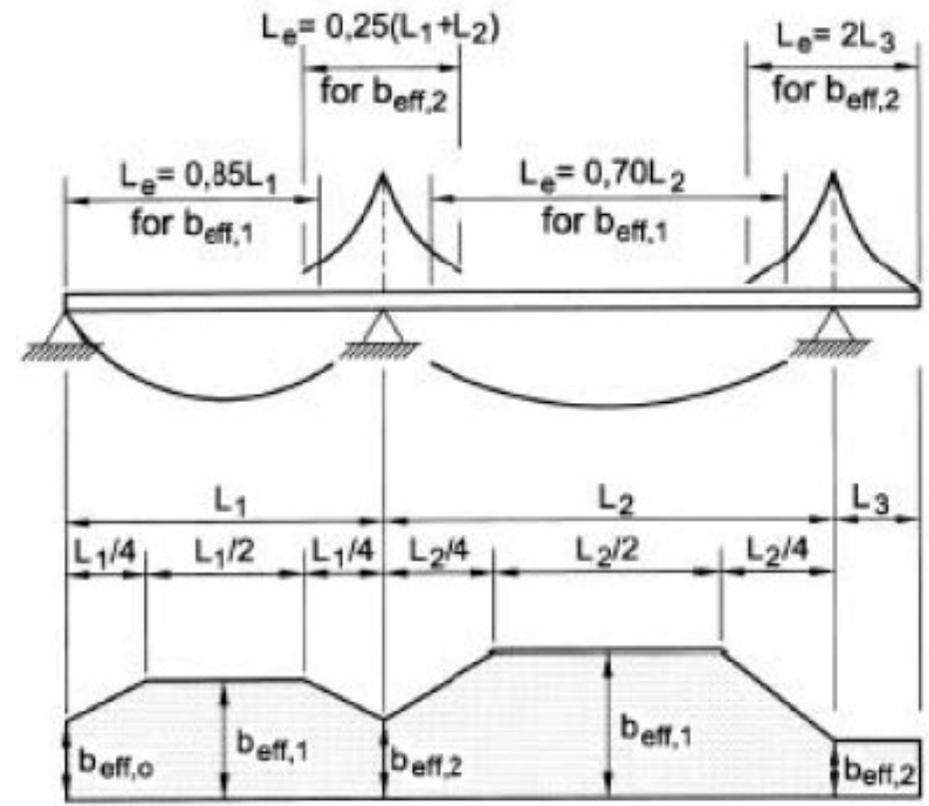


$$b_{eff} = b_0 + b_{e1} + b_{e2}$$

$$b_{ei} = \min\left(\frac{L_e}{8}, b_i\right)$$

$$b_{eff} = b_0 + \beta_1 b_{e1} + \beta_1 b_{e2}$$

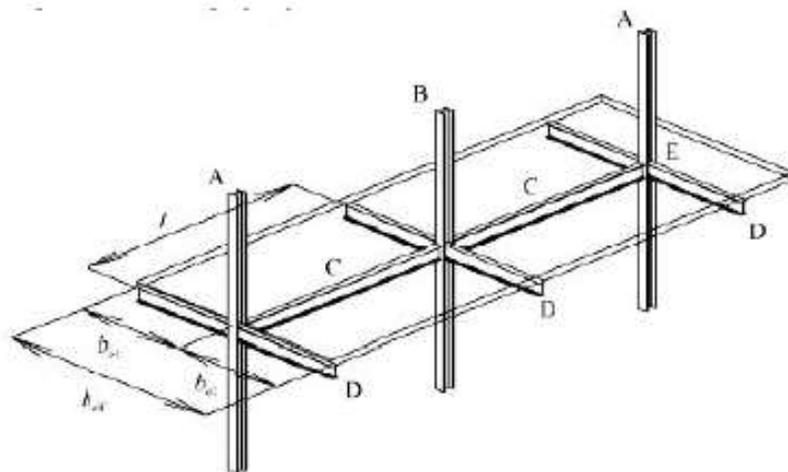
$$\beta_i = \left(0.55 + 0.025 \frac{L_e}{b_{eff,i}} \right) \leq 1.0$$



RIGIDEZZA DELLA SEZIONE COMPOSTA

Le aliquote collaboranti vengono determinate in base alle indicazioni della Tabella seguente:

	Membratura trasversale	Larghezza efficace parziale b_{ei}
Nodo/Colonna interni	Presente o non presente	Per M : 0,05 L Per M^+ : 0,0375 L
Nodo/Colonna esterni	Presente	
Nodo/Colonna esterni	Non presente/Armatura non ancorata	Per M : 0 Per M^+ : 0,025 L



- A = colonna esterna
- B = colonna interna
- C = trave longitudinale
- D = trave trasversale
- E = sbalzo in calcestruzzo

b_{ei} PER CALCOLO MOMENTO PLASTICO

Segno del momento flettente	Posizione	Membratura trasversale	Larghezza efficace parziale b_{ei}
Negativo, M^-	Colonna interna	Armatura sismica incrociata	0,10 L
Negativo, M^-	Colonna esterna	Armature ancorate alle travi di facciata o al cordolo di estremità	0,10 L
Negativo, M^-	Colonna esterna	Armature non ancorate alle travi di facciata o al cordolo di estremità	0
Positivo, M^+	Colonna interna	Armatura sismica incrociata	0,075 L
Positivo, M^+	Colonna esterna	Trave in acciaio trasversale dotata di connettori; Soletta disposta in modo da raggiungere o superare il filo esterno della colonna disposta in asse forte	0,075 L
Positivo, M^+	Colonna esterna	Trave trasversale assente o priva di connettori; Soletta disposta in modo da raggiungere o superare il filo esterno della colonna disposta in asse forte	$b_{magg}/2 + 0,7 h_c/2$
Positivo, M^+	Colonna esterna	Disposizioni differenti	$b_{magg}/2 \leq 0,05 L$

CRITERI DI PROGETTO PER ELEMENTI DISSIPATIVI

Le regole di progetto seguenti si applicano agli elementi composti acciaio-calcestruzzo delle strutture sismo-resistenti progettati per avere un comportamento strutturale dissipativo. Tali elementi devono avere un'adeguata capacità in termini di resistenza e duttilità. La duttilità è ottenuta rispettando i criteri di progetto e i dettagli costruttivi.

Nel caso di comportamento strutturale dissipativo con zone dissipative localizzate in componenti e membrature composte acciaio-clc, la capacità deve essere valutata per gli elementi in acciaio secondo quanto indicato nel § 7.5.

Nelle disposizioni riportate nel seguito, le zone dissipative sono localizzate nelle membrature, pertanto i collegamenti e tutte le componenti non dissipative della struttura devono essere dotati di adeguata capacità.

CRITERI DI PROGETTO PER ELEMENTI DISSIPATIVI

Verifiche di resistenza

La progettazione sismica delle strutture composte acciaio-calcestruzzo è basata sulla **valutazione del limite inferiore** ($E_{pl,Rd}$) e **del limite superiore** ($E_{U,Rd}$) della capacità.

Il **limite inferiore della capacità** delle zone dissipative, $E_{pl,Rd}$, deve essere confrontato con la domanda ottenuta dalla combinazione sismica delle azioni E_{Sd} , per cui deve risultare $E_{Sd} \leq E_{pl,Rd}$.

Il **limite superiore della capacità** delle zone dissipative ($E_{U,Rd}$) deve essere utilizzato nella **verifica della capacità delle altre componenti strutturali** coinvolte nello sviluppo dei meccanismi di collasso prescelti.

$$E_{U,Rd} \geq 1.1 \gamma_{ov} E_{pl,Rd}$$

Per il progetto dei collegamenti adiacenti le zone dissipative deve risultare:

$$R_{j,d} \geq R_{U,Rd}$$

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

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

CRITERI DI PROGETTO PER ELEMENTI DISSIPATIVI

Verifiche di resistenza

Nei nodi trave-colonna adiacenti le zone dissipative di telai con colonne costituite da profili rivestiti completamente o parzialmente di calcestruzzo, la capacità a taglio del pannello d'anima della colonna può essere calcolata come la somma dei contributi del calcestruzzo e del pannello in acciaio. In particolare, se l'altezza della sezione della trave non differisce da quella del pilastro di più del 40%, la capacità a taglio si ottiene sommando i due contributi forniti, rispettivamente, dall'acciaio e dal calcestruzzo:

$$V_{wp,Rd} = 0.8 (V_{wp,s,Rd} + V_{wp,c,Rd})$$

La domanda a taglio è calcolata considerando 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.

$$V_{wp,Sd} \leq V_{wp,Rd}$$

CRITERI DI PROGETTO PER ELEMENTI DISSIPATIVI

Verifiche di resistenza

La **capacità a taglio dell'acciaio**, in assenza di torsione è:

$$V_{wp,s,Rd} = \frac{A_v f_{yk}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

Per la **capacità a taglio del cls** si può utilizzare la relazione:

$$V_{wp,c,Rd} = 0.85 v A_c f_{cd} \sin \vartheta$$

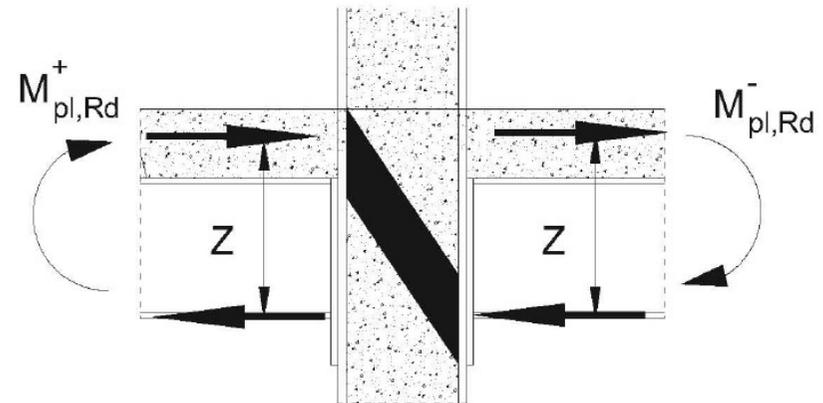
$$A_c = 0.8 (b_c - t_w) (h - 2t_f) \cos \vartheta$$

$$\cos \vartheta = \arctan \left(\frac{h - 2t_f}{z} \right) \quad v = 0.55 \left(1 + 2 \left(\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right) \right) \leq 1$$

A_c è l'area della sezione del puntone inclinato

b_c è la larghezza del rivestimento in cls

h è l'altezza della sezione della colonna, t_f e t_w sono lo spessore della flangia e dell'anima del profilo



CRITERI DI PROGETTO PER ELEMENTI DISSIPATIVI

Verifiche di duttilità

La verifica deve essere effettuata adottando le **misure di deformazione adeguate ai meccanismi duttili previsti** per le diverse tipologie strutturali.

Per le tipologie viste, si possono utilizzare le misure di deformazione locale d :

- **elementi inflessi o presso inflessi di strutture intelaiate: rotazione alla corda;**
- **elementi prevalentemente tesi e compressi di strutture controventate: allungamento complessivo del 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.**

La duttilità locale è definita come segue:

$$\mu = d_u / d_y$$

CRITERI DI PROGETTO PER ELEMENTI DISSIPATIVI

Verifiche di duttilità

La **domanda di prestazione in duttilità locale** è definita dal rapporto tra il valore di deformazione d_u **misurato mediante analisi non lineare** e il valore di deformazione d_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

$$d_u = \mu_d d_e$$

$$\mu_d = q \quad \text{se } T_1 \geq T_C$$

$$\mu_d = 1 + (q - 1)T_C / T_1 \quad \text{se } T_1 < T_C$$

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

La **capacità in duttilità**, 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**.

CRITERI DI PROGETTO PER ELEMENTI DISSIPATIVI

Verifiche di duttilità

La **verifica di duttilità** si ritiene comunque soddisfatta qualora siano **rispettate, le prescrizioni ed i dettagli costruttivi per le zone dissipative riportati nel seguito**, le prescrizioni ed i dettagli costruttivi per ciascuna tipologia ed elemento 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:

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

N_{Ed} è la domanda a sforzo normale

$N_{pl,Rd}$ è la capacità a sforzo normale

Nelle zone dissipative, il rapporto tra la **larghezza e lo spessore dei pannelli d'anima e delle ali** deve rispettare i seguenti limiti:

- per le **zone dissipative in solo acciaio** (non rivestite in calcestruzzo) valgono le indicazioni viste per le strutture in acciaio;
- per le **zone dissipative rivestite in calcestruzzo** i valori dei rapporti larghezza-spessore per le facce dei profilati metallici impiegati devono rispettare le limitazioni di cui alla tabella seguente.

CRITERI DI PROGETTO PER ELEMENTI DISSIPATIVI

Verifiche di duttilità

Tab. 7.6.I - Valori limite della snellezza per i profilati metallici

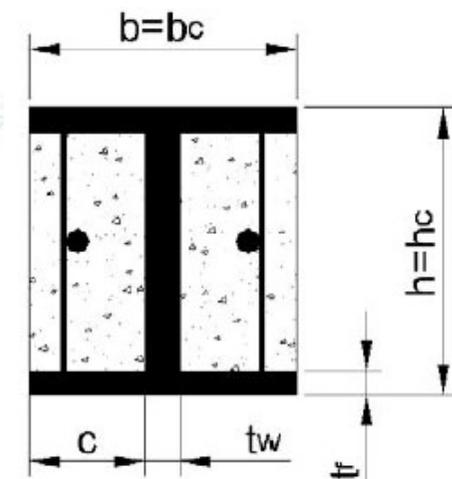
Valore di base q_0 del fattore di comportamento	$1,5 \div 2 \leq q_0 \leq 4$	$q_0 > 4$
Sezione ad H o I parzialmente o totalmente rivestita in calcestruzzo: limiti per le sporgenze delle ali c/t_f	14ε	9ε
Sezione rettangolare cava riempita di calcestruzzo: h/t limite	38ε	24ε
Sezione circolare cava riempita di calcestruzzo: d/t limite	$85 \varepsilon^2$	$80 \varepsilon^2$

Essendo:

$$\varepsilon = (235/f_{yk})^{0,5}$$

c/t_f : il rapporto tra la larghezza e lo spessore della parte in aggetto dell'ala

d/t ed h/t : i rapporti tra massima dimensione esterna e spessore.

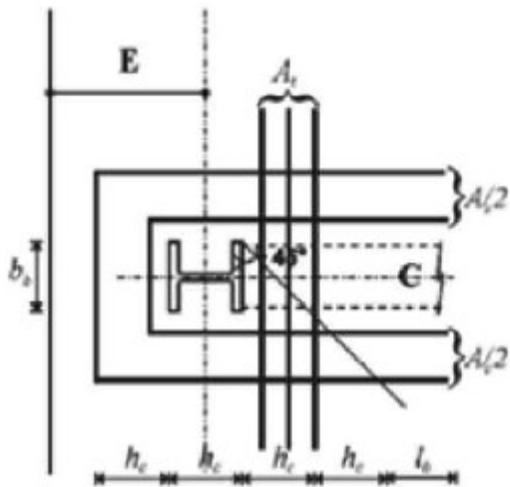


DETTAGLI COSTRUTTIVI

Collegamenti composti nelle zone dissipative

I meccanismi che si attivano nelle zone di nodo tra trave composta e colonna composta o in acciaio possono essere diversi a seconda del segno del momento trasferito dalla trave e ad alcuni dettagli costruttivi.

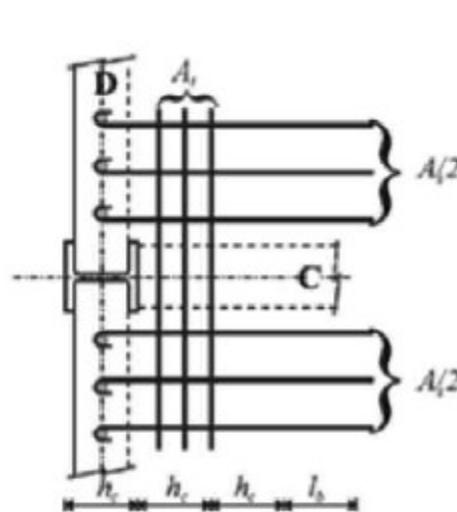
La disposizione delle barre d'armatura è efficace solo se la connessione tra trave e colonna è sufficientemente rigida da permettere la formazione delle cerniere plastiche nelle travi composte



A₁

A Nodo esterno

B Nodo interno

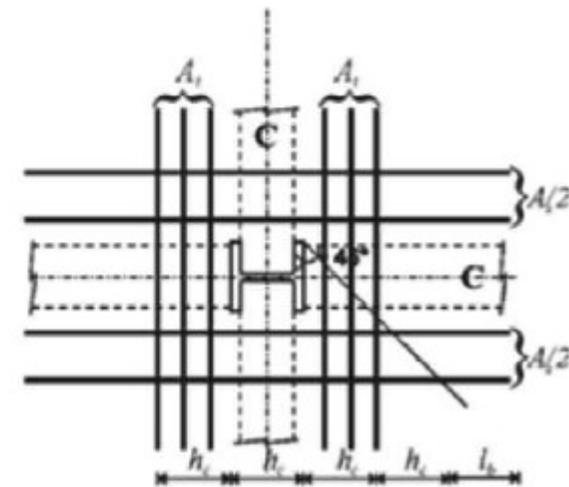


A₂

Dove:

C Trave in acciaio

D Trave in acciaio trasversale



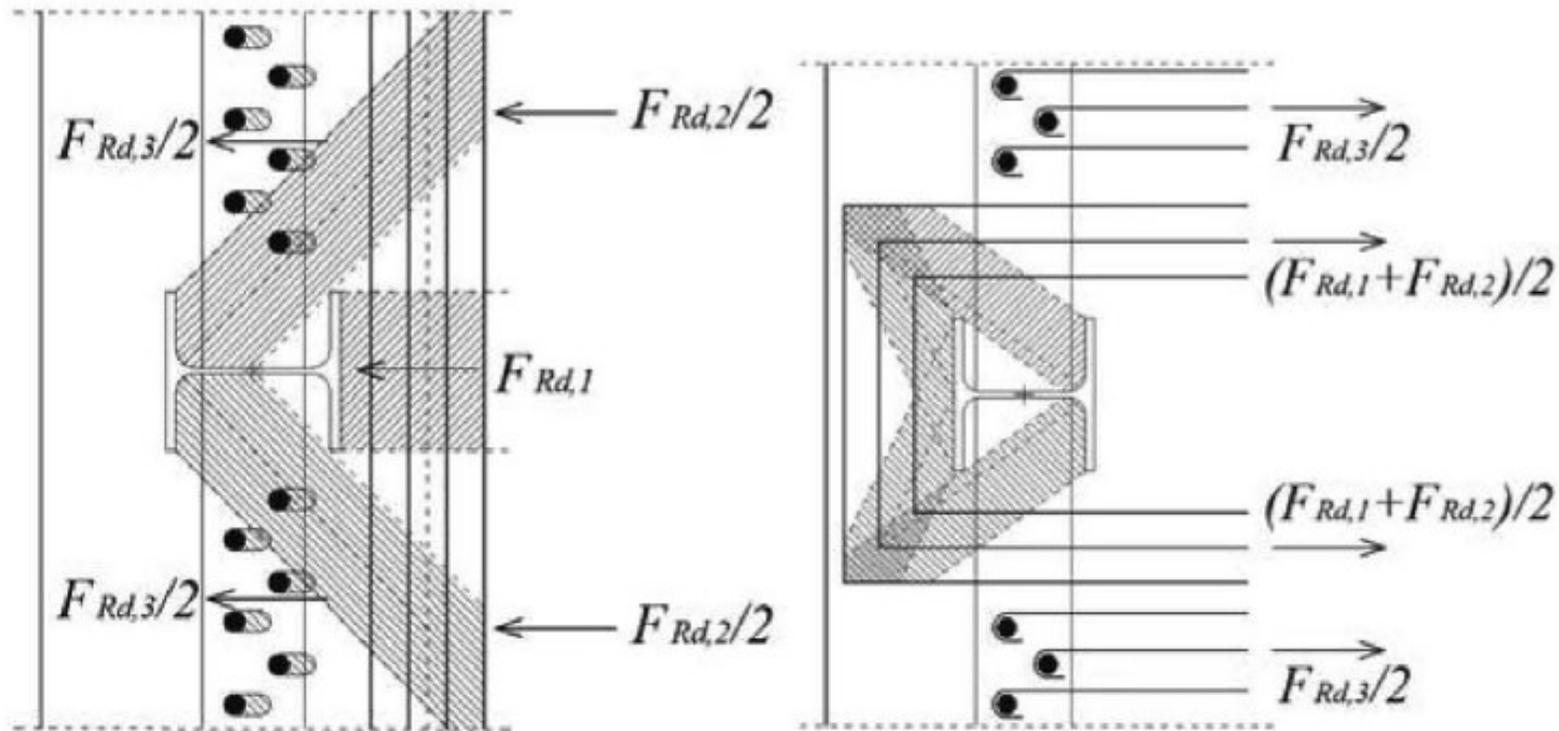
B

E Sbalzo in calcestruzzo armato

DETTAGLI COSTRUTTIVI

Modelli resistenti per la soletta soggetta a compressione

I meccanismi che si possono attivare in un nodo esterno per i casi di momento positivo e negativo sono illustrati in figura.



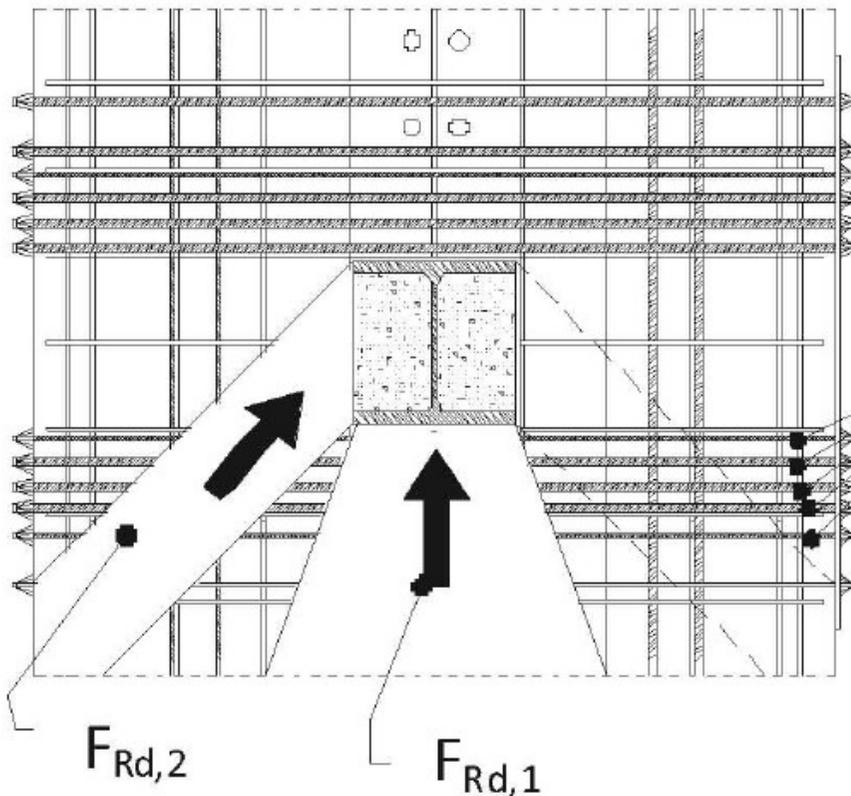
Momento positivo
(soletta compressa)

Momento negativo
(soletta tesa)

DETTAGLI COSTRUTTIVI

Modelli resistenti per la soletta soggetta a compressione

In presenza di momento positivo si possono individuare tre meccanismi di trasferimento della compressione dalla soletta alla colonna



Armatura trasversale
antismica

Meccanismo 1 – compressione diretta
sull'ala della colonna

Meccanismo 2 – puntoni inclinati verso
l'anima della colonna

Meccanismo 3 – compressione sui pioli
della trave trasversale

La forza trasmessa alla colonna dal **meccanismo 1** (Figura C7.6.3), si calcola come segue:

$$F_{Rd,1} = d_{eff} \cdot b_b \cdot f_{cd} \quad [C7.6.1]$$

dove d_{eff} e b_b sono, rispettivamente, lo spessore e la larghezza della sezione della soletta a contatto con la colonna. Nel caso di soletta realizzata con lamiera grecata d_{eff} è lo spessore di calcestruzzo al di sopra delle greche. Per il completo sviluppo della resistenza $F_{Rd,1}$ è necessario disporre un quantitativo minimo di armatura di "confinamento" la cui area complessiva deve rispettare la disuguaglianza:

$$A_T \geq 0,25 \cdot d_{eff} \cdot b_b \cdot \frac{0,15l - b_b}{0,15l} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd,T}} \quad [C7.6.2]$$

dove $f_{yd,T}$ è la tensione di snervamento di progetto dell'armatura trasversale disposta in prossimità della colonna ed l è la luce della trave composta collegata al nodo trave-colonna. La prima barra di armatura trasversale o rete elettrosaldada (se considerata nel calcolo) deve essere posta a non più di 30 mm dalla colonna composta.

La forza trasmessa alla colonna dal **meccanismo 2** (Figura C7.6.3), è pari a:

$$F_{Rd,2} = 0,7 \cdot h_c \cdot d_{eff} \cdot f_{cd} \quad [C7.6.3]$$

dove h_c è l'altezza della sezione della colonna. Affinché possano formarsi i due puntoni inclinati del **meccanismo 2** è necessario disporre un quantitativo di armatura minimo pari a:

$$A_T \geq \frac{F_{Rd,2}}{2 \cdot f_{yd,T}} \quad [C7.6.4]$$

Tale armatura deve essere distribuita su una lunghezza uguale all'altezza h_c della sezione della colonna e le barre trasversali d'armatura impiegate devono avere una lunghezza almeno pari a $L = b_b + 4h_c + 2l_b$, dove l_b è la lunghezza d'ancoraggio necessaria affinché la singola barra di armatura possa sviluppare la sua tensione di snervamento $f_{yd,T}$.

La massima compressione $F_{c,max}$ trasferibile dalla trave composta alla colonna in un nodo trave-colonna esterno in assenza di trave trasversale e soggetta a momento flettente positivo, è dunque pari a:

$$F_{c,max} = F_{Rd,1} + F_{Rd,2} = (0,7h_c + b_b) \cdot d_{eff} \cdot f_{cd} \quad [C7.6.5]$$

Per quanto riguarda il contributo del meccanismo 3, da considerare in caso di trave trasversale collegata con pioli alla soletta, si rimanda al caso del nodo interno trattato successivamente poiché è analogo anche per il nodo esterno.

DETTAGLI COSTRUTTIVI

Nel caso di nodo esterno soggetto a momento negativo, i meccanismi presentati nella figura C7.6.2b si attivano solo in presenza di mensola esterna e possono essere ancora distinti come **meccanismo 1**, di compressione diretta sull'ala della colonna, **meccanismo 2**, di diffusione verso l'anima della colonna, **meccanismo 3**, di ancoraggio dell'armatura quando è presente la trave trasversale.

Si deve rilevare che nel caso di momento negativo la larghezza efficace della trave nella zona di nodo è determinata dall'angolo di diffusione θ delle bielle che si formano nella mensola, dipendenti dalla geometria dell'armatura posizionata nella mensola stessa, e in presenza di trave trasversale, dalla zona in cui sono ancorate le barre longitudinali ai pioli.

Pertanto la larghezza efficace della trave per il caso in esame di nodo esterno a momento negativo si deve definire come il minimo tra quella determinata dal suddetto dettaglio costruttivo e quella riportata dalla Tabella 7.6.IV delle NTC.

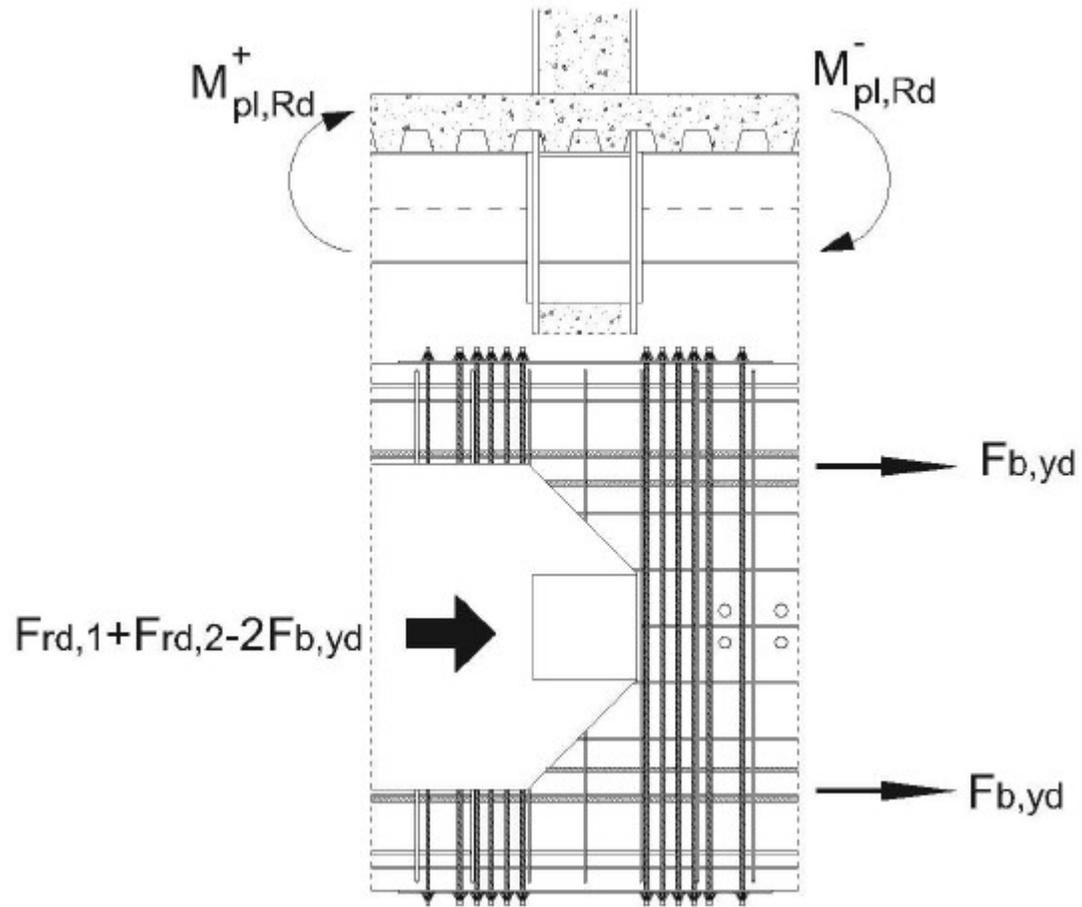
Nei nodi trave colonna interni appartenenti a telai progettati per avere un comportamento dissipativo, è necessario limitare la massima forza di compressione trasmissibile alla colonna con i **meccanismi 1** e **2**. L'assumere in fase di progetto un comportamento dissipativo per una struttura a telaio, impone infatti lo sviluppo delle cerniere plastiche all'estremità delle travi composte; per tale motivo, la massima compressione trasferibile alla colonna dalla trave soggetta a momento flettente positivo deve essere limitata in ragione della massima trazione che le barre d'armatura trasferiscono alla colonna dalla trave soggetta a momento flettente negativo, come mostrato in Figura C7.6.4.

In tal caso, considerando che si raggiunga lo snervamento delle armature prima della crisi del calcestruzzo, la massima compressione $F_{c,max}$ trasferibile alla colonna dalla trave composta è pari a:

$$F_{c,max} = F_{Rd,1} + F_{Rd,2} - 2 \cdot F_{b,yd} \quad [C7.6.6]$$

dove $2 \cdot F_{b,yd}$ è la forza complessiva dovuta allo snervamento delle barre longitudinali disposte sul lato teso della soletta che circonda la colonna composta.

DETTAGLI COSTRUTTIVI



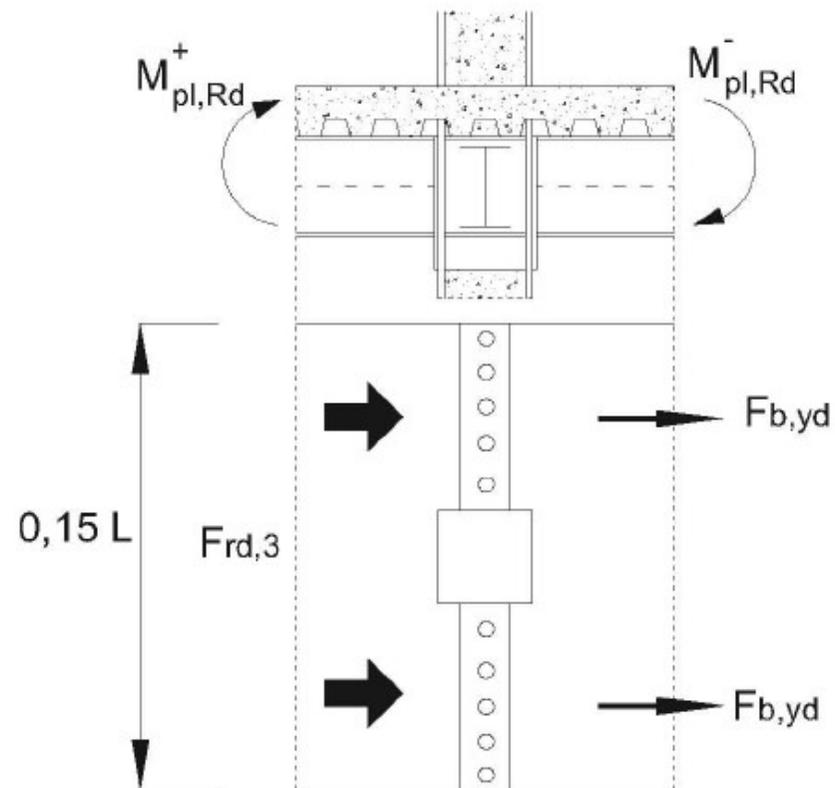
DETTAGLI COSTRUTTIVI

La presenza delle travi secondarie o di travi di bordo meccanicamente connesse con la soletta può rendere possibile un ulteriore meccanismo di trasferimento delle sollecitazioni di compressione (**meccanismo 3**), utile specialmente nei nodi trave-colonna interni al telaio ed in cui si abbia la presenza delle barre d'armatura in trazione. L'attivazione di questo meccanismo resistente è infatti assicurata dalla resistenza a taglio dei connettori disposti sull'ala superiore della trave secondaria e ricadenti all'interno di una zona di soletta larga $0,15L$ (Figura C7.6.5) con L luce della trave.

La resistenza del **meccanismo 3** è pari a:

$$F_{Rd,3} = n \cdot P_{Rd} \quad [C7.6.7]$$

dove n è il numero dei connettori a taglio presenti all'interno della larghezza collaborante $0,15L$ mentre P_{Rd} è la resistenza a taglio del singolo connettore impiegato.



In conclusione:

- per i **nodì trave-colonna perimetrali al telaio**, in cui concorre una sola trave composta, la compressione massima $F_{c,max}$ trasferibile dalla soletta della trave composta alla colonna, considerando la collaborazione delle travi secondarie connesse a taglio alla soletta, è pari a:

$$F_{c,max} = F_{Rd,1} + F_{Rd,2} + F_{Rd,3} = n \cdot P_{Rd} + (0,7 \cdot h_c + b_b) \cdot d_{eff} \cdot f_{cd} \quad [C7.6.8]$$

- per i **nodì trave-colonna interni al telaio**, in cui concorrono due travi composte, la compressione massima $F_{c,max}$ trasferibile dalla soletta della trave composta alla colonna è pari a:

$$F_{c,max} = F_{Rd,1} + F_{Rd,2} + F_{Rd,3} - 2 \cdot F_{b,yd} = n \cdot P_{Rd} + (0,7 \cdot h_c + b_b) \cdot d_{eff} \cdot f_{cd} - A_{s,l,totale} \cdot f_{yd} \quad [C7.6.9]$$

Al fine di poter ritenere il giunto composto a completo ripristino di resistenza è necessario che:

- a) Il giunto metallico sia sovraresistente a flessione rispetto alla trave metallica (nel rispetto della gerarchia delle resistenze) considerando entrambi i segni del momento flettente. Il pannello d'anima della colonna deve essere sovraresistente a taglio (vedere punto C7.6.4.5.2);
- b) La compressione $F_{c,max}$ calcolata come ai punti precedenti in funzione della posizione del giunto (interno o esterno) sia maggiore della massima compressione trasmissibile dalla soletta della trave pari a:

$$F_{sc} = b_{eff}^+ \cdot d_{eff} \cdot (0,85 \cdot f_{ck} / \gamma_c) \quad [C7.6.10]$$

con b_{eff}^+ pari alla larghezza efficace della trave per il caso in esame di nodo soggetto a momento positivo riportata in Tabella 7.6.IV delle NTC;

- c) La compressione $F_{c,max}$ calcolata come ai punti precedenti in un giunto esterno soggetto a momento negativo (Figura C.7.6.2 b) sia maggiore della massima trazione trasmissibile dalla soletta pari a:

$$F_{st} = A_{s,l,totale} \cdot f_{yd} \quad [C7.6.11]$$

dove $A_{s,l,totale}$ rappresenta l'armatura longitudinale contenuta all'interno della larghezza efficace della trave a momento negativo riportata in Tabella 7.6.IV delle NTC;

Tale metodo di calcolo è valido solo per le tipologie di nodo, presentate in questo paragrafo e cioè nodi a completo ripristino di resistenza e rigidi, con colonna parzialmente o completamente rivestita di calcestruzzo e con/senza travi secondarie.

Nel caso si utilizzino colonne di differente geometria o particolari sistemi di connessione tra gli elementi di acciaio concorrenti nel nodo e la soletta, si deve fare riferimento ad altre normative o a documentazione tecnica di comprovata validità.

TRAVE CON SOLETTA COLLABORANTE

Verifiche di resistenza

Nelle **travi con soletta collaborante** il grado di connessione N/N_f , definito al § 4.3.4.3., deve risultare **non inferiore a 0,8** e la complessiva **capacità a taglio dei connettori nella zona in cui il calcestruzzo della soletta è teso non deve essere inferiore alla capacità delle armature longitudinali**.

La **capacità dei connettori a piolo** si ottiene, a partire da quella indicata al § 4.3.4.3.1, applicando **un fattore di riduzione pari a 0,75**.

La determinazione delle **caratteristiche geometriche della sezione composta** va effettuata considerando un'appropriata **larghezza collaborante della soletta e delle relative armature longitudinali**.

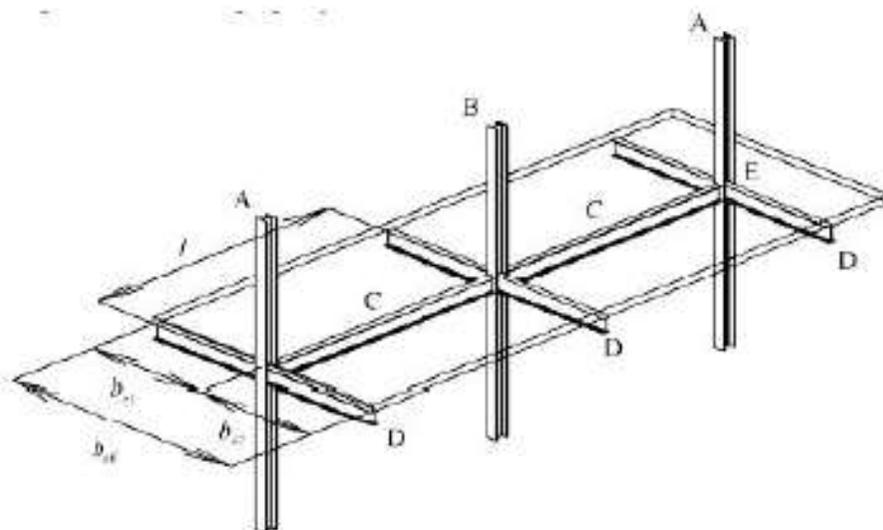
La larghezza collaborante b_{eff} si determina con le modalità indicate nel § 4.3.2.3 e si ottiene come somma delle due aliquote b_{e1} e b_{e2} ai due lati dell'asse della trave e della larghezza b_c impegnata direttamente dai connettori.

$$b_{eff} = b_0 + b_{e1} + b_{e2}$$

TRAVE CON SOLETTA COLLABORANTE

Tab. 7.6.III - Definizione della larghezza efficace parziale per il calcolo della rigidezza flessionale

	Membratura trasversale	Larghezza efficace parziale b_{ei}
Nodo/Colonna interni	Presente o non presente	Per M^- : 0,05 L Per M^+ : 0,0375 L
Nodo/Colonna esterni	Presente	Per M^- : 0 Per M^+ : 0,025 L
Nodo/Colonna esterni	Non presente/Armatura non ancorata	Per M^- : 0 Per M^+ : 0,025 L



- A = colonna esterna
- B = colonna interna
- C = trave longitudinale
- D = trave trasversale
- E = sbalzo in calcestruzzo

TRAVE CON SOLETTA COLLABORANTE

-Definizione della larghezza efficace parziale per il calcolo del momento plastico

Segno del momento flettente	Posizione	Membratura trasversale	Larghezza efficace parziale b_{ei}
Negativo, M^-	Colonna interna	Armatura sismica incrociata	0,10 L
Negativo, M^-	Colonna esterna	Armature ancorate alle travi di facciata o al cordolo di estremità	0,10 L
Negativo, M^-	Colonna esterna	Armature non ancorate alle travi di facciata o al cordolo di estremità	0
Positivo, M^+	Colonna interna	Armatura sismica incrociata	0,075 L
Positivo, M^+	Colonna esterna	Trave in acciaio trasversale dotata di connettori; Soletta disposta in modo da raggiungere o superare il filo esterno della colonna disposta in asse forte	0,075 L
Positivo, M^+	Colonna esterna	Trave trasversale assente o priva di connettori; Soletta disposta in modo da raggiungere o superare il filo esterno della colonna disposta in asse forte	$b_{magg}/2 + 0,7 h_c/2$
Positivo, M^+	Colonna esterna	Disposizioni differenti	$b_{magg}/2 \leq 0,05 L$

REGOLE SPECIFICHE PER STRUTTURE INTELAIATE

Analisi strutturale

Nelle travi composte è possibile assumere un momento d'inerzia equivalente costante lungo l'intera trave, I_{eq} , dato dalla relazione:

$$I_{eq} = 0.6I_1 + 0.4I_2$$

La rigidezza flessionale delle colonne composte può essere assunta pari a:

$$(EI)_C = 0.9 (EI_a + rE_{cm}I_c + EI_s)$$

nella quale E e E_{cm} sono i **moduli di elasticità dell'acciaio e del calcestruzzo**; I_a , I_c e I_s sono i **momenti di inerzia della sezione in acciaio, del calcestruzzo e delle armature**, rispettivamente. Il **coefficiente di riduzione r** dipende dal tipo di sezione trasversale; in assenza di più accurate determinazioni, può **essere assunto pari a 0.5**.

REGOLE SPECIFICHE PER STRUTTURE INTELAIATE

Verifiche di resistenza

Per le travi si applicano le prescrizioni di cui al § 7.5.4.1 mentre per le colonne si applicano le regole di cui al § 7.5.4.2.

La capacità delle travi deve essere verificata nei confronti della domanda per instabilità flessionale e flessio-torsionale in accordo con il § 4.3.4 assumendo il raggiungimento della capacità per flessione, con soletta di calcestruzzo tesa, ad una estremità dell'elemento.

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

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

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

$M_{b,pl,Rd}$ è la capacità delle travi che convergono nel nodo trave-colonna.