



# Costruzioni in Acciaio

Strutture composte acciaio-calcestruzzo

# Introduzione

Si definisce struttura composta (acciaio-clt) una struttura costituita da:

- parti realizzate in acciaio per carpenteria
- parti realizzate in calcestruzzo armato (normale o precompresso)

E queste devono essere rese collaboranti fra loro con un sistema di connessione appropriatamente dimensionato

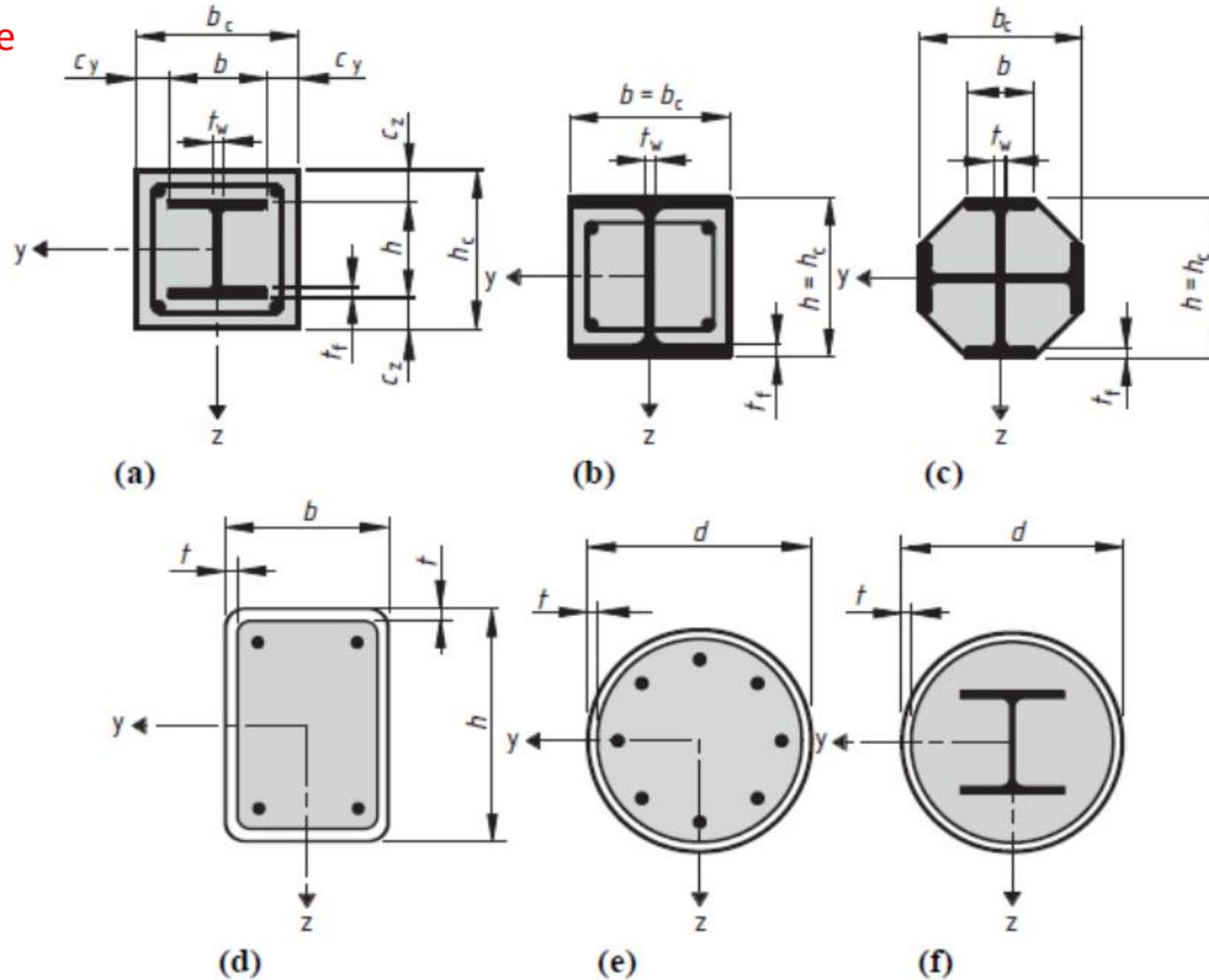
Esempi :

- Travi metalliche a parete piena con solette in c.a.
- Colonne in profilati metallici inglobati in getti di calcestruzzo armato
- Tubi metallici riempiti di calcestruzzo
- Lamiere grecate con getto collaborante in calcestruzzo

# Introduzione

## Colonne composte

- Parzialmente rivestite
- Completamente rivestite
- Riempite



# Introduzione

## Colonne composte

- **Fuoco** nel caso di elementi parzialmente o totalmente inglobati nel calcestruzzo è garantita un'adeguata resistenza al fuoco
- **Casseforme** nel caso di elementi parzialmente o totalmente inglobati la colonna funge almeno parzialmente da cassaforma. Il vantaggio è ancora più evidente nel caso di sezioni tubolari in acciaio
- **Stabilità** Il profilo di acciaio non può deformarsi liberamente e quindi la lunghezza libera di inflessione si riduce.
- **Praticità** Le colonne possono essere montate prima e poi riempite di calcestruzzo
- **Resistenza** Nel caso di sezioni circolari riempite di calcestruzzo, l'acciaio ha un effetto di confinamento sul calcestruzzo. Ciò determina un aumento della resistenza e della rigidità del calcestruzzo.

# Introduzione

Elementi base

Trave composta:

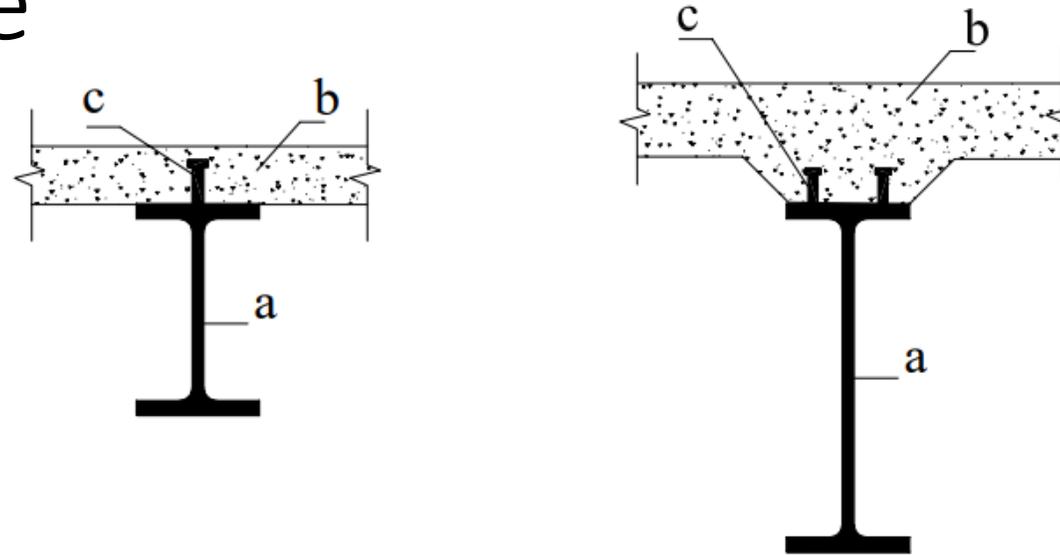


Figura 1.1: trave composta acciaio-clc

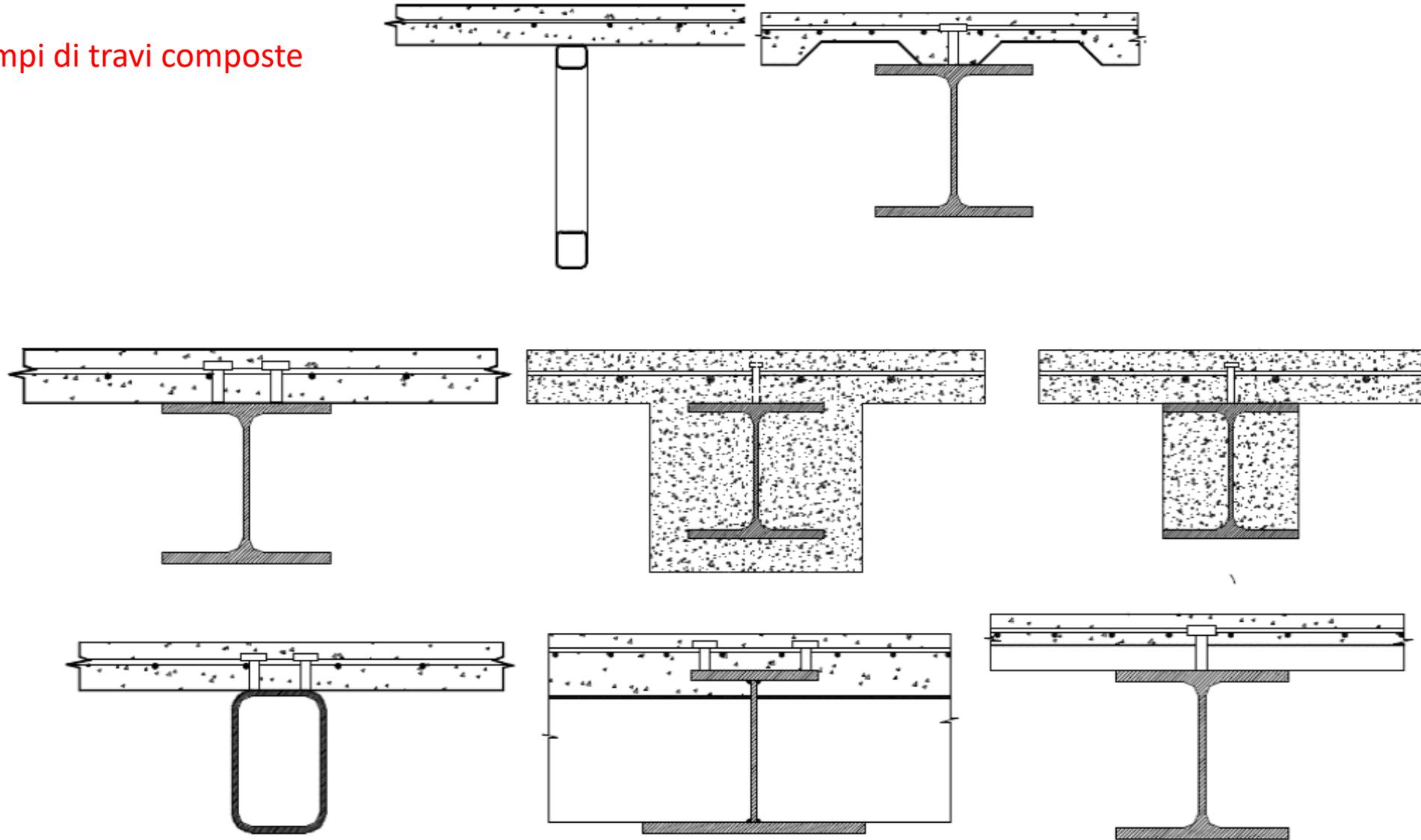
La rigidezza e resistenza del sistema composto è fortemente dipendente dalle caratteristiche della connessione

Può anche essere causa di crisi strutturale o collasso

- a trave in acciaio laminata, saldata, reticolare, con ali uguali o con ala tesa più grossa; ad essa sono affidate le trazioni e il taglio
- b soletta in cls a cui sono affidate le compressioni
- c connettori che impediscono lo scorrimento (hanno la stessa funzione delle saldature tra ala e anima o delle staffe nelle travi in c.a.)

# Introduzione

Esempi di travi composte



# Introduzione

Esempi di applicazioni nei ponti



# Introduzione

La soletta può essere realizzata con una lamiera grecata che costituisce oltre che il cassero per il getto di cls, l'armatura a flessione. La connessione è realizzata mediante risalti (bugne) o pioli o rete elettrosaldata saldata alla lamiera.

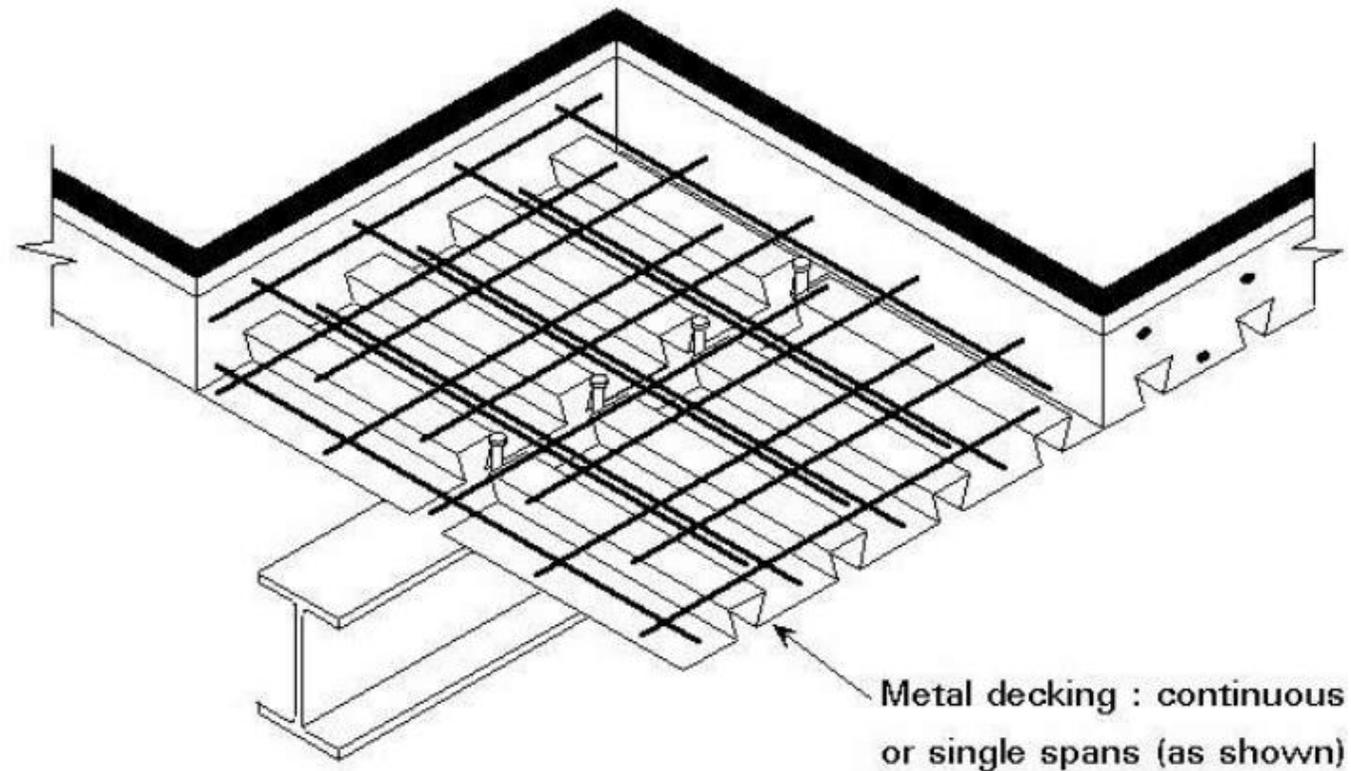
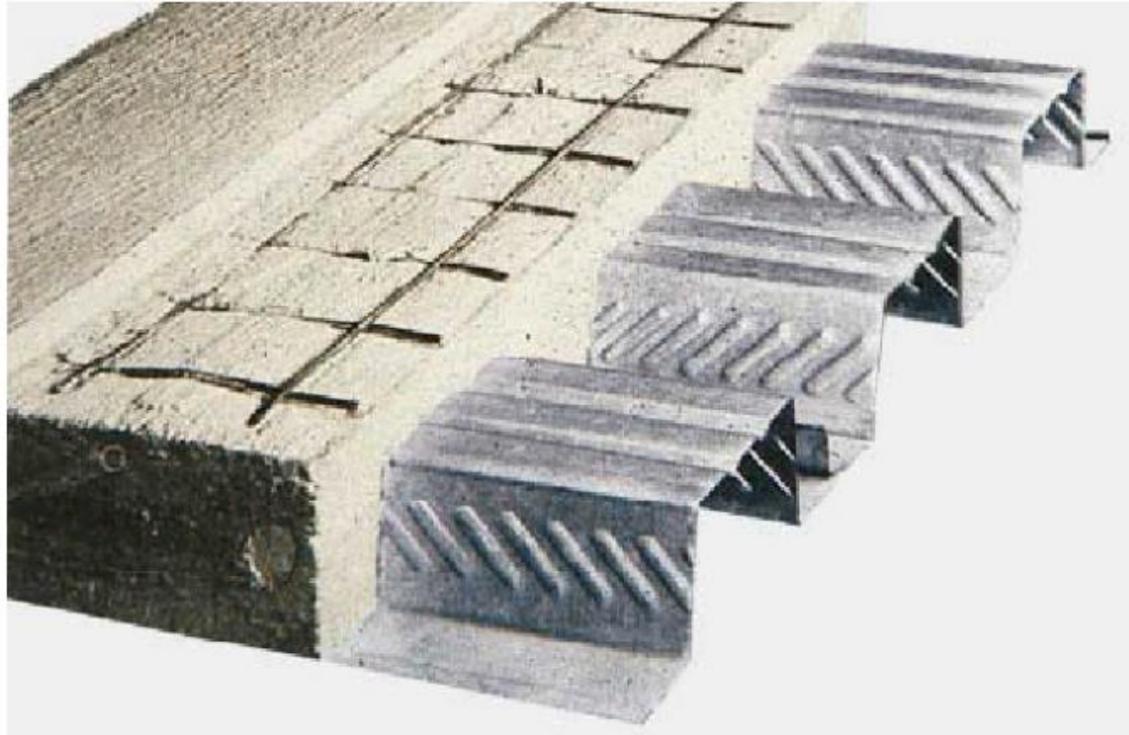


Fig. 1.2: soletta collaborante con lamiera grecata

# Introduzione

Le solette composte acciaio calcestruzzo sono costituite da un getto di calcestruzzo su una lamiera grecata ritenuti “collaboranti” per effetto di un sistema di connessione essenzialmente basato sui meccanismi di aderenza acciaio-calcestruzzo e sull’ingranamento tra quest’ultimo ed “increspature” praticate sulla superficie della lamiera grecata stessa.



**Figura 1.1: esempio di lamiera grecata per la realizzazione di una soletta composta acciaio-calcestruzzo**

# Introduzione

Lamiera grecata



# Introduzione

Un altro esempio di soletta collaborante può essere realizzato con lastre tipo Predalle su cui viene poi gettato il cls.



Fig. 1.3: soletta collaborante con lastre Predalle



# Introduzione



# Vantaggi e svantaggi

Nelle travi semplicemente appoggiate

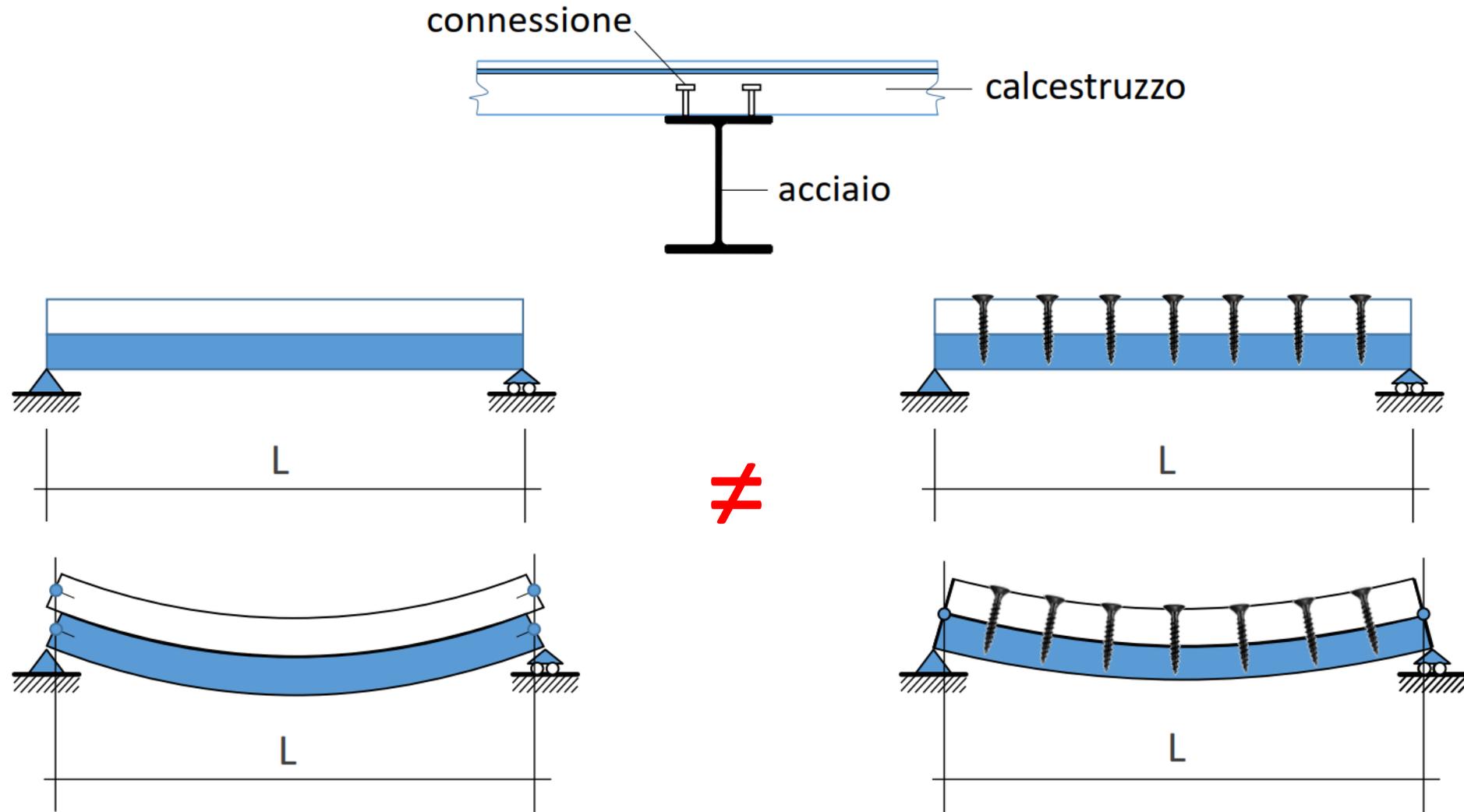
- **Stabilità** l'acciaio strutturale della sezione composta è teso
- **Leggerezza** il calcestruzzo è compresso. Ciò produce un buon utilizzo dei materiali e quindi una riduzione dei pesi
- **Durabilità** i problemi di fessurazione sono eliminati.

Nelle travi continue con più di due appoggi

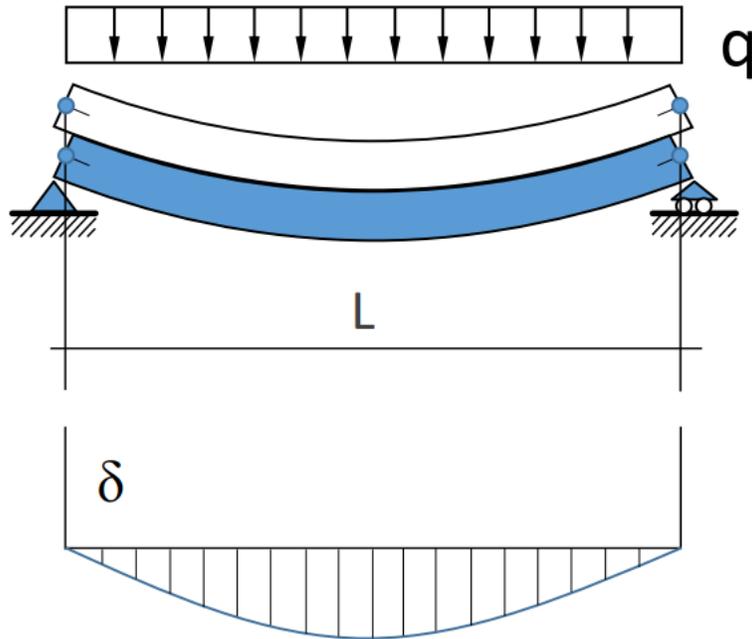
- **Stabilità** l'acciaio strutturale è teso in larga parte della trave
- **Leggerezza** il calcestruzzo è compresso in larga parte della trave
- **Durabilità** Per limitare i problemi di fessurazione nelle zone con momento flettente negativo e fornire idonea resistenza flessionale, è necessario disporre opportuna armatura nella soletta in cls.
- **Praticità** è spesso possibile eliminare la cassetta in fase di getto, sostituita dalla lamiera grecata o dalle predalles.
- **Funzionalità** le deformazioni sono ridotte rispetto a quelle di sezioni in c.a. di dimensioni paragonabili

- **Stabilità** instabilità flessio-torsionale  
instabilità dei pannelli d'anima
- **Connessioni** soletta- trave  
trave-trave e trave-colonna

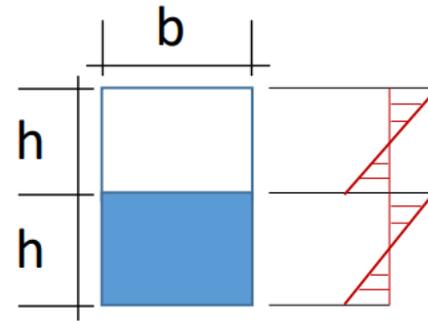
# Ruolo della connessione – Casi limite



# Ruolo della connessione – Deformabile



$$\delta_{\max} = \frac{5}{384} \frac{(q/2)L^4}{EI} = \frac{5}{64} \frac{qL^4}{Ebh^3}$$



$$\sigma_{\max} = \frac{My_{\max}}{I} = \frac{qL^2}{16} \frac{12}{bh^3} \frac{h}{2} = \frac{3qL^2}{8bh^2}$$



$$\tau_{\max} = \frac{3}{2} \frac{qL}{4} \frac{1}{bh} = \frac{3qL}{8bh}$$

# Ruolo della connessione – Deformabile

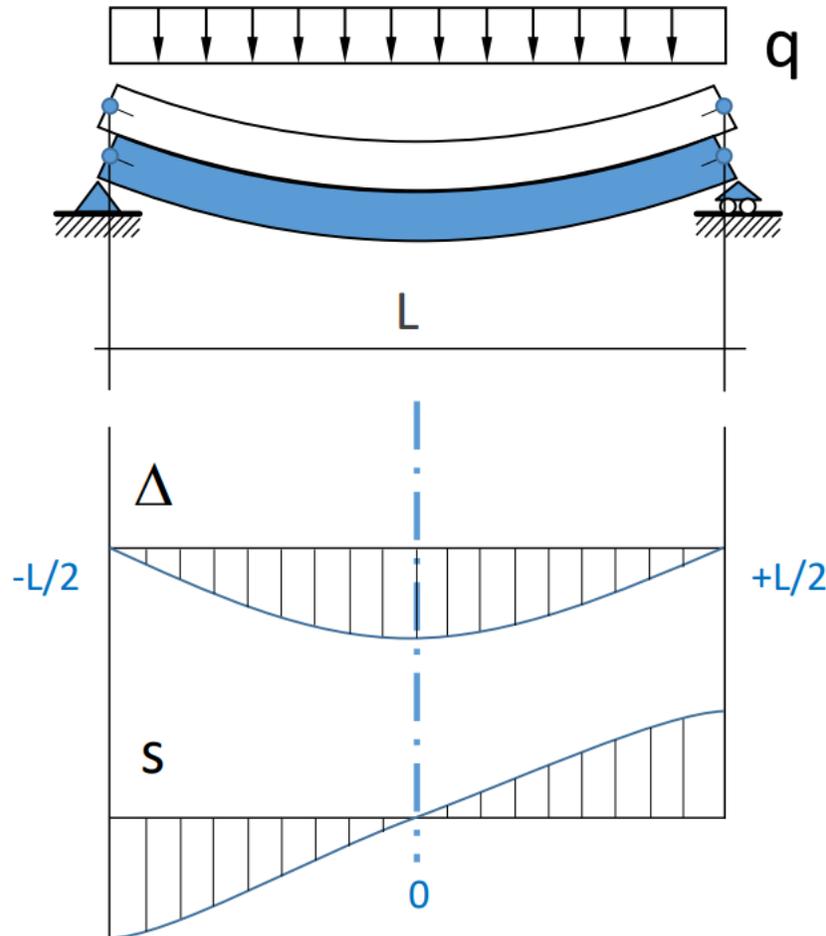


Diagramma del momento flettente

$$M = \frac{q}{16} (L^2 - 4x^2)$$

Deformazione long. max nella sezione

$$\varepsilon_{x,\max} = \frac{M y_{\max}}{EI} = \frac{3}{8} \frac{q}{Ebh^2} (L^2 - 4x^2)$$

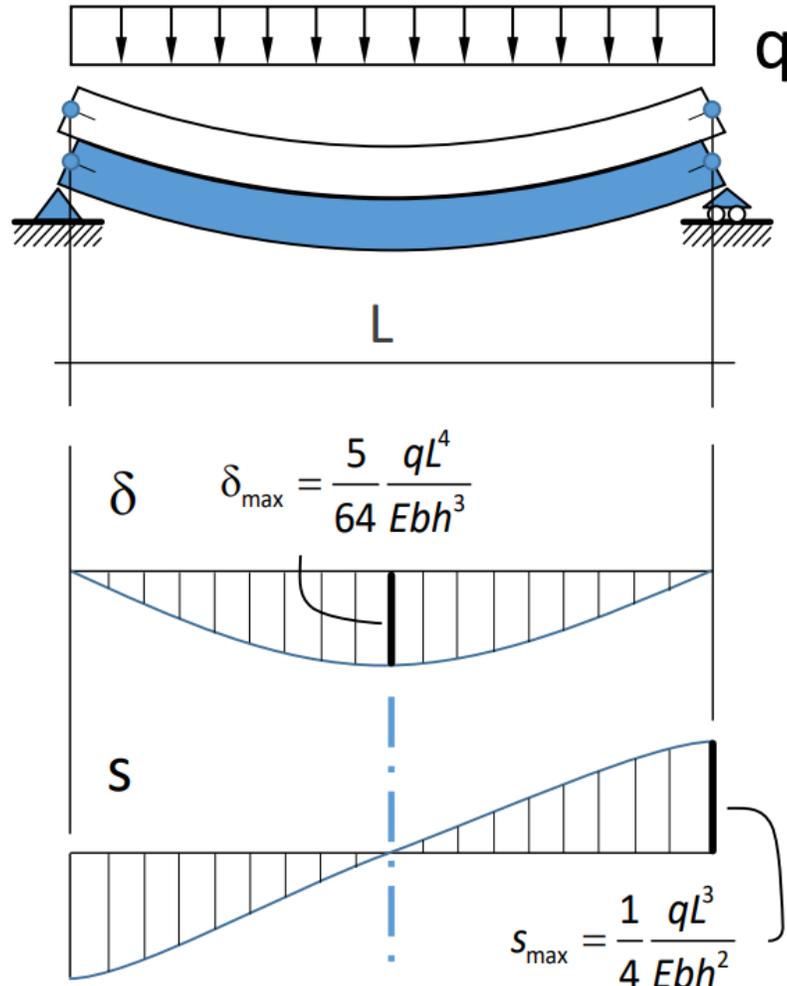
Deformazione di scorrimento

$$\Delta = 2\varepsilon_{x,\max} = \frac{3}{4} \frac{q}{Ebh^2} (L^2 - 4x^2)$$

Scorrimento

$$s = \int_0^x 2\varepsilon_{x,\max} dx = \frac{1}{4} \frac{q}{Ebh^2} (3L^2x - 4x^3)$$

# Ruolo della connessione – Deformabile



Il rapporto tra lo scorrimento massimo e l'abbassamento massimo è

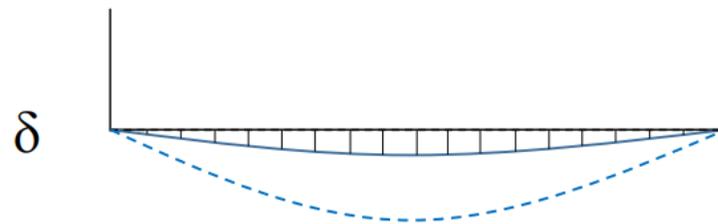
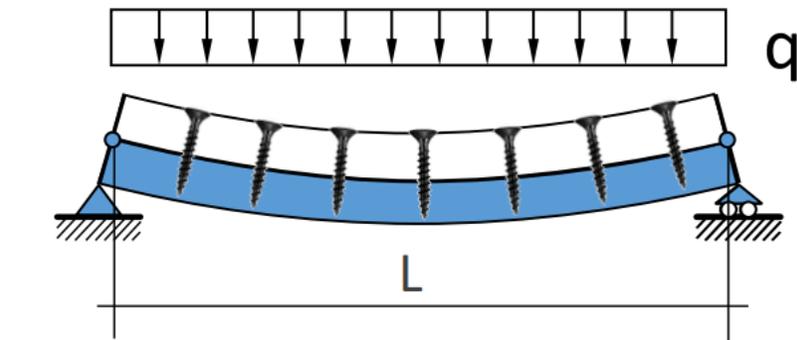
$$3.2 \frac{h}{L}$$

- Il rapporto  $L/2h$  è circa 20 per le travi, e quindi lo scorrimento di estremità è appena minore di un decimo dell'abbassamento massimo.

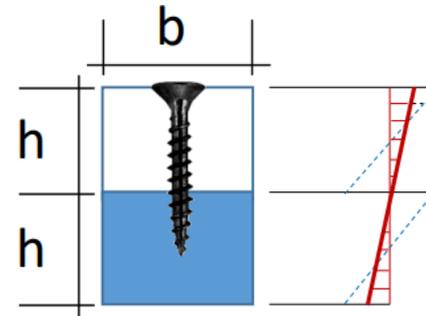


La connessione deve essere molto rigida per essere efficace

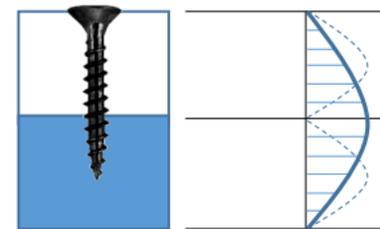
# Ruolo della connessione – Rigida (e resistente)



$$\delta_{\max} = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{EI} = \frac{5}{256} \frac{qL^4}{Eb^3}$$

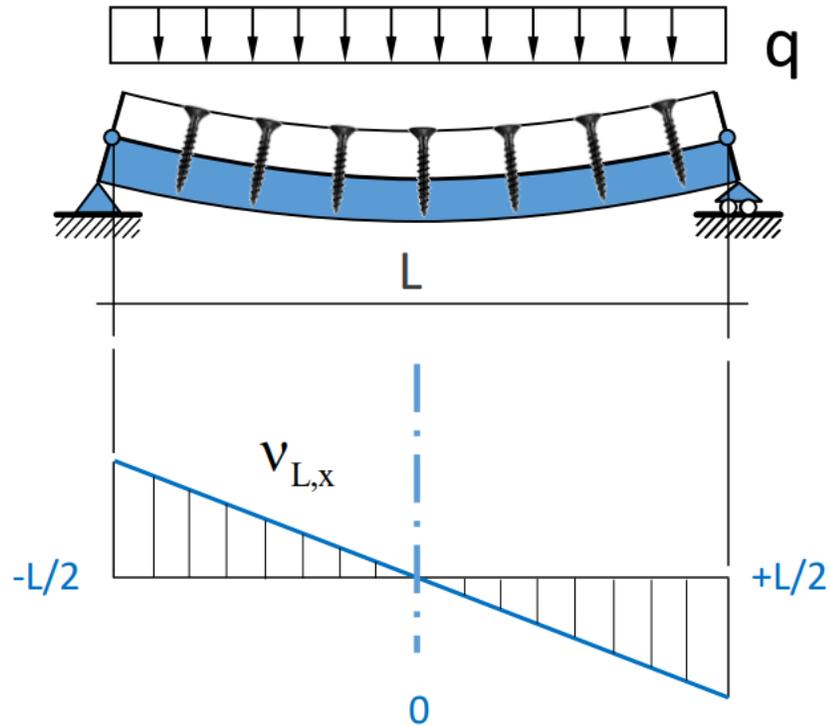


$$\sigma_{\max} = \frac{My_{\max}}{I} = \frac{qL^2}{8} \frac{12}{8bh^3} h = \frac{3}{16} \frac{qL^2}{bh^2}$$



$$\tau_{\max} = \frac{3qL}{8bh}$$

# Ruolo della connessione – Rigida (e resistente)

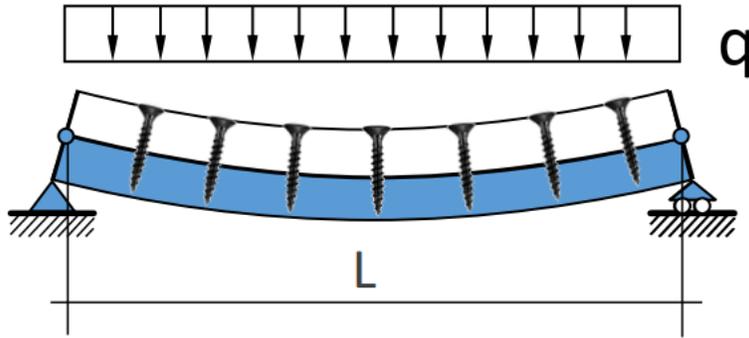


La connessione deve resistere ad un taglio longitudinale  $v_L$  per unità di lunghezza, detto *sforzo di scorrimento*

Se si ipotizza un comportamento elastico lineare, lo sforzo di scorrimento unitario aumenta man mano che ci si sposta dalla mezzera della trave all'appoggio ed è proporzionale all'ascissa considerata.

$$\text{In questo esempio : } v_{L,x} = \tau_{\max} b = \frac{3qx}{4h}$$

# Ruolo della connessione – Rigida (e resistente)



Lo sforzo di scorrimento corrispondente a metà campata è ottenuto per integrazione :

$$\int_0^{L/2} v_{L,x} dx = \frac{3qL^2}{32h}$$

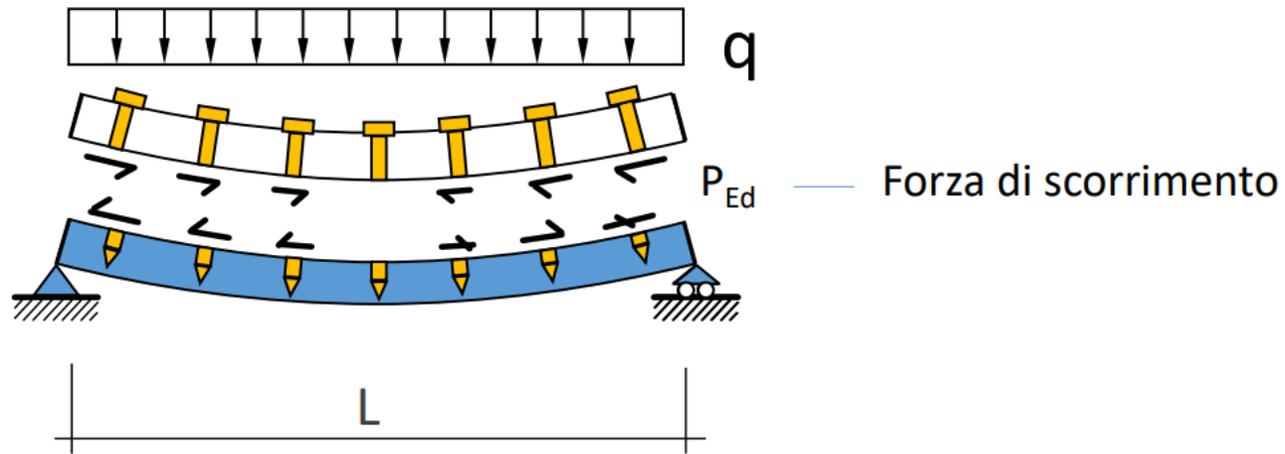
Se si assume che il rapporto  $L/2h=20$  :

$$\int_0^{L/2} v_{L,x} dx = 3.75qL$$

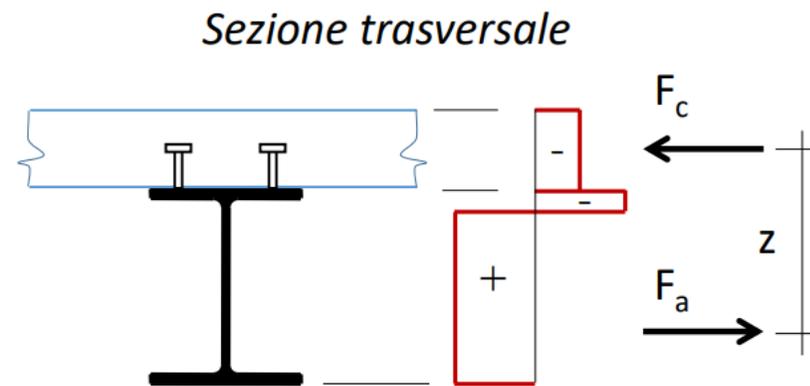
La connessione deve essere molto resistente per essere efficace

ovvero lo sforzo di scorrimento lungo metà campata è circa 4 volte il carico totale sulla trave

# Ruolo della connessione – Rigida (e resistente)



Il momento resistente  $M_{Rd}$   
dipende dallo sforzo di  
compressione  $F_c$  nella soletta  
... e quindi dallo sforzo  $P_{Ed}$   
trasmesso dai connettori



# Connettori

I connettori possono essere sollecitati da sforzi normali di trazione provocati da:

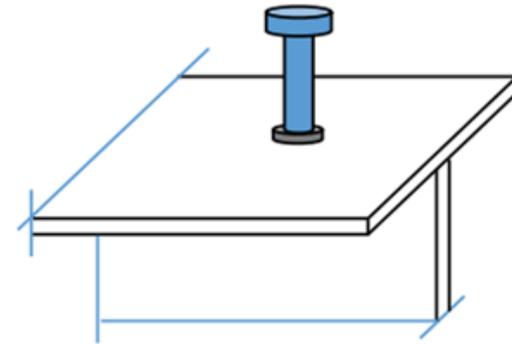
- Carichi applicati all'intradosso di travi composte
- Sollecitazioni torsionali
- Travi a sezione variabile

Quasi tutti i connettori utilizzati nella pratica sono conformati in modo tale da opporre resistenza allo sfilamento per azioni normali. Le forze di sfilamento sono normalmente di gran lunga inferiori a quelle di taglio e non è normalmente necessario tenerne conto in fase di progetto.

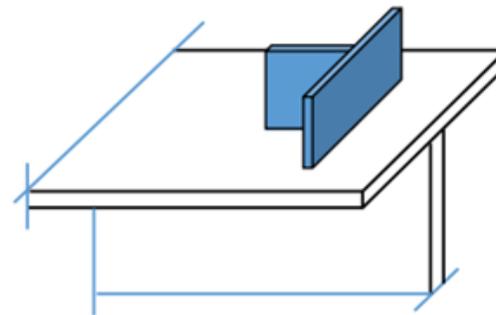
# Connettori

I connettori possono essere catalogati secondo le seguenti categorie :

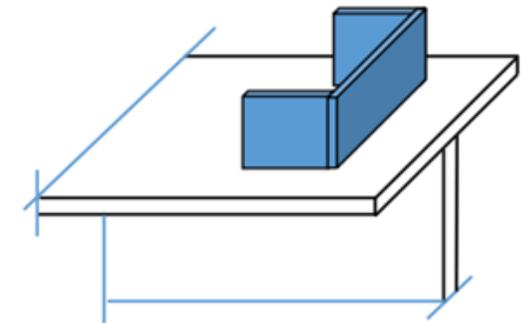
- Connessioni a taglio
- Connessioni a staffa
- Connessioni composte da connettori a taglio e a staffa
- Connessioni ad attrito



Connettore a piolo

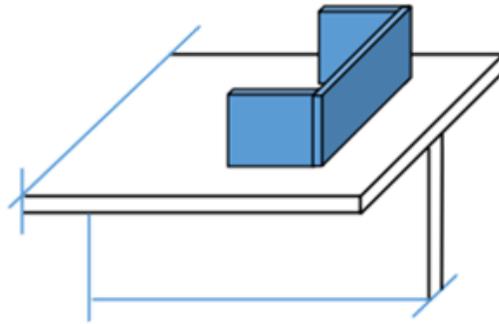


Connettore a  
pressione



Connettore a  
pressione

# Connettori



Connettore a pressione

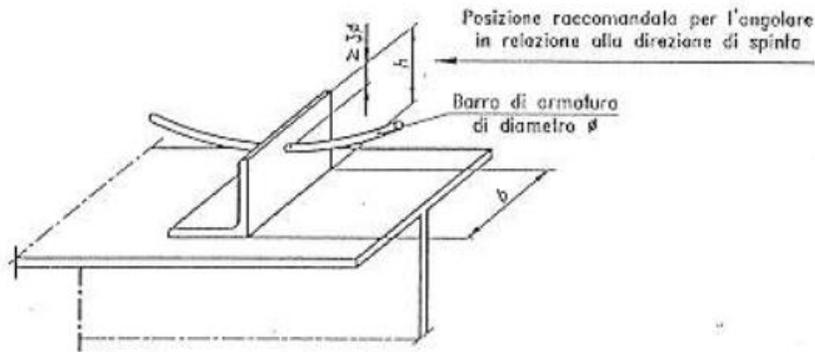
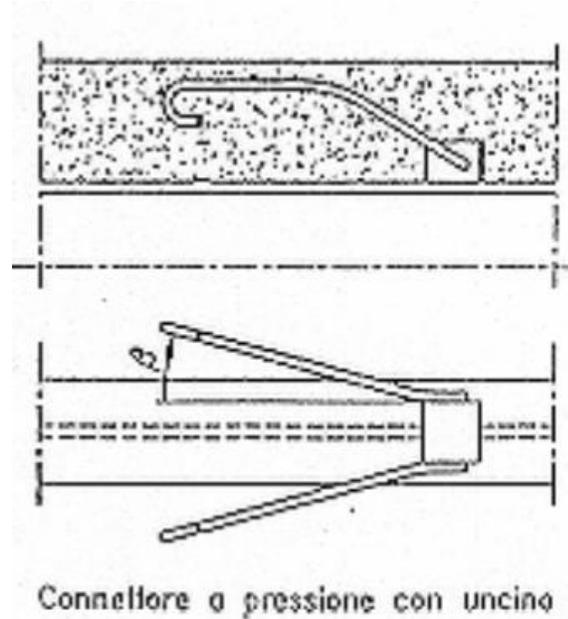
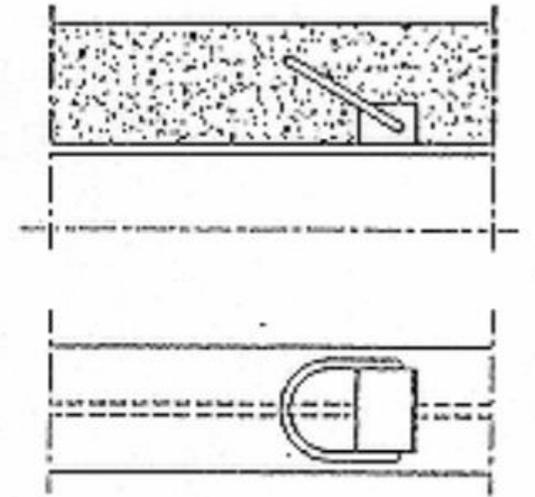


Fig. 7.4: connettori ad angolare nelle solette piene



Connettore a pressione con uncino



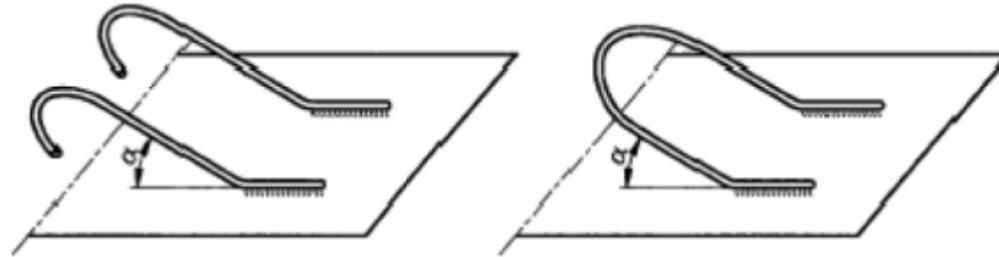
Connettore a pressione con cappio

Fig. 7.2: connettori a blocco con uncini o cappi in solette piene

# Connettori

(si usano in presenza di solette piene)

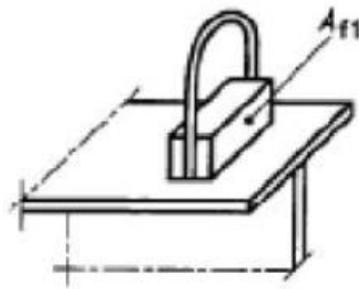
A staffa



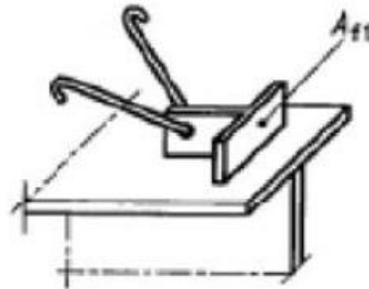
Posizione raccomandata per i connettori  
in relazione alla direzione di spinta



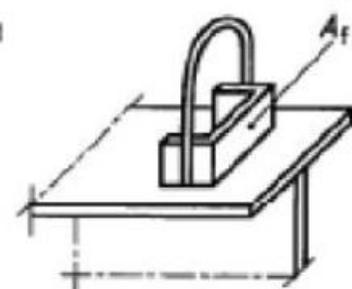
Miste



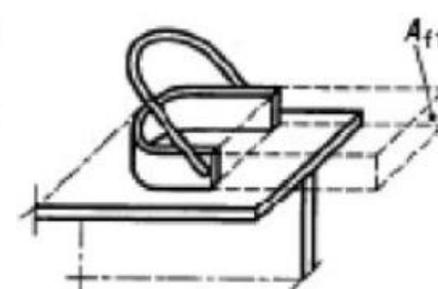
Connettore a barra



Connettore a T



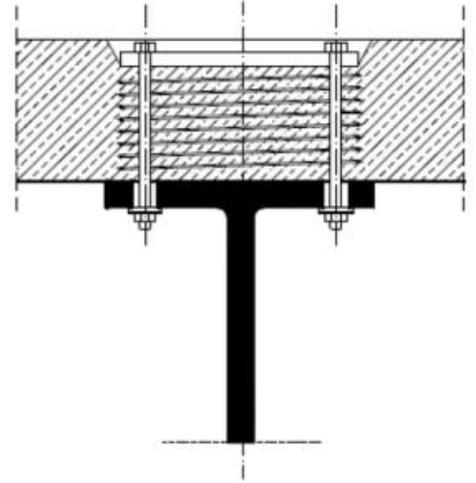
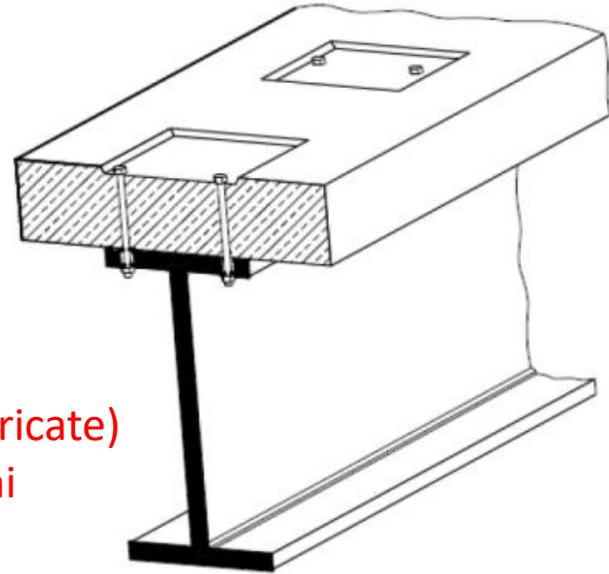
Connettore a C



Connettore a

# Connettori

Ad attrito  
(solette prefabbricate)  
mediante bulloni



A piolo

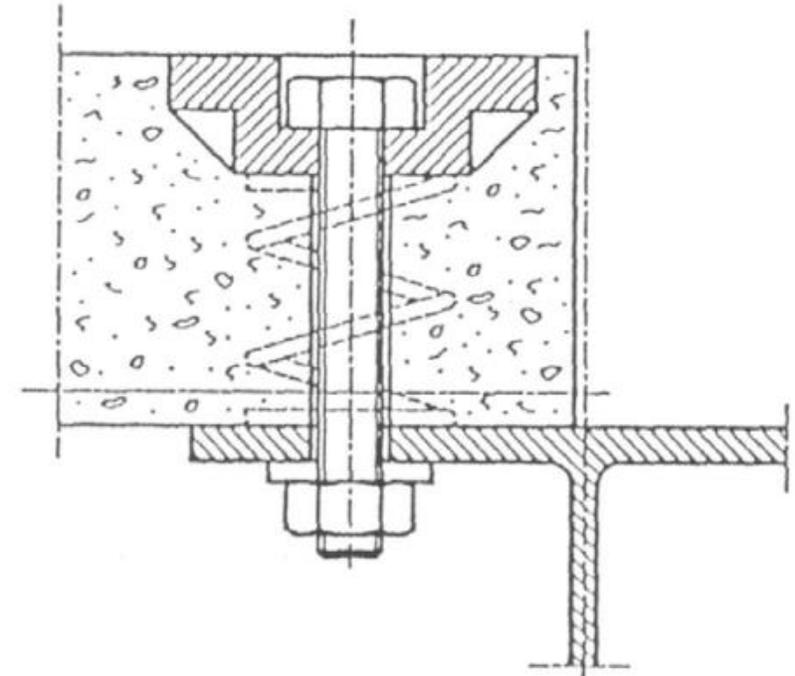
$f_u = 450 \text{ MPa}$   
 $\epsilon_u \geq 15\%$

diametro  
13 -25 mm

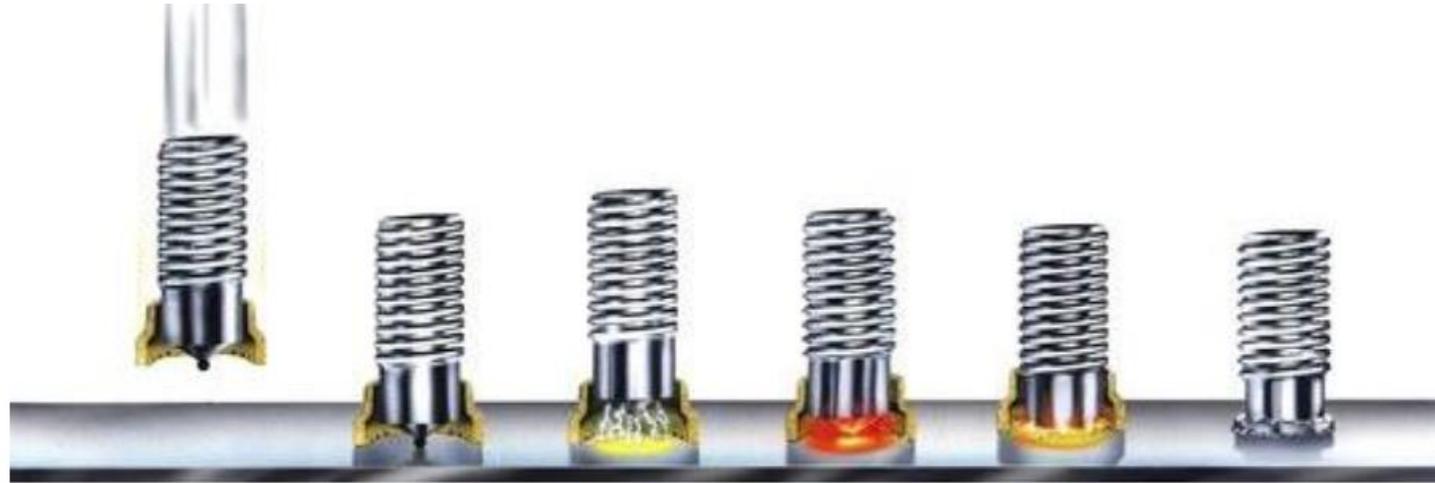
altezza  
65 -150 mm



Piolo a saldatura ultimata



# Connettori a piolo



La pistola è  
posizionata  
opportunamente

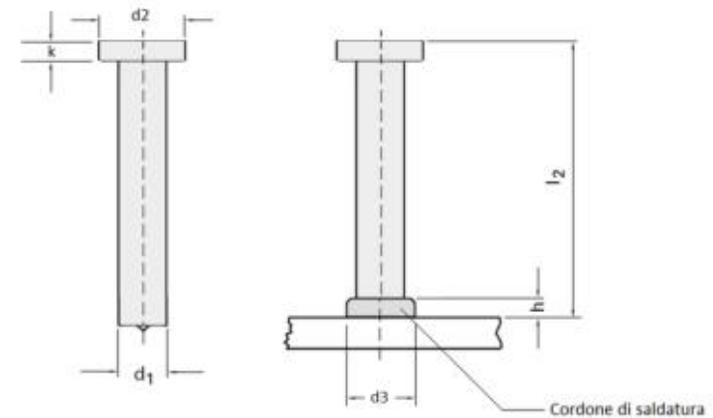
Il grilletto è  
premuto e il  
piolo è sollevato  
dalla piastra.

Una volta che la  
fusione è completa  
il piolo è spinto nel  
materiale di fusione

La pistola è rimossa  
e il materiale ceramico  
è rotto e eliminato

Un arco fonde il  
piolo e il materiale  
della piastra

# Connettori a piolo



## Materiale: S235 J2 + C450

$\varnothing$	l2	Codice	Quantità per barile	Peso (kg/100)	d1	d2	d3	k	h	Tipo di ferula	Mandrino	Porta ferula	Piastra di base
5/8" (16)	35	15-28-02	2.000	9,2	15,87	31,7	21,0	8,0	7,0	KSN 16	25-50-00	65-98-00	NS 20: 36-06-00
5/8" (16)	50	15-25-20	1.500	11,7	15,87	31,7	21,0	8,0	7,0	KSN 16	25-50-00	65-98-00	NS 40: 36-06-15
5/8" (16)	75	15-04-77	1.200	15,6	15,87	31,7	21,0	8,0	7,0	KSN 16	25-50-00	65-29-00	
5/8" (16)	100	15-04-78	900	19,5	15,87	31,7	21,0	8,0	7,0	KSN 16	25-50-00	65-29-00	
5/8" (16)	125	15-04-79	700	24,2	15,87	31,7	21,0	8,0	7,0	KSN 16	25-50-00	65-29-00	
5/8" (16)	150	15-04-80	900	27,2	15,87	31,7	21,0	8,0	7,0	KSN 16	25-50-00	65-29-00	
5/8" (16)	175	15-28-55	500	31,1	15,87	31,7	21,0	8,0	7,0	KSN 16	25-50-00	65-29-00	
5/8" (16)	200	15-15-01	400	35,8	15,87	31,7	21,0	8,0	7,0	KSN 16	25-50-00	65-29-00	
3/4" (19)	50	15-04-88	1.250	16,1	19,05	31,7	24,0	10,0	9,0	KSN 19	25-50-00	65-29-00	NS 20: 36-06-00
3/4" (19)	60	15-04-89	1.100	17,6	19,05	31,7	24,0	10,0	9,0	KSN 19	25-50-00	65-29-00	
3/4" (19)	75	15-04-90	950	21,0	19,05	31,7	24,0	10,0	9,0	KSN 19	25-50-00	65-29-00	
3/4" (19)	80	15-04-91	850	22,1	19,05	31,7	24,0	10,0	9,0	KSN 19	25-50-00	65-29-00	
3/4" (19)	100	15-04-92	700	26,6	19,05	31,7	24,0	10,0	9,0	KSN 19	25-50-00	65-29-00	
3/4" (19)	125	15-04-93	600	32,2	19,05	31,7	24,0	10,0	9,0	KSN 19	25-50-00	65-29-00	
3/4" (19)	150	15-04-94	500	37,8	19,05	31,7	24,0	10,0	9,0	KSN 19	25-50-00	65-29-00	
3/4" (19)	175	15-17-95	400	43,4	19,05	31,7	24,0	10,0	9,0	KSN 19	25-50-00	65-29-00	
3/4" (19)	200	15-37-55	350	51,8	19,05	31,7	24,0	10,0	9,0	KSN 19	25-50-00	65-29-00	

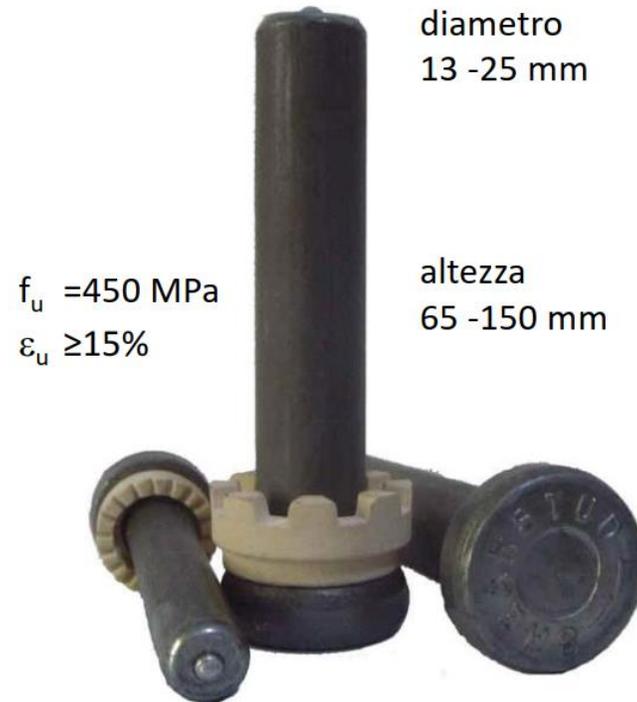
# Connettori a piolo



# Connettori a piolo

## VANTAGGI

- Il processo di saldatura del piolo è rapido
- I pioli ostacolano solo marginalmente il posizionamento delle armature nella soletta
- I pioli sono parimenti resistenti e rigidi in tutte le direzioni normali all'asse del piolo



Piolo a saldatura ultimata

# Connettori a piolo

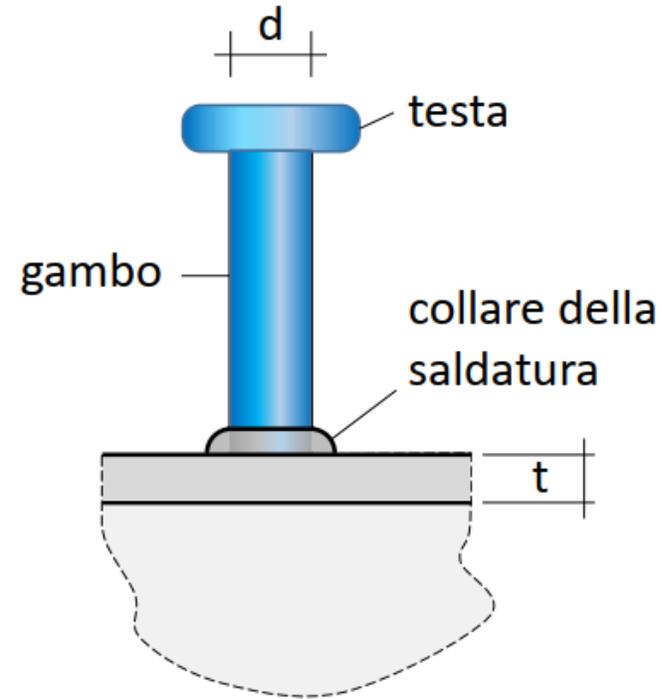
- Il processo di saldatura diventa molto costoso e difficile per diametri del piolo superiori a 20 mm. Pertanto :

$$d \leq 20 \text{ mm}$$

- Perché il piolo possa sviluppare la sua piena resistenza statica occorre che il rapporto tra il diametro del piolo e lo spessore della flangia cui è saldato sia minore di 2.5.

Pertanto :

$$d/t < 2.5$$

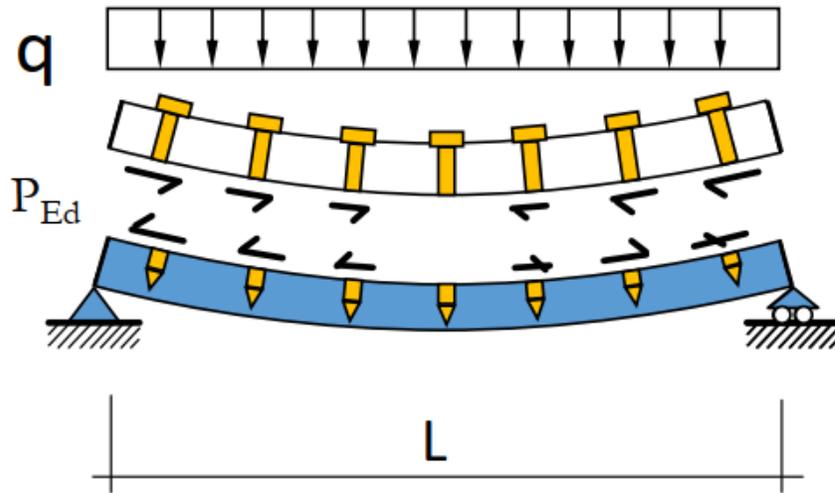


# Connettori a piolo

Se  $N_c$  è la forza che i connettori riescono a trasmettere nella luce di taglio ed  $n$  è il loro numero in tale luce,

il loro grado di connessione è

$$\eta = n/n_f = N_c/N_{c,f}$$



$N_{c,f}$  = forza a cui i connettori tra la posizione di massimo momento positivo e l'estremità libera devono resistere, se si vuole garantire lo sviluppo della piena resistenza della trave

$n_f$  = numero dei connettori, di eguali caratteristiche meccaniche, necessari a resistere a  $N_{c,f}$

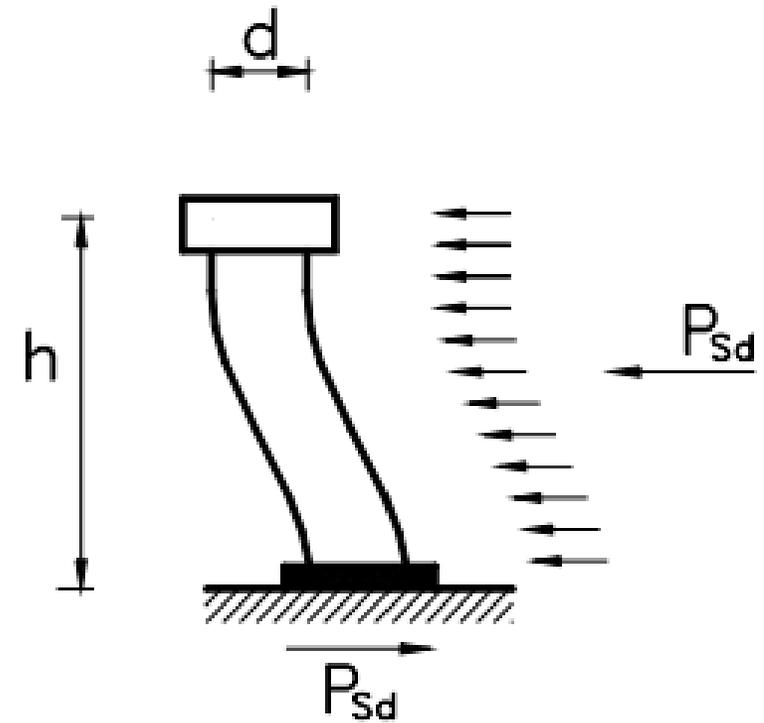
Una trave è dotata di **completa connessione** quando un aumento del numero dei connettori non incrementerebbe la resistenza flessionale della trave.

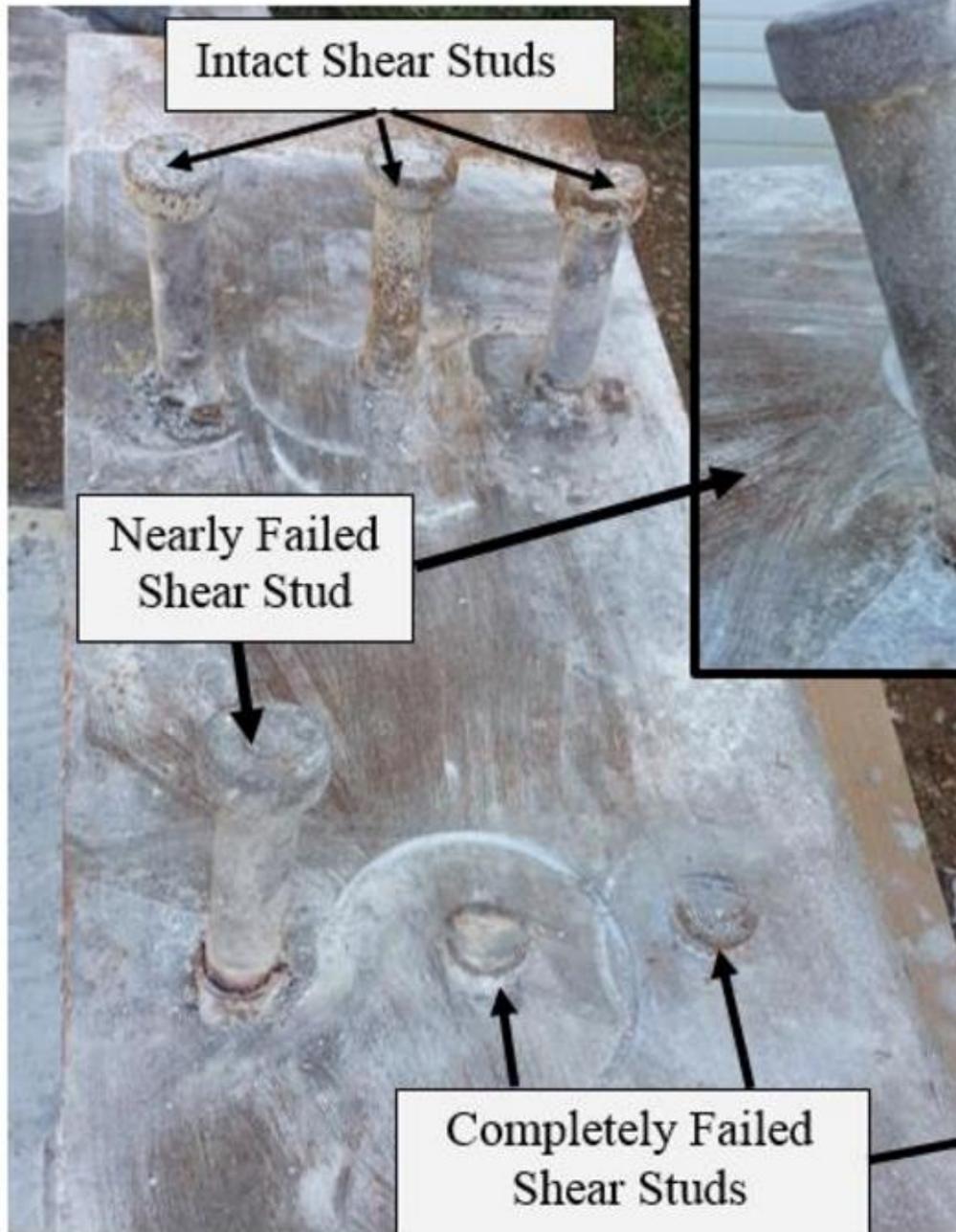
In caso contrario, la trave è dotata di **parziale connessione** a taglio.

# Connettori a piolo



# Connettori a piolo



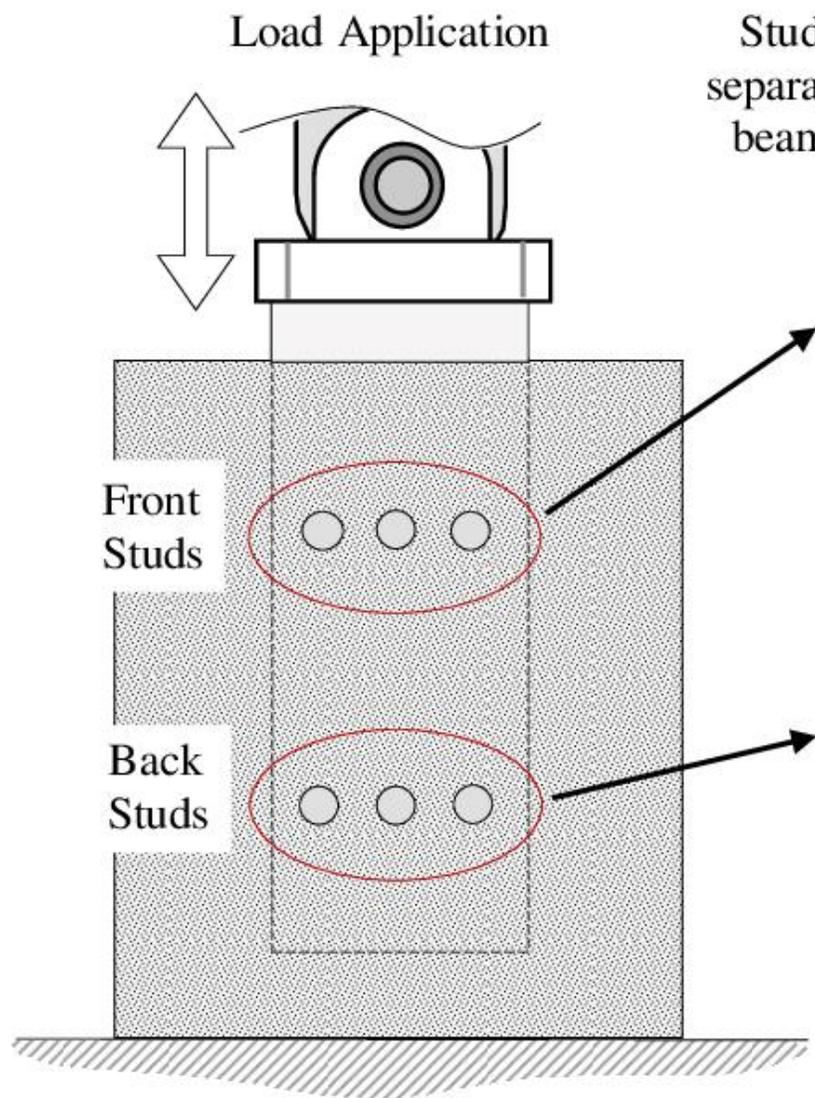


Failed Shear Studs remained embedded in Concrete Deck

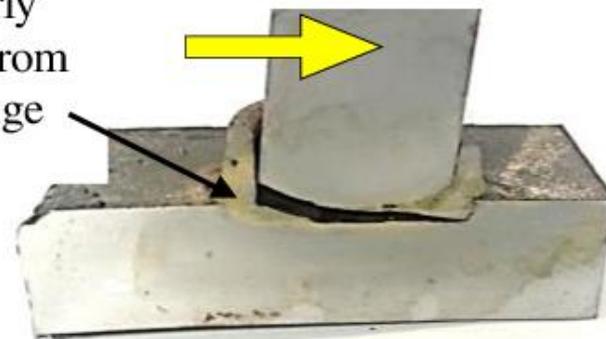


Test R2

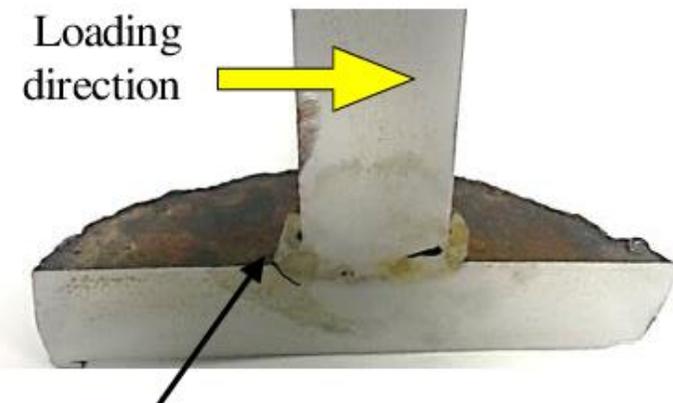
Test R3



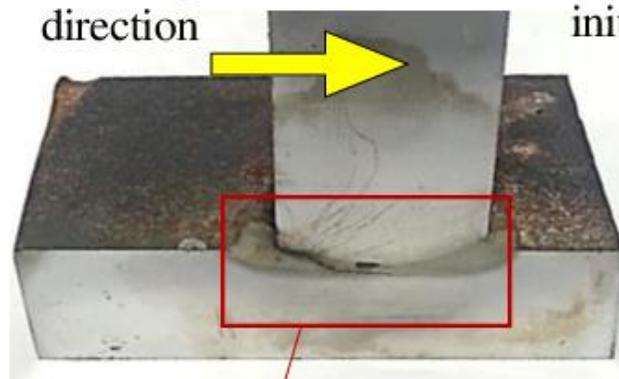
Stud nearly separated from beam flange



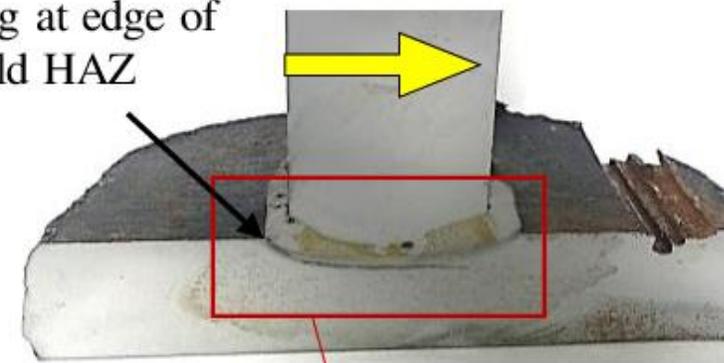
Loading direction



Loading direction



Fatigue fractures initiating at edge of weld HAZ



# Riferimenti normativi

Il metodo di calcolo adottato per le strutture composte acciaio-calcestruzzo è quello Semi-Probabilistico agli Stati Limite secondo quanto specificato dai seguenti documenti normativi nazionali:

- **NTC 2018**
- **CNR 10016**: Travi composte in acciaio e calcestruzzo: istruzioni per l'impiego nelle costruzioni

Per gli aspetti eventualmente non coperti dalla normativa nazionale si farà riferimento alle prescrizioni degli Eurocodici, ed in particolare ai due seguenti documenti:

- **EN 1994 1-1**: Design of composite steel and concrete structures - Part 1.1: General rules and rules for buildings
- **EN 1993 1-3**: General rules – Supplementary rules for cold formed thin gauge members and sheeting

Carichi verticali



Azioni sismiche



# Aspetti progettuali e criticità

- a] **Resistenza:** può cedere - per compressione del calcestruzzo (rottura fragile) - per snervamento dell'acciaio - per rottura dei connettori (fragile) anche per problemi di fatica
  
- b] **Stabilità:** in genere la soletta rende sufficientemente stabile l'ala superiore compressa. E' necessaria la verifica dell'ala inferiore qualora il momento flettente sia negativo, come per gli appoggi interni delle travi continue
  
- c] **Funzionalità:** controllo delle deformazioni , influenzate dallo slittamento (modesto) fra il cls e la trave e dalla viscosità del cls
  
- d] **Leggerezza:** le travi miste sono assimilabili a delle travi in acciaio in cui viene eliminato, almeno in parte, il cls nella zona tesa, che costituisce un'inutile peso
  
- e] **Durabilità:** pitturazione dell'acciaio. Manutenzione
  
- f] **Normativa:** CNR 10016/85 – Eurocodice 4

# Materiali tipici

## CALCESTRUZZO

### Calcestruzzo ordinario

Classe di resistenza C20/25 ÷ C60/75

### Calcestruzzo alleggerito

Classe di resistenza LC20/22 ÷ LC55/60

Densità  $\geq 18 \text{ kN/m}^3$

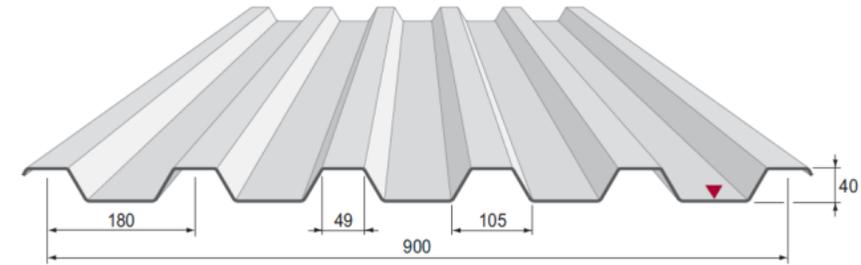
## ACCIAIO

### Acciaio da cemento armato

Tipo B450A o B450C

### Acciaio strutturale

Come da prescrizioni  
per costruzioni in acciaio

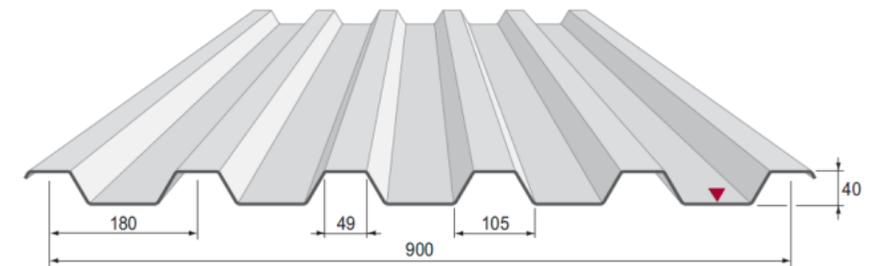


Esempio di lamiera grecata

- Realizzazione della cassaforma
- Realizzazione dell'armatura inferiore della soletta

# Materiali tipici

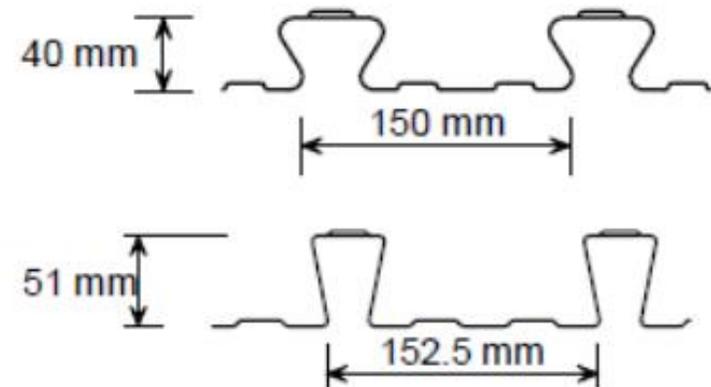
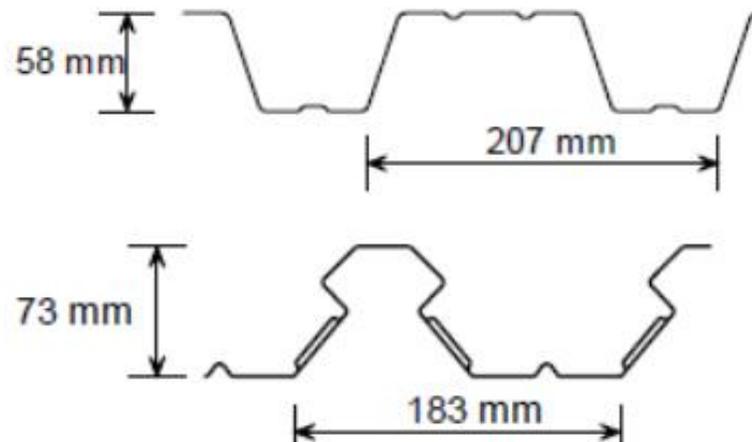
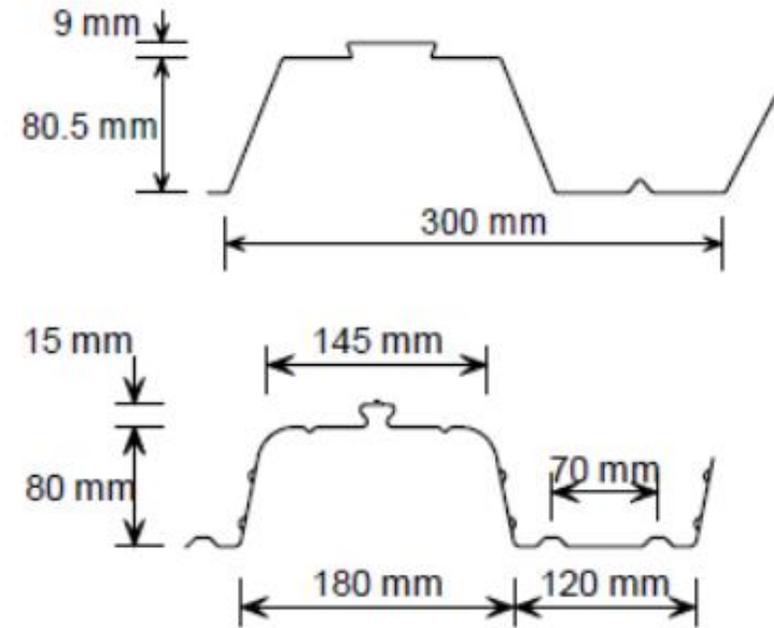
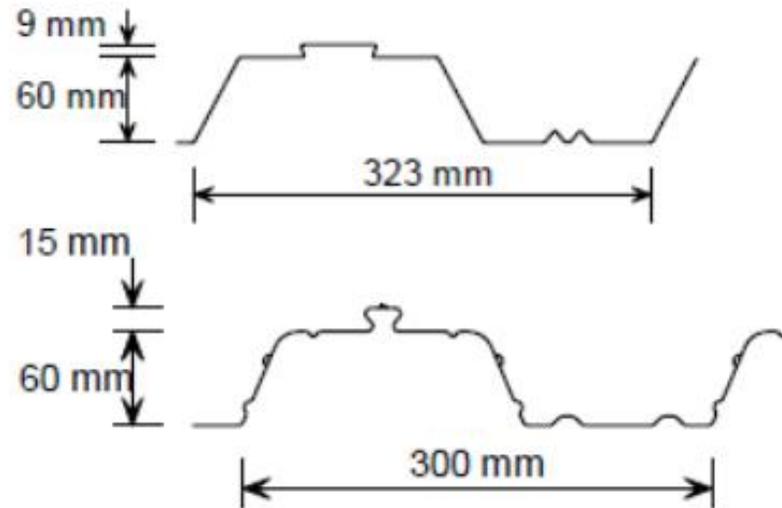
Resistenza allo snervamento dell'acciaio	→	235 – 460 MPa
Profondità della lamiera	→	40 – 200 mm
Spessore della lamiera	→	0.8 – 1.5 mm
Larghezza della lamiera	→	circa 1.0 m
Lunghezza della lamiera	→	fino a 6.0 m



Esempio di lamiera grecata

- Al fine di essere rigida e resistente, la lamiera grecata è sempre dotata di costole di irrigidimento e nervature
- **Ciò nonostante, essa è quasi sempre di classe 4**
- E' quindi importante ricordare che l'instabilità locale riduce il momento di inerzia efficace della lamiera al di sotto del valore calcolato per la sezione lorda e il momento resistente della sezione non è quello corrispondente al comportamento plastico

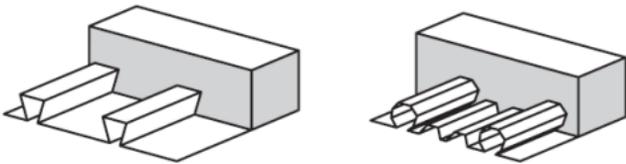
# Materiali tipici



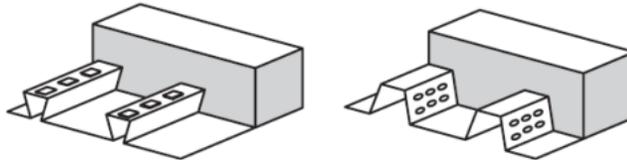
# Trasmissione delle sollecitazioni

La trasmissione delle forze di scorrimento all'interfaccia tra lamiera e calcestruzzo non può essere affidata alla sola aderenza

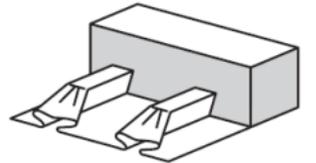
## Ingranamento per attrito



## Ingranamento meccanico



## Ancoraggio di estremità



!!) Tali provvedimenti non sono, tuttavia, pienamente efficaci nel resistere alle tensioni longitudinali

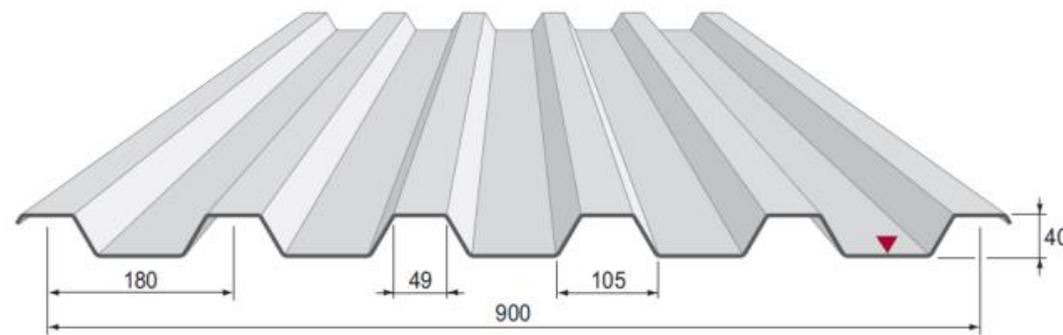
!!) I produttori di lamiere grecate eseguono prove su solette con lamiera grecata e forniscono tabelle con valori testati dei massimi momenti flettenti sopportabili dalle lamiere

# Fase di getto

**La verifica della lamiera grecata nella fase di getto deve essere eseguita in accordo alla norma UNI EN 1993-1-3 in materia di profilati sottili di acciaio formati a freddo**

La lamiera grecata deve sopportare non solo il calcestruzzo umido ma anche altri carichi che sono applicati durante la costruzione. Questi carichi possono includere ammassi di calcestruzzo e carichi da tubi di pompaggio

Per i carichi di costruzione, la norma EN 1991-1-6 raccomanda un carico distribuito di circa 0.75-1.50 kN/m<sup>2</sup>



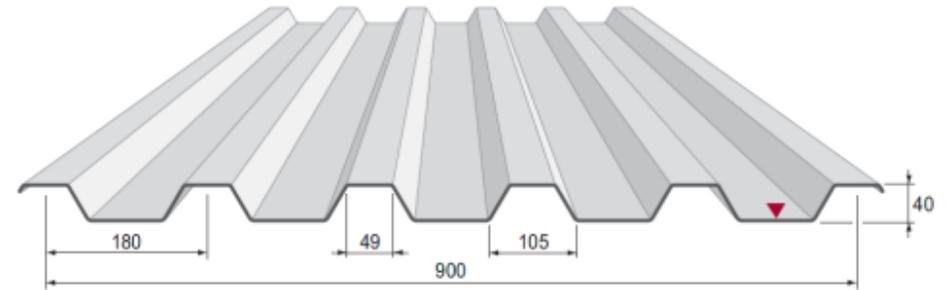
# Fase di getto

L'inflessione  $\delta$  della lamiera sotto il proprio peso ed il peso del calcestruzzo fresco, escludendo i carichi di costruzione, deve rispettare la condizione :

$$\delta \leq \min (L/180 ; 20 \text{ mm})$$

dove :

L la luce effettiva della campata fra due appoggi definitivi o provvisori



Esempio di lamiera grecata

# Fase di maturazione del cls

Verifiche di resistenza allo stato limite ultimo :

- Resistenza a flessione
- Resistenza allo scorrimento
- Resistenza a punzonamento e a taglio

Verifiche allo stato limite di esercizio :

- Verifica a fessurazione
- Verifica di deformabilità

# Requisiti minimi

Spessore totale della soletta

$$h \geq 80 \text{ mm}$$

Spessore del calcestruzzo al di sopra delle nervature

$$h_c \geq 40 \text{ mm}$$

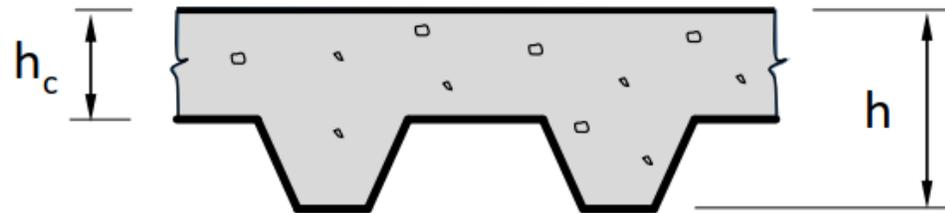
Lo spessore  $h_c$  è normalmente 60 mm o maggiore per garantire un sufficiente isolamento acustico e per fornire un'adeguata resistenza al fuoco e ai carichi concentrati

Se la soletta

realizza con la trave una membratura composta, oppure è utilizzata come diaframma orizzontale,

$$h \geq 90 \text{ mm}$$

$$h_c \geq 50 \text{ mm}$$



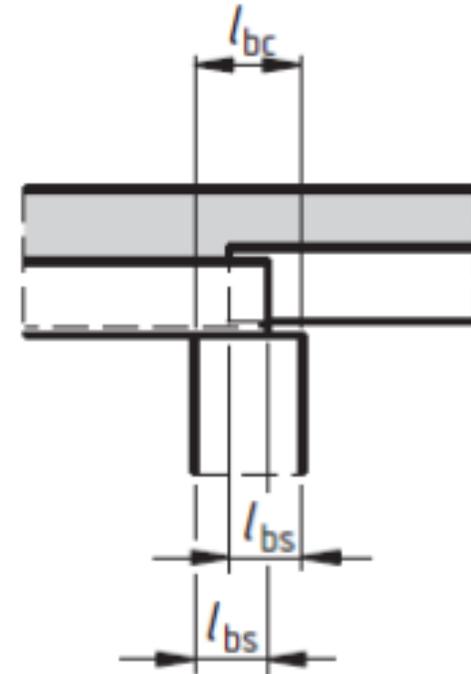
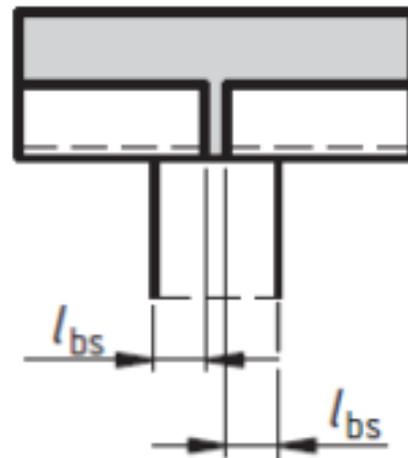
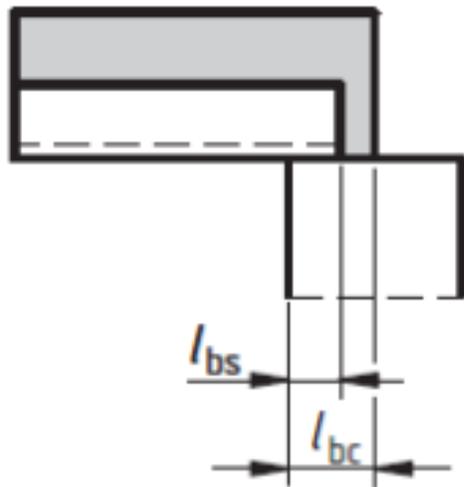
# Requisiti minimi

Le solette composte sostenute da elementi di acciaio o calcestruzzo devono avere :

- larghezza di appoggio  $l_{bc} \geq 75$  mm
- larghezza di appoggio del bordo della lamiera  $l_{bs} \geq 50$  mm

nel caso di lamiere sovrapposte o continue deve essere :

- larghezza di appoggio del bordo della lamiera  $l_{bs} \geq 75$  mm



# Classificazione delle sezioni acciaio-cl

Una sezione composta dovrebbe essere classificata in funzione della **classe meno favorevole** tra quelle dei suoi elementi costituenti in acciaio in **compressione**

Si fa riferimento alla solita classificazione delle sezioni in 4 classi di riferimento, in base all'effetto dell'instabilità locale sul loro comportamento:

- **classe 1** – massima resistenza, massima duttilità
- **classe 2** – massima resistenza, limitata duttilità
- **classe 3** – resistenza limitata al raggiungimento della prima plasticizzazione
- **classe 4** – instabilità precoce che avviene prima dello snervamento

Classe	Caratteristiche della sezione	Sezione
1	 <p>La sezione è in grado di plasticizzarsi completamente senza riduzione della resistenza dovuta a fenomeni di instabilità. Lo stato limite di riferimento è quello di <b>completa plasticizzazione</b>.</p>	<b>DUTTILE</b>
2	 <p>La sezione ha le stesse caratteristiche della classe 1 ma la capacità rotazionale è limitata da effetti di instabilità locale.</p>	<b>COMPATTA</b>
3	 <p>La sezione è in grado di raggiungere lo stato limite di <b>inizio snervamento</b> ma l'instabilità locale le impedisce di plasticizzarsi completamente.</p>	<b>SEMI-COMPATTA</b>
4	 <p>La resistenza della sezione viene determinata considerando l'instabilità locale. Essa sarà inferiore alla forza che provoca la sua completa plasticizzazione. Lo stato limite di riferimento è sempre quello di <b>inizio snervamento</b> ma considerando solo una parte della sezione.</p>	<b>SNELLA</b>

# Classificazione delle sezioni acciaio-cl

Ci ricordiamo che la distribuzione delle tensioni deve essere:

- **plastica** quando utile per verificare l'appartenenza alle classi 1 e 2
- **elastica** quando utile per verificare l'appartenenza alle classi 3 e 4

La classificazione deve essere effettuata :

- considerando i valori di progetto delle resistenze dei materiali (per classi 1 e 2)
- considerando nulla la resistenza a trazione del calcestruzzo
- considerando l'intera anima e il tratto efficace delle flange

Classe	Caratteristiche della sezione	Sezione
1	 <p>La sezione è in grado di plasticizzarsi completamente senza riduzione della resistenza dovuta a fenomeni di instabilità. Lo stato limite di riferimento è quello di <b>completa plasticizzazione</b>.</p>	<b>DUTTILE</b>
2	 <p>La sezione ha le stesse caratteristiche della classe 1 ma la capacità rotazionale è limitata da effetti di instabilità locale.</p>	<b>COMPATTA</b>
3	 <p>La sezione è in grado di raggiungere lo stato limite di <b>inizio snervamento</b> ma l'instabilità locale le impedisce di plasticizzarsi completamente.</p>	<b>SEMI-COMPATTA</b>
4	 <p>La resistenza della sezione viene determinata considerando l'instabilità locale. Essa sarà inferiore alla forza che provoca la sua completa plasticizzazione. Lo stato limite di riferimento è sempre quello di <b>inizio snervamento</b> ma considerando solo una parte della sezione.</p>	<b>SNELLA</b>

# Classificazione delle sezioni acciaio-cl

**La classe di una sezione composta dipende anche dalla sequenza di costruzione e dagli effetti del ritiro e della viscosità!**

Pertanto, la classificazione viene effettuata per :

- **progetto a breve termine**
- **progetto a lungo termine**

## **A breve termine**

= prima della maturazione del calcestruzzo della soletta

In tal caso la sezione resistente del ponte è costituita dalla sola parte in acciaio e la classificazione va effettuata con riferimento a tale parte

## **A lungo termine**

= a maturazione avvenuta del calcestruzzo della soletta

La sezione resistente del ponte è costituita dalla sezione composta acciaio-calcestruzzo e quindi la classificazione va effettuata con riferimento alla sezione composta

# Classificazione delle sezioni acciaio-cl

Sezione	Flangia sup	Flangia inf	Anima	Metodo di verifica	Sezione
<b>Sezione aperta</b>	1 o 2	1 o 2	1 o 2	-	1 o 2
	1 o 2	1 o 2	3	-	2 con anima efficace
	1 o 2	1 o 2	3	-	3
	1 o 2	1 o 2	4	tensioni ridotte	trattata come classe 3
	1 o 2	1 o 2	4	larghezza efficace	4
<b>Sezione scatolare</b>	1 o 2	3	3	-	3
	1 o 2	4	3 o 4	tensioni ridotte	trattata come classe 3
	1 o 2	4	3 o 4	larghezza efficace	4

# Tipi di analisi per membrature composte acciaio-clc

- Per le strutture composte acciaio-calcestruzzo si può parlare di:
  - Analisi **globali** (eseguite per determinare le sollecitazioni di calcolo sulle membrature)
  - Analisi **sezionali** (eseguite per determinare le tensioni sulle sezioni e le caratteristiche resistenti delle sezioni)
- Si può inoltre parlare di analisi globali in termini di:
  - **Analisi lineari**
  - **Analisi plastiche**
  - **Analisi non lineari**

# Tipi di analisi per membrature composte acciaio-clc

L'analisi globale plastica può essere utilizzata per eseguire le verifiche allo SLU quando :

- tutti gli elementi sono in acciaio o composti acciaio-calcestruzzo
- quando i materiali soddisfano i requisiti indicati nella norma (§ 4.3.3.1)
- quando le sezioni sono di classe 1
- quando i collegamenti trave-colonna sono a completo ripristino di resistenza plastica e sono dotati di adeguata capacità di rotazione o sovreresistenza

Inoltre, nelle zone in cui è supposto lo sviluppo delle deformazioni plastiche (cerniere plastiche), è necessario :

- che i profili in acciaio siano simmetrici rispetto al piano dell'anima
- che la piattabanda compressa sia opportunamente vincolata
- che la capacità rotazionale della cerniera plastica sia sufficiente

# Tipi di analisi per membrature composte acciaio-clt

L'analisi globale elastica dovrebbe essere utilizzata per la verifica di :

- stato limite di esercizio
- stato limite di fatica

ma può essere utilizzata anche per la verifica di :

- stati limiti ultimi

si devono considerare i seguenti fenomeni :

- fessurazione
- ritiro
- viscosità
- shear lag
- stabilità locale
- campi di temperatura
- fasi costruttive

- fessurazione
- ritiro
- viscosità
- shear lag ←
- stabilità locale
- campi di temperatura
- fasi costruttive

# Larghezza efficace (o collaborante) $b_{eff}$

- Nella soletta la distribuzione delle  $\sigma$  è del tipo illustrato in figura per effetto **“shear lag”** (letteralmente «ritardo del taglio»)
- L’Eurocodice 4 (#4.2.2.1) introduce un criterio, valido per le travi continue su più appoggi, per valutare la larghezza collaborante  $b_{eff}$
- Indicando con  $l_0$  la distanza approssimata tra i punti di momento nullo:

*la larghezza efficace complessiva  $b_{eff}$  dell’ala di cls associata con ogni anima di acciaio dovrebbe essere assunta come la somma delle larghezze efficaci  $b_e$  della porzione di ala da ogni lato dell’asse dell’anima. La larghezza efficace di ogni porzione dovrebbe essere assunta pari a  $l_0/8$  e comunque non maggiore di  $b$*

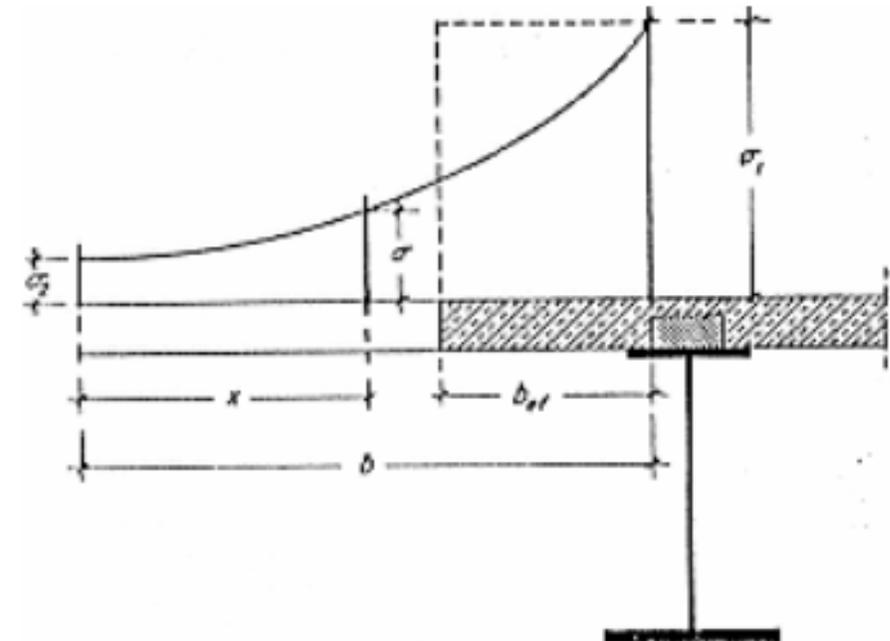


Fig. 6.1: tensioni nella soletta collaborante.

si devono considerare i seguenti fenomeni :

- fessurazione
- ritiro
- viscosità
- shear lag ←
- stabilità locale
- campi di temperatura
- fasi costruttive

# Larghezza efficace (o collaborante) $b_{eff}$

Per «shear lag» si intende la graduale diminuzione della tensione longitudinale all'aumentare della distanza trasversale dall'asse longitudinale dell'elemento resistente.

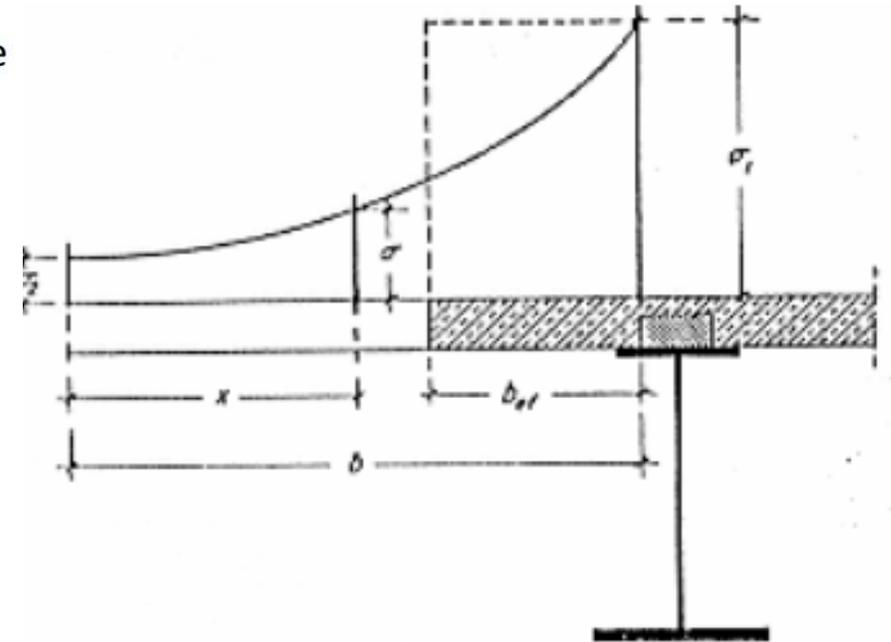
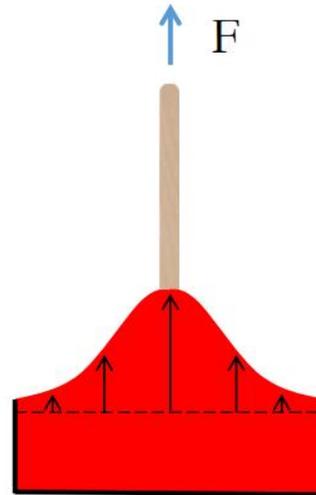


Fig. 6.1: tensioni nella soletta collaborante.

si devono considerare i seguenti fenomeni :

- fessurazione
- ritiro
- viscosità
- shear lag ←
- stabilità locale
- campi di temperatura
- fasi costruttive

# Larghezza efficace (o collaborante) $b_{eff}$

In tale ipotesi di calcolo, il concetto di *larghezza efficace* è tale da soddisfare un criterio di **equivalenza tra le tensioni costanti** sulla larghezza efficace e l'integrale delle tensioni sulla larghezza geometrica

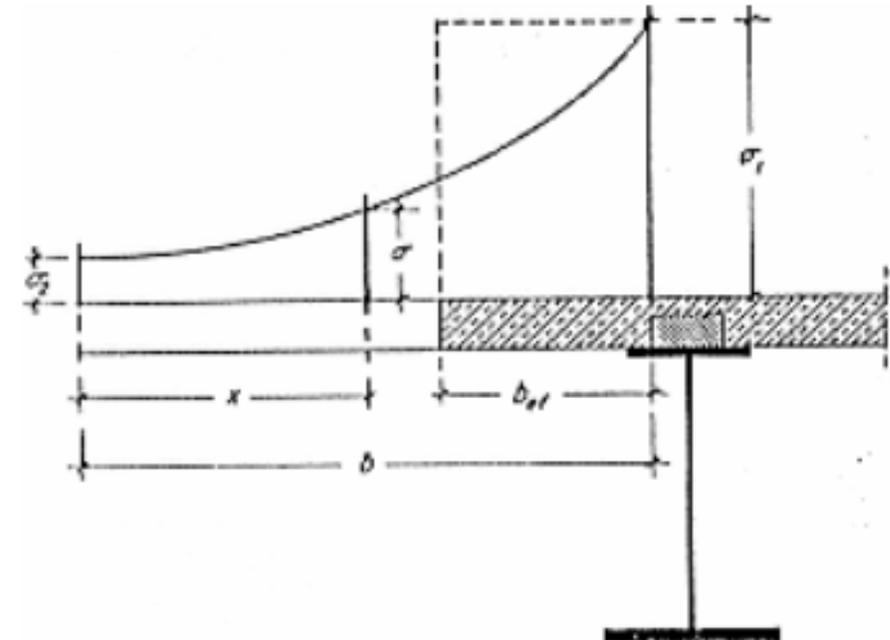
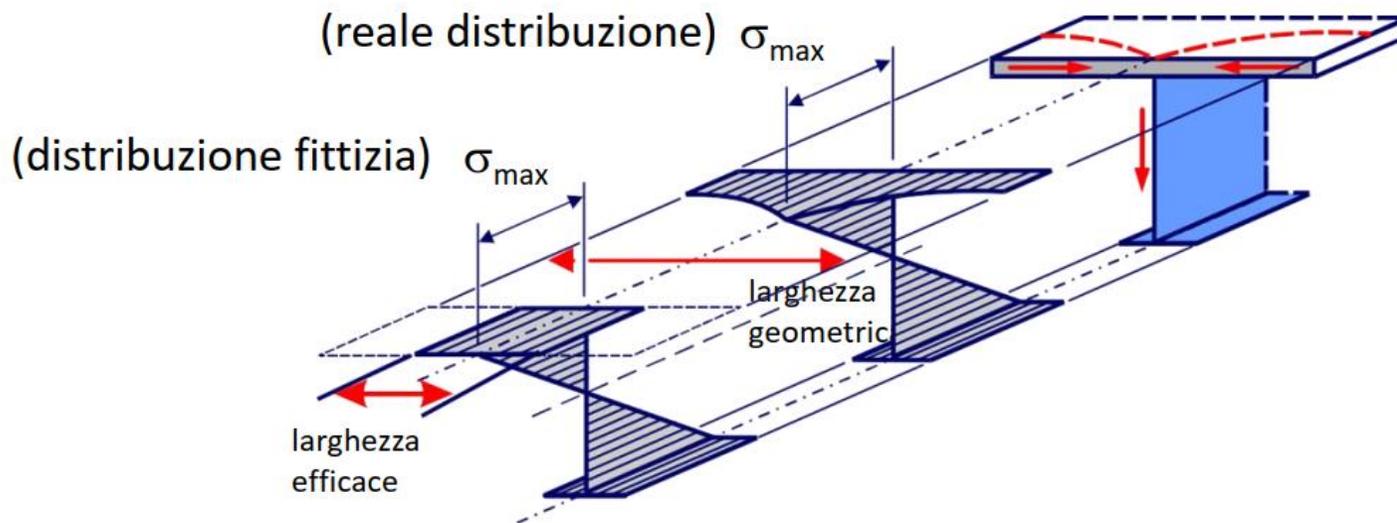


Fig. 6.1: tensioni nella soletta collaborante.

- fessurazione
- ritiro
- viscosità
- shear lag ←
- stabilità locale
- campi di temperatura
- fasi costruttive

# Larghezza efficace (o collaborante) $b_{eff}$

- L'Eurocodice 4 permette di considerare una larghezza collaborante di cls anche dove il momento flettente è negativo (cioè dove il cls si fessura perché soggetto a trazione) solo per **l'analisi globale elastica** delle sollecitazioni [EC4 #4.5.3]
- Ovviamente in fase di verifica i momenti negativi sono retti dalla trave in solo acciaio

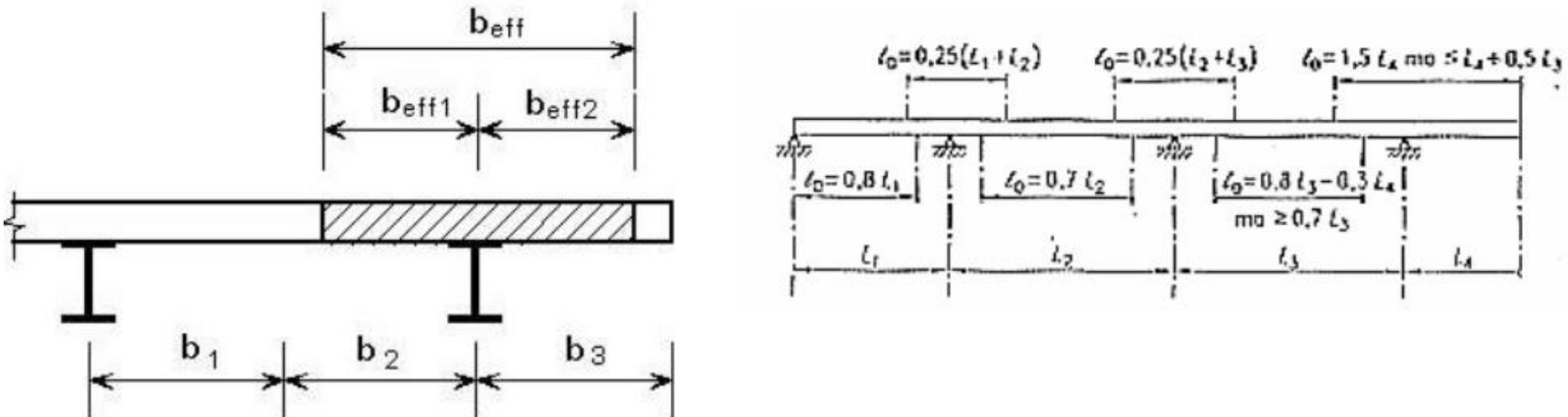


Fig. 6.2: calcolo della larghezza collaborante della soletta di cls

- fessurazione
- ritiro
- viscosità
- shear lag ←
- stabilità locale
- campi di temperatura
- fasi costruttive

# Larghezza efficace (o collaborante) $b_{eff}$

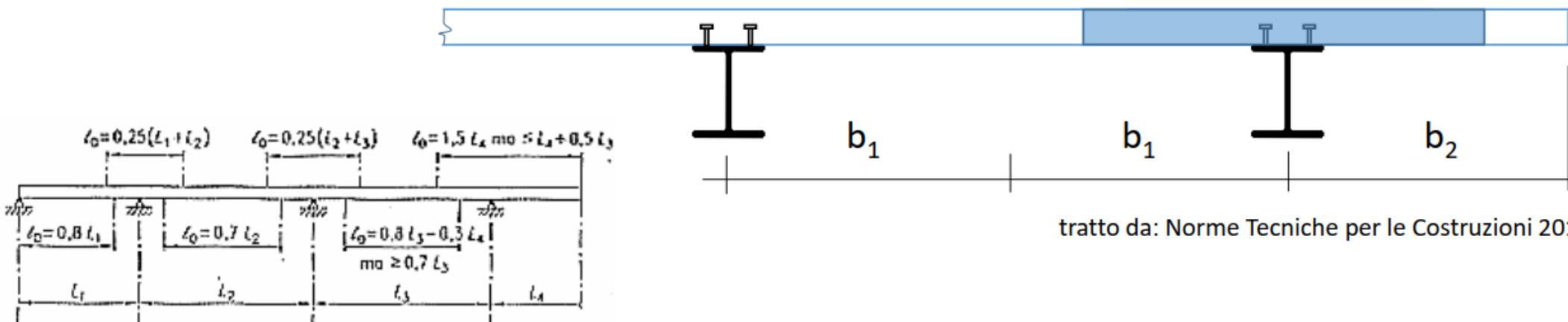
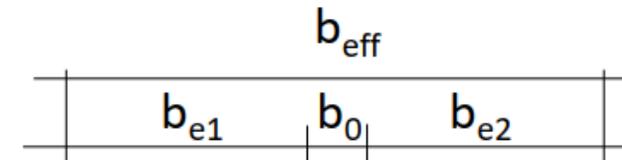
$$b_{eff} = b_0 + b_{e1} + b_{e2}$$

dove :

$b_{e1}$   $b_{e2}$  larghezza collaborante da ciascun lato della sezione composta  
 $= \min(L_e/8, b_i - b_0/2)$

$b_0$  distanza trasversale tra gli assi dei connettori

$L_e$  = 0.85 L (campata d'estremità)  
 = 0.70 L (campata intermedia)  
 = 2.00  $L_{sb}$  (sbalzo)



tratto da: Norme Tecniche per le Costruzioni 2018

- fessurazione
- ritiro
- viscosità
- shear lag
- stabilità locale 
- campi di temperatura
- fasi costruttive

# E l'instabilità??

L'effetto dell'instabilità locale nell'analisi globale elastica può essere considerato per mezzo dell'area efficace della sezione trasversale.

L'effetto dell'instabilità locale sulla rigidezza può essere ignorato quando l'area efficace della sezione trasversale di un elemento in compressione è maggiore di  $\rho_{\min}$  volte l'area lorda della sezione trasversale dell'elemento.

Il valore raccomandato di  $\rho_{\min}$  è 0.5

si devono considerare i seguenti fenomeni :

- fessurazione
- ritiro
- viscosità
- shear lag
- stabilità locale
- campi di temperatura
- fasi costruttive ←

# Fasi costruttive

Allo studio statico della sezione occorre premettere la considerazione che nelle travi sono possibili diversi approcci costruttivi.

In particolare, si può parlare di solette composte con travi metalliche:

➤ **integralmente puntellate**

➤ **parzialmente puntellate**

➤ **non puntellate**

si devono considerare i seguenti fenomeni :

- fessurazione
- ritiro
- viscosità
- shear lag
- stabilità locale
- campi di temperatura
- fasi costruttive ←

# Fasi costruttive

## ➤ integralmente puntellate

### Fase 1 :

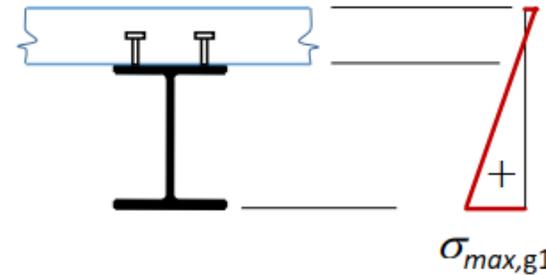
*i puntelli sono collocati in numero elevato e a distanza ridotta (la trave è appoggiata con continuità su tutta la sua lunghezza)*

I pesi propri della soletta (non ancora maturata) e della trave in acciaio ( $g_1$ ) scaricano sui puntelli.

### Fase 2 :

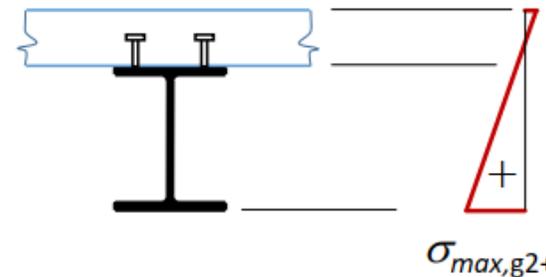
*Raggiunta la maturazione della soletta, i puntelli vengono rimossi.*

Tutti i carichi verticali ( $g_1+g_2+q$ ) sono portati dalla struttura mista acciaio-calcestruzzo.

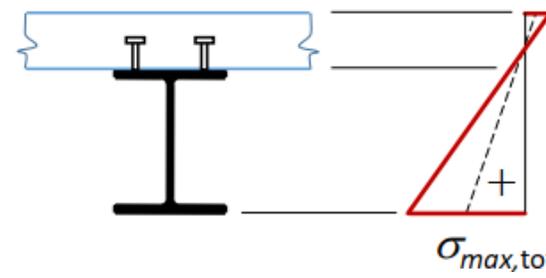


$g_1$

(dopo la rimozione dei puntelli)



$g_2+q$



tot

si devono considerare i seguenti fenomeni :

- fessurazione
- ritiro
- viscosità
- shear lag
- stabilità locale
- campi di temperatura
- fasi costruttive ←

# Fasi costruttive

## ➤ parzialmente puntellate

### Fase 1 :

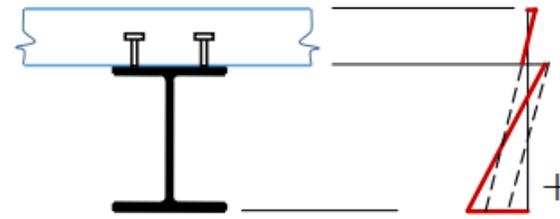
*i puntelli sono collocati in numero limitato e lo schema statico della trave composta diventa di trave continua su più appoggi.*

I pesi propri scaricano sui puntelli e sugli appoggi laterali.

### Fase 2 :

*Raggiunta la maturazione della soletta, i puntelli vengono rimossi.*

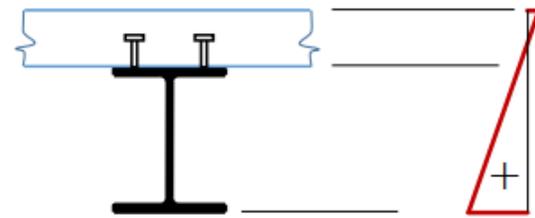
I carichi variabili e i carichi puntuali costituiti dalle reazioni vincolari dei sostegni (applicate con lo stesso modulo e segno contrario) sono portati dalla sezione composta.



$\sigma_{max,g1}$

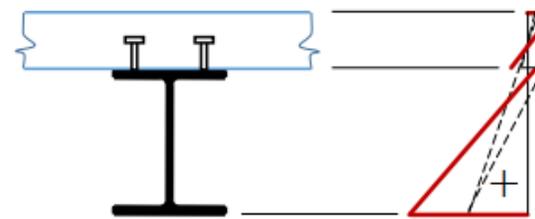
$g_1$

(dopo la rimozione dei puntelli)



$\sigma_{max,g2+q}$

$g_2+q$



$\sigma_{max,tot}$

tot

si devono considerare i seguenti fenomeni :

- fessurazione
- ritiro
- viscosità
- shear lag
- stabilità locale
- campi di temperatura
- fasi costruttive ←

# Fasi costruttive

## ➤ non puntellate

### Fase 1 :

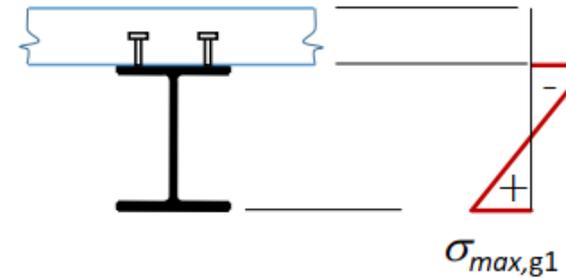
*non sono collocati puntelli.*

Il carico costituito dal peso della struttura in acciaio e della soletta in calcestruzzo ( $g_1$ ) è portato dalla sola struttura in acciaio.

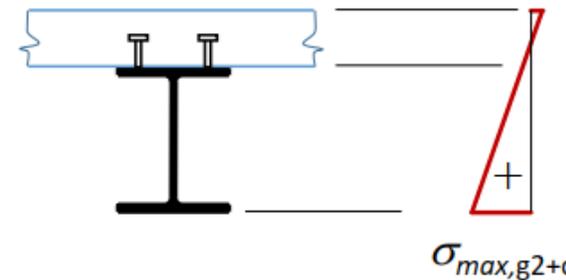
### Fase 2 :

*Raggiunta la maturazione della soletta, i puntelli vengono rimossi.*

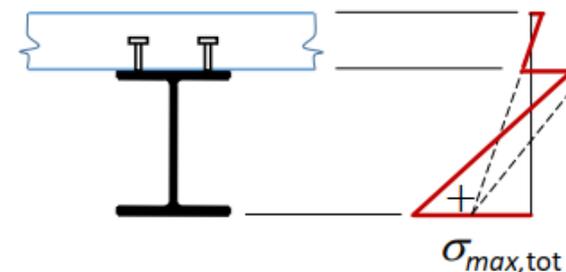
I pesi permanenti ed i carichi variabili ( $g_2+q$ ) sono portati dalla struttura mista acciaio-calcestruzzo.



$g_1$



$g_2+q$



tot

# Calcolo elastico a flessione

Ipotesi di calcolo:

- come per il cemento armato si considera una connessione perfetta, senza slittamenti. Quindi le sezioni si considerano piane.
- si deve tener presente che l'area di acciaio non è puntiforme come per il c.a.. Se si ha a disposizione un programma di verifica per il c.a., si possono introdurre vari strati di armatura, due per le ali ed alcuni discretizzando l'anima.

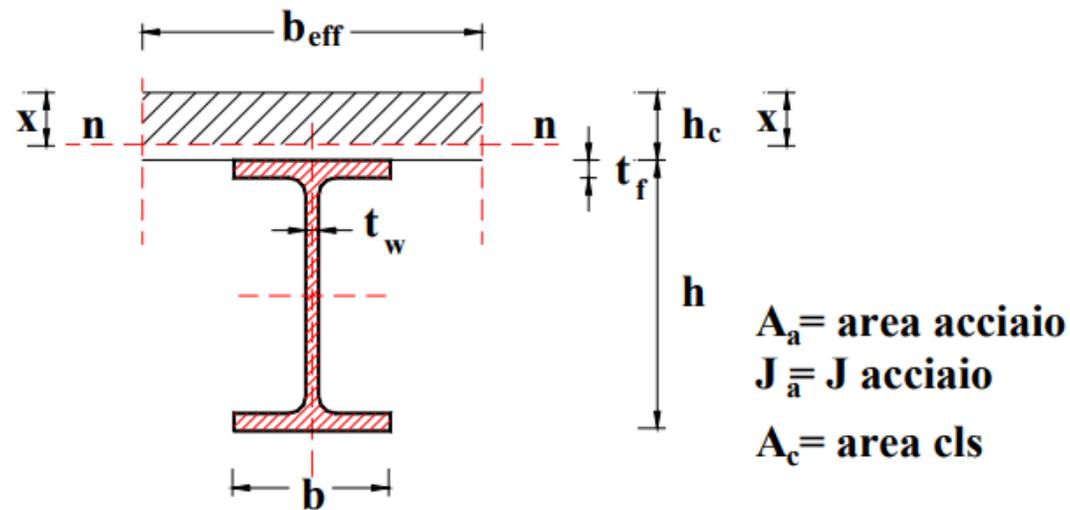


Fig. 3.1: calcolo della posizione dell'asse neutro con il metodo n

# Calcolo elastico a flessione

L'asse neutro è baricentrico:

-  $x < h_c$  (l'asse neutro taglia la soletta di cls) :

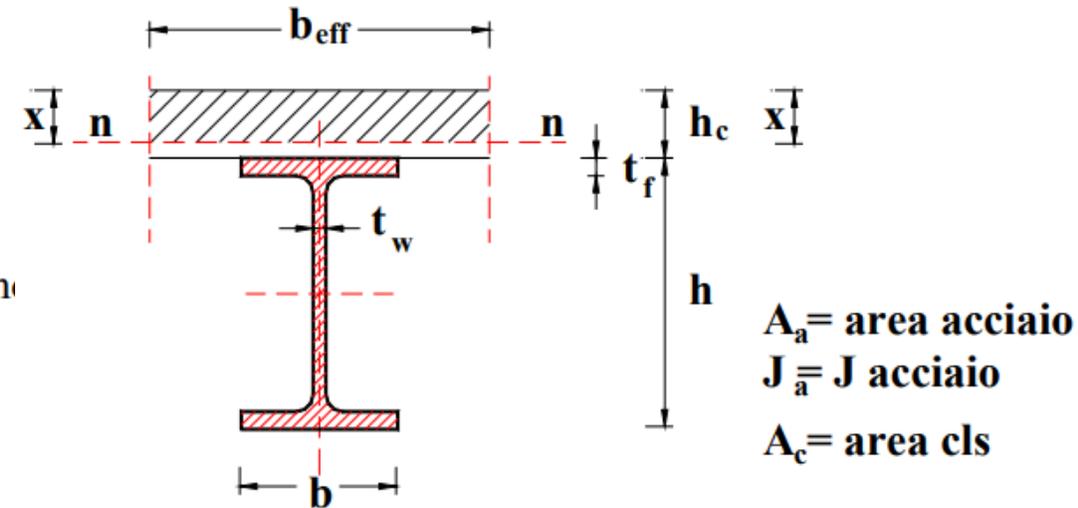
$$\frac{b_{\text{eff}} \cdot x^2}{2} = n \cdot A_a \left( \frac{h}{2} + h_c - x \right) \quad (3.1)$$

$$J_{\text{id}} = J_a + A_a (h/2 + h_c - x)^2 + b_{\text{eff}} \cdot x^3 / 3n \quad (3.2)$$

-  $x > h_c$  la soletta è interamente reagente e l'annullamento del momento statico con  
all'equazione:

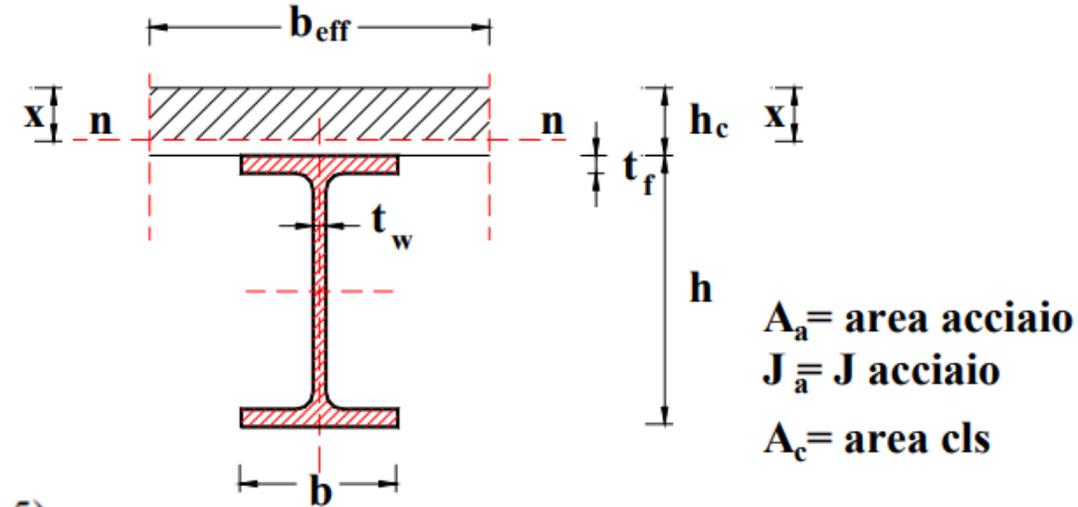
$$A_c (x - h_c / 2) = n \cdot A_a \left( \frac{h}{2} + h_c - x \right) \quad (3.3)$$

$$J_{\text{id}} = J_a + J_c / n + A_a (h/2 + h_c - x)^2 + A_c / n \cdot (x - h_c)^2 \quad (3.4)$$



Si indica con  $J_{\text{id}}$  il momento d'inerzia della sezione omogenizzata all'acciaio.

# Calcolo elastico a flessione



Si ha quindi che le tensioni risultano:

$$\sigma_c = \frac{M_{Sd}}{n \cdot J_{id}} x \quad \sigma_s = \frac{M_{Sd}}{J_{id}} (h + h_c - x) \quad (3.5)$$

Per quanto riguarda il rapporto  $n$  fra i moduli elastici, si devono fare le seguenti considerazioni:

- il modulo elastico dell'acciaio è praticamente costante e pari a  $210000 \text{ N/mm}^2$  secondo EC4, e  $206000 \text{ N/mm}^2$  secondo le norme CNR.
- Il modulo elastico del cls, secondo le norme, è funzione della resistenza caratteristica. Secondo l'Eurocodice 2  $E_{cm} = 9500 \cdot (f_{ck} + 8)^{1/3} \text{ N/mm}^2$ . Ad esempio per calcestruzzo di classe C25/30:

$$f_{ck}=25 \text{ N/mm}^2; R_{ck}=30 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow E_{cm} = 30500 \cdot \text{N/mm}^2 \Rightarrow n = \frac{E_s}{E_c} = 6.9$$

# Calcolo elastico a flessione

Per quanto riguarda il rapporto  $n$  fra i moduli elastici, si devono fare le seguenti considerazioni:

- il modulo elastico dell'acciaio è praticamente costante e pari a  $210000 \text{ N/mm}^2$  secondo EC4, e  $206000 \text{ N/mm}^2$  secondo le norme CNR.
- Il modulo elastico del cls, secondo le norme, è funzione della resistenza caratteristica. Secondo l'Eurocodice 2  $E_{cm} = 9500 \cdot (f_{ck} + 8)^{1/3} \text{ N/mm}^2$ . Ad esempio per calcestruzzo di classe C25/30:

$$f_{ck}=25 \text{ N/mm}^2; R_{ck}=30 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow E_{cm} = 30500 \cdot \text{N/mm}^2 \Rightarrow n = \frac{E_s}{E_c} = 6.9$$

Questo valore vale per il cls caricato a 28 giorni dal getto e per carichi di breve durata.

- Nel tempo il cls ha un comportamento viscoso (flauge, creep), cioè a carico costante la sua deformazione aumenta nel tempo a tempo infinito (30 anni) raggiunge 2÷3 volte il valore iniziale. Si ha quindi una migrazione degli sforzi dal cls all'acciaio. Ecco il motivo per cui nelle verifiche di resistenza col metodo  $n$ , o nel calcolo delle deformazioni per i carichi di lunga durata, si assume nel cemento armato  $n=15$ .

# Calcolo elastico a flessione

Poiché la tendenza attuale è quella di fare delle verifiche di resistenza allo stato limite ultimo, secondo la cui filosofia la “storia dei carichi e delle deformazioni viene dimenticata”, il problema del valore di  $n$  riguarda essenzialmente gli stati limite di esercizio e prevalentemente il calcolo delle deformazioni. Un calcolo rigoroso degli effetti della viscosità (o del ritiro) si scontra contro l’aleatorietà dei parametri in gioco (ad esempio l’umidità relativa dell’ambiente), per cui è più logica una formulazione approssimata.

L’Eurocodice 4 (#3.1.4.2) introduce il modulo  $E_c'$  del calcestruzzo:

*Se specificato dal particolare progetto e comunque per edifici principalmente utilizzati per immagazzinamenti, dovrebbero essere utilizzati due valori nominali per  $E_c'$ : il primo pari a  $E_{cm}$  per gli effetti di breve durata e l’altro pari a  $E_{cm}/3$  per gli effetti di lunga durata. Negli altri casi  $E_c'$  può essere assunto pari a  $E_{cm}/2$ .*

Si può assumere il tradizionale valore  $n=15$  corrispondente a  $E_c' = E_{cm} / 2 \approx 15000 \cdot \text{N} / \text{mm}^2$ .

# Calcolo del momento resistente ultimo

- La verifica potrebbe essere eseguita come per una sezione in cemento armato ordinario
- Poiché però in genere (se la trave è ben progettata) l'asse neutro taglia la soletta e quindi l'altezza della zona compressa è piccola rispetto all'altezza totale della sezione, è inutile sofisticare sul diagramma  $\sigma$ - $\varepsilon$  del calcestruzzo (si assume un diagramma rettangolare anziché parabola - rettangolo)
- Si ammette un comportamento perfettamente plastico dei materiali

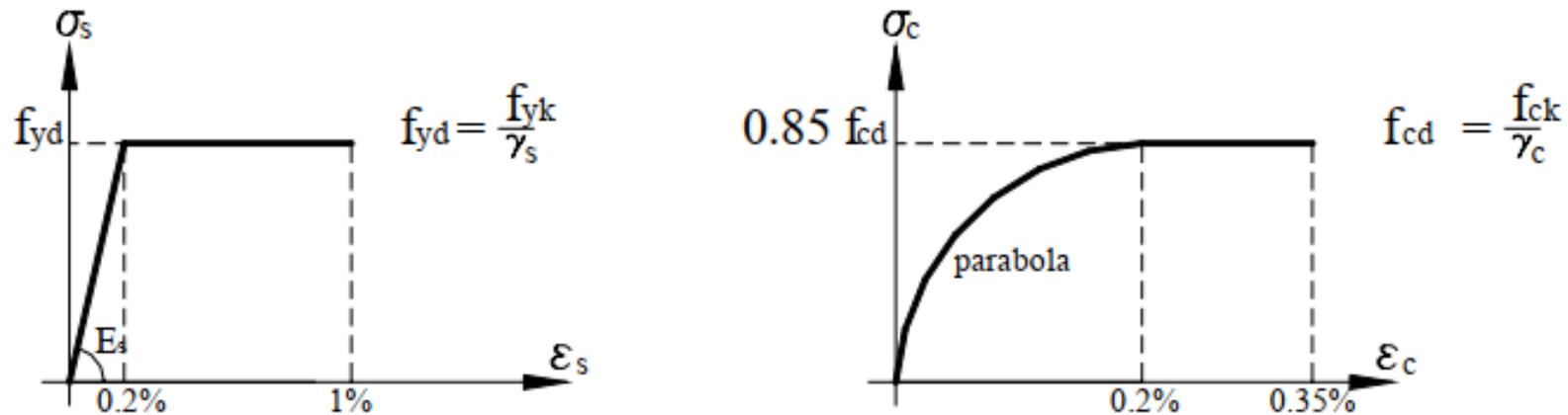


Fig. 4.1: legame costitutivo di progetto per il cls e per l'acciaio

# Calcolo del momento resistente ultimo

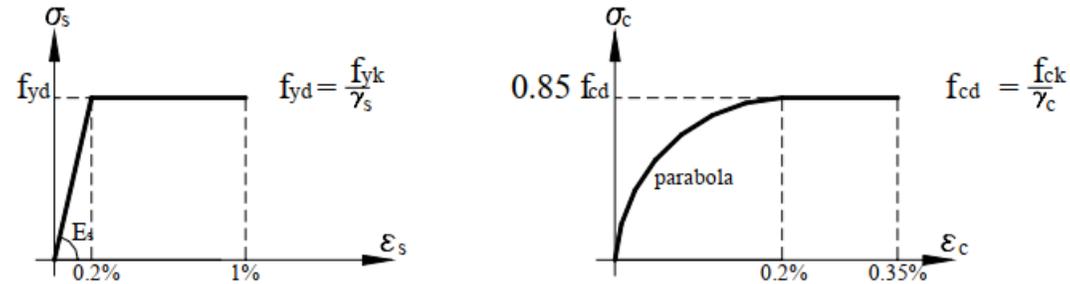
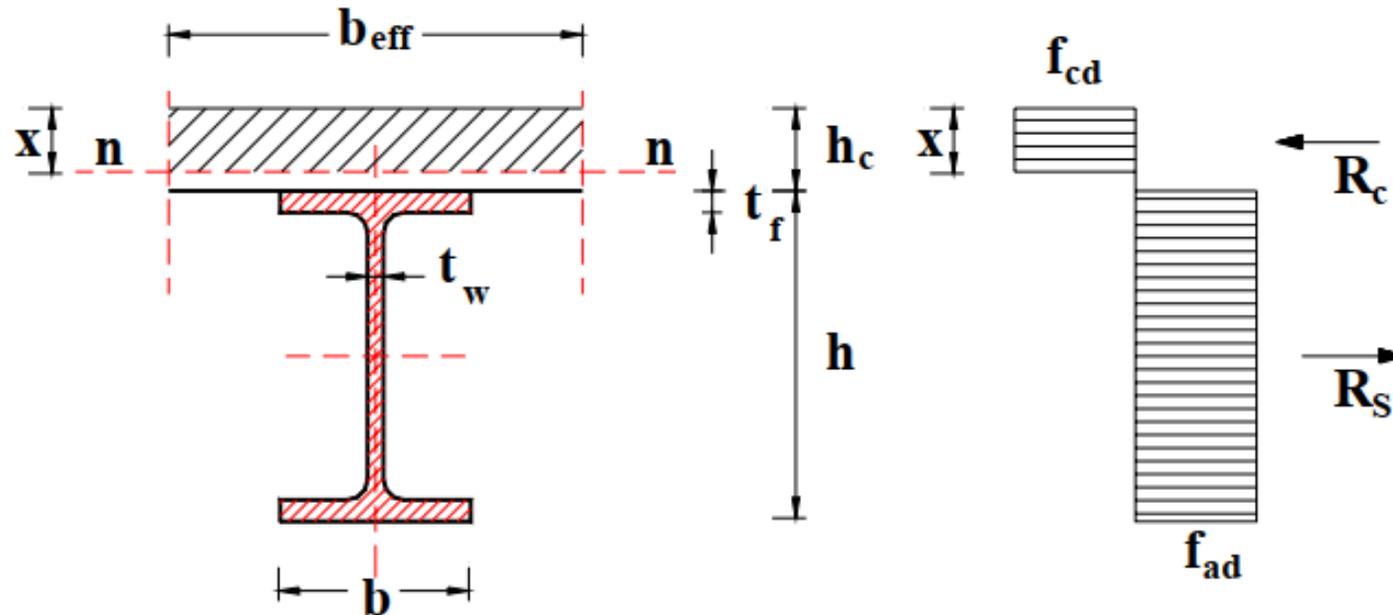


Fig. 4.1: legame costitutivo di progetto per il cls e per l'acciaio



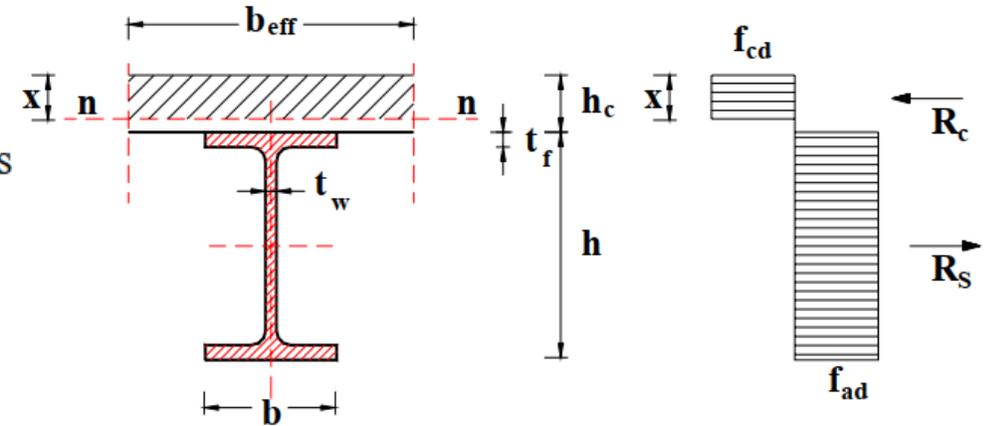
# Calcolo del momento resistente ultimo

$$R_c = \frac{0,85 \cdot f_{ck} \cdot b_{eff} \cdot h_c}{\gamma_c}$$

resistenza a compressione della soletta di cls

$$R_a = \frac{A_a \cdot f_{y,ad}}{\gamma_a}$$

resistenza a trazione della trave in acciaio



Se  $R_a < R_c$  (come deve essere in una trave ben progettata), l'asse neutro taglia la soletta (si dice in questo caso che la soletta è "sufficiente – slab adequate")

La resistenza è governata dall'acciaio

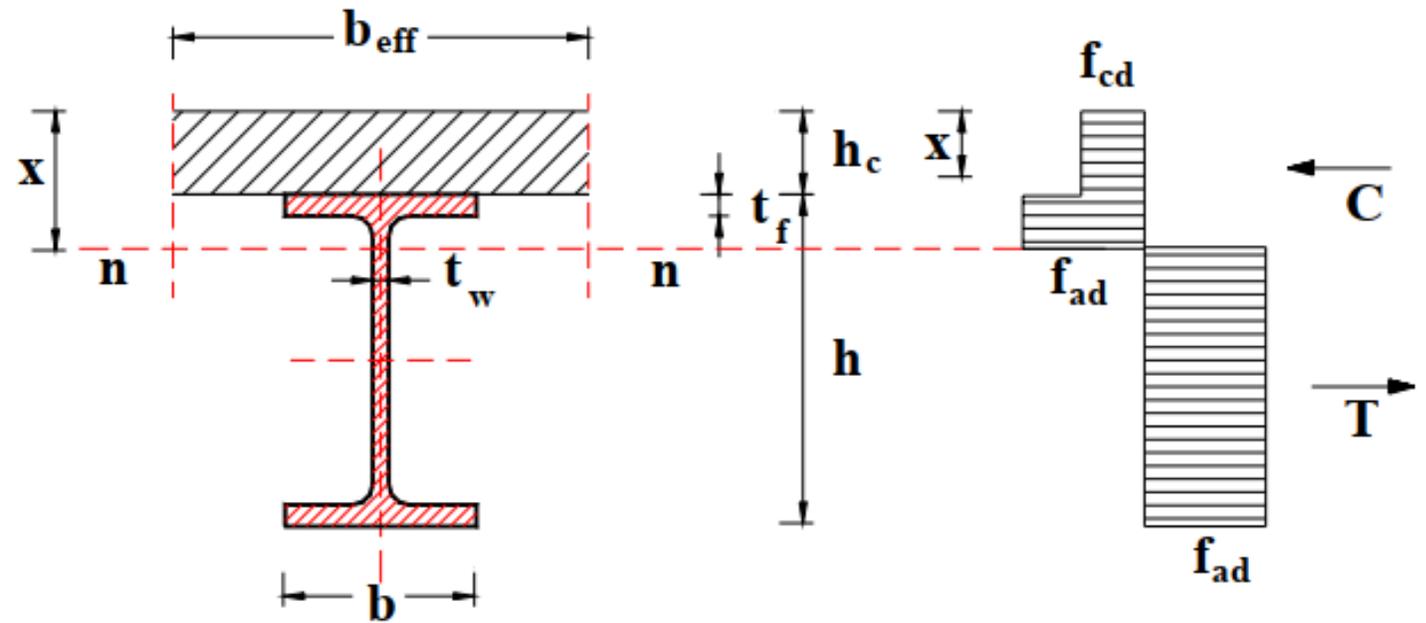
$$\frac{x}{h_c} = \frac{R_a}{R_c} \quad (4.1)$$

Il momento plastico di design (eq. rotazione) risulta:

$$M_{pl,Rd} = R_a \left( \frac{h}{2} + h_c - \frac{x}{2} \right) \quad (4.2)$$

# Calcolo del momento resistente ultimo

- Nel caso in cui l'asse neutro non tagli la soletta, la resistenza è governata dal calcestruzzo e parte della trave in acciaio è chiamata a lavorare a compressione
- Si calcolerà la posizione dell'asse neutro che soddisfa l'equilibrio alla traslazione e quindi il momento resistente della sezione

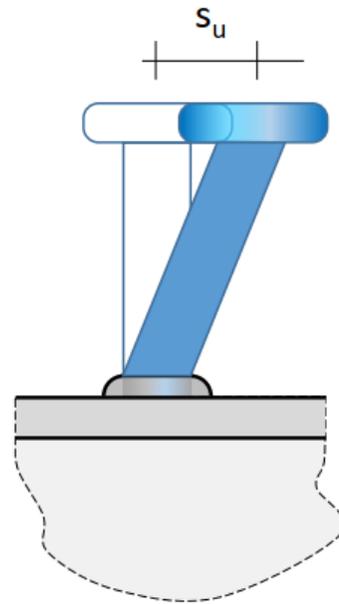


# Verifica dei connettori secondo Eurocodice 4

I pioli sono duttili se hanno una capacità deformativa a taglio superiore a 6 mm, ovvero :

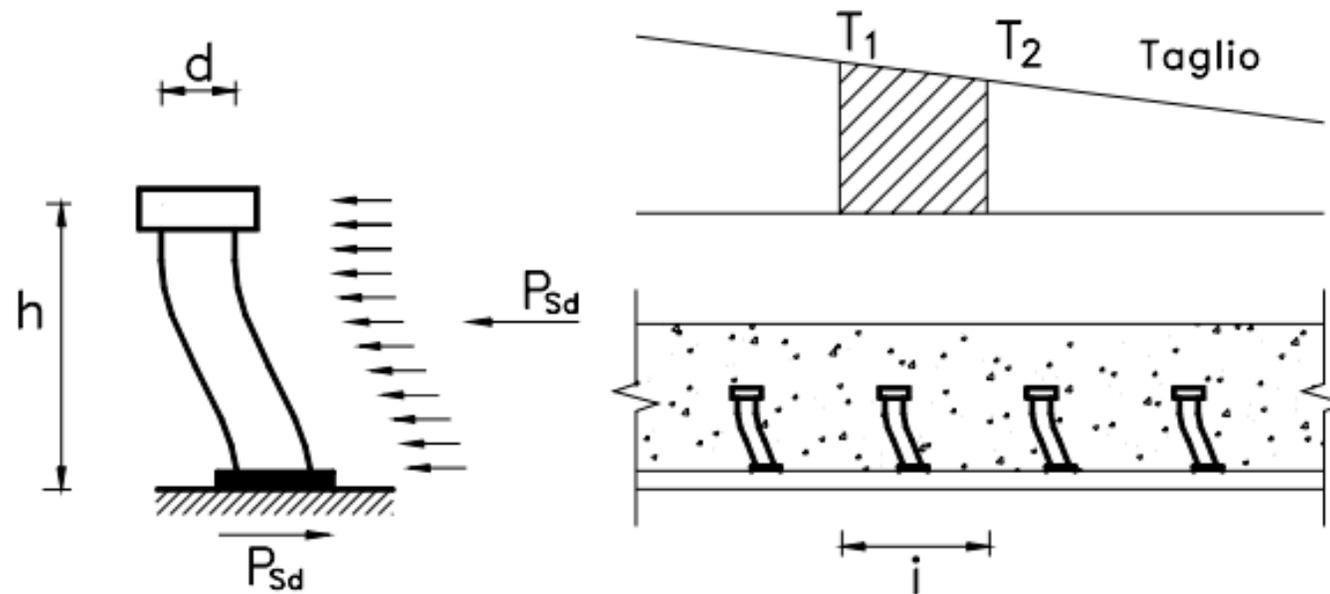
$$s_u \geq 6 \text{ mm}$$

Tale valore deve essere convalidato da apposite prove o comunque certificato dal produttore.



# Verifica dei connettori secondo Eurocodice 4

- I connettori potranno essere posati a passo costante (se sufficientemente duttili come sono in genere i pioli Nelson; v. EC4 #6.1.2-#6.1.3) o seguendo meglio il diagramma del taglio, in modo che ciascun connettore resista alla forza di scorrimento agente sul suo interasse



$$P_{Sd} = \frac{(T_1 + T_2) / 2 \cdot S^*}{J_{id}} \cdot i \quad (7.1)$$

In ogni caso l'insieme dei connettori deve resistere alla forza di scorrimento totale  $V$  (longitudinal shear) risultante dal flusso degli sforzi di scorrimento tra la soletta in cls e la trave in acciaio

Fig. 7.7: forza di scorrimento agente sul singolo piolo

# Verifica dei connettori secondo Eurocodice 4

In particolare possiamo analizzare il caso di una trave semplicemente appoggiata. Integrando lungo metà luce gli sforzi di scorrimento alla Jourawski e ricordando che il taglio è la derivata del momento e che  $J_{id}/S=z$  (braccio della coppia interna) :

$$V = \int_0^{L/2} \tau \cdot b \cdot dx = \frac{T \cdot S^*}{J} \cdot \frac{L}{2} \cdot \frac{1}{2} = \frac{q \cdot L^2}{8} \cdot \frac{S^*}{J} = \frac{M}{z} \quad (7.2)$$

con  $z$ = braccio della coppia interna

$V$ = forza di scorrimento assorbita dai pioli su metà luce

$M$ = momento in campata

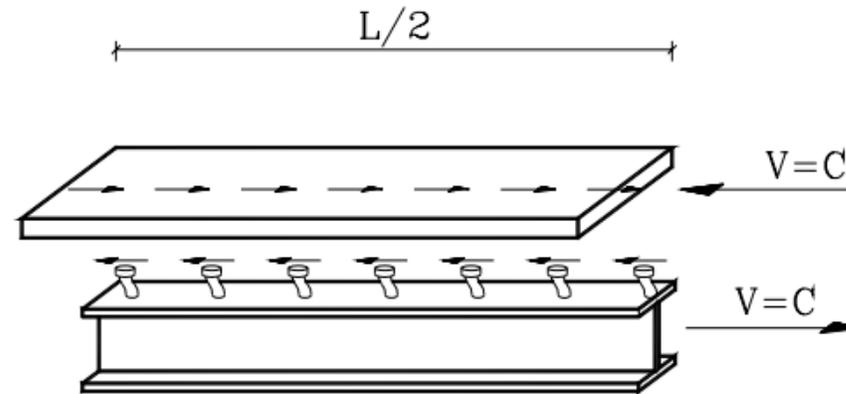
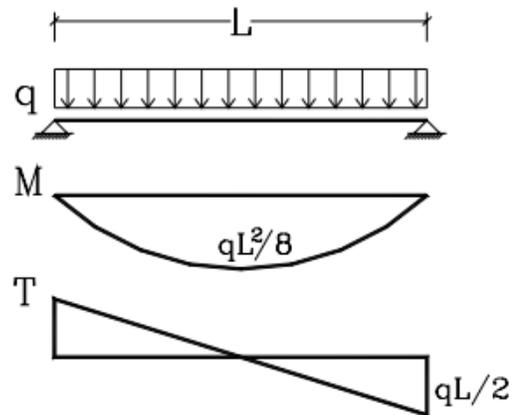
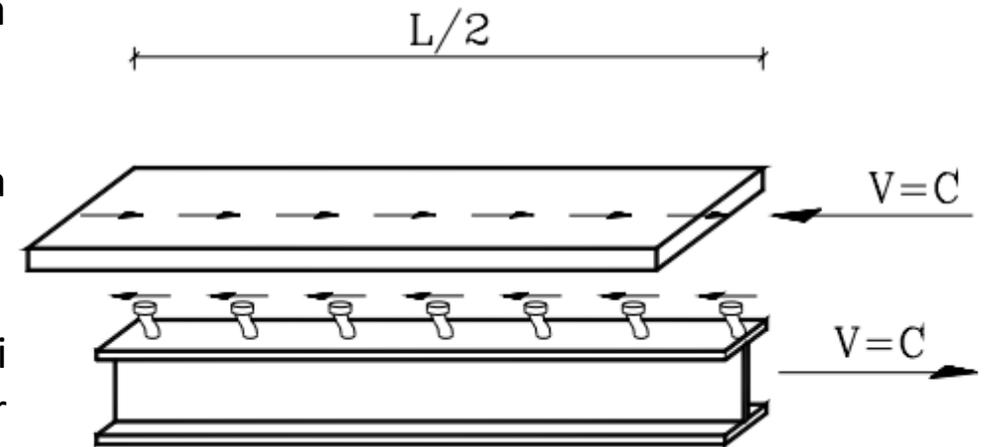


Fig. 7.8: forza di scorrimento

<sup>2</sup> si ricordi la formula di Jourawski secondo la quale la forza di scorrimento per unità di lunghezza risulta  $s = \frac{T \cdot S^*}{J}$

# Verifica dei connettori secondo Eurocodice 4

- Si può arrivare allo stesso risultato in modo più semplice e intuitivo, imponendo l'equilibrio alla traslazione della soletta fra la sezione di momento massimo e la sezione di momento nullo, anziché fra due sezioni a distanza infinitesimale come per la dimostrazione alla Jourawski
- La forza di scorrimento totale  $V$  deve quindi equilibrare la risultante delle compressioni  $C$  della soletta
- I connettori presenti nel tratto compreso fra la sezione di momento nullo e la sezione di momento massimo (metà luce per trave semplicemente appoggiata con carico simmetrico) devono trasferire alla trave in acciaio la forza di scorrimento  $V$
- Detta quindi  $P_{Rd}$  la resistenza a taglio del singolo connettore, si calcolerà il numero di connettori nel tratto considerato come  $n_p = V / P_{Rd}$



# Verifica dei connettori secondo Eurocodice 4

- La resistenza dei connettori è determinata come il più piccolo dei seguenti valori [EC4 #6.3.2.1]:

$$P_{Rd} = 0,8 \cdot f_u (\pi d^2 / 4) / \gamma_v \quad (7.3)$$

$$P_{Rd} = 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \sqrt{(f_{ck} E_{cm})} / \gamma_v \quad (7.4)$$

con  $\alpha = 0,2 \cdot [(h/d) + 1]$  per  $3 \leq h/d \leq 4$

$\alpha = 1$  per  $h/d > 4$

$h$  altezza del piolo

$d$  diametro del singolo piolo

$f_u$  resistenza ultima a trazione del piolo ( $\leq 500 \text{ N/mm}^2$ )

$f_{ck}$  resistenza cilindrica caratteristica del cls considerato

$E_{cm}$  valore medio del modulo secante del cls

$\gamma_v = 1,25$  coeff. parziale di sicurezza

# Verifica dei connettori secondo Eurocodice 4

- La (7.3) è la resistenza a taglio del gambo del piolo, analoga alla resistenza a taglio dei bulloni [EC3 prospetto 6.5.3], nella quale però è presente il coefficiente 0.6 al posto di 0.8

$$P_{Rd} = 0,8 \cdot f_u (\pi d^2 / 4) / \gamma_v \quad (7.3)$$

$$P_{Rd} = 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \sqrt{(f_{ck} E_{cm})} / \gamma_v \quad (7.4)$$

- La (7.4) è la resistenza a schiacciamento del calcestruzzo (tipo rifollamento)

# Verifica dei connettori secondo Eurocodice 4

Nelle connessioni a completo ripristino [EC4 #6.2.1.1] bisogna predisporre un numero di connettori tali da poter assorbire una forza di scorrimento pari a

$$V = M_{pl,Rd} / z = \min\{R_c ; R_a\} = F_{cf} \quad (7.5)$$

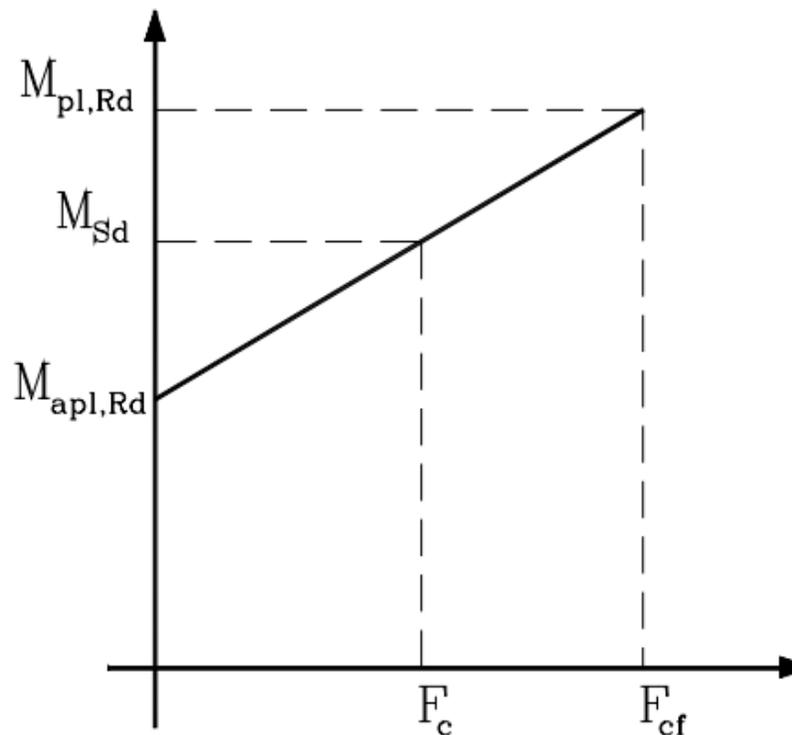
dove:

$$R_c = \frac{0,85 \cdot f_{ck} \cdot b_{eff} \cdot h_c}{\gamma_c} \quad (7.6) \quad \text{resistenza soletta di cls}$$

$$R_a = \frac{A_a \cdot f_{y,ad}}{\gamma_a} \quad (7.7) \quad \text{resistenza a trazione della trave in acciaio}$$

# Verifica dei connettori secondo Eurocodice 4

Nelle connessioni a parziale ripristino [EC4 #6.2.1.2] i pioli devono trasmettere la forza di scorrimento di progetto  $F_c$ , corrispondente alla reale sollecitazione della trave. Tale forza è facilmente determinabile grazie alla dipendenza lineare tra forza di scorrimento e momento sollecitante.



$$F_c = \frac{M_{Sd} - M_{apl,Rd}}{M_{pl,Rd} - M_{apl,Rd}} F_{cf} \quad (7.8)$$

$M_{pl,Rd}$  momento resistente plastico della trave composta

$M_{apl,Rd}$  momento resistente della trave in acciaio

$F_{cf}$  forza di scorrimento per connessione a completo ripristino

$F_c$  forza di scorrimento per connessione a parziale ripristino

$M_{Sd}$  momento sollecitante di progetto

Fig. 7.9: connessioni a completo o a parziale ripristino

# Lunghezza efficaci dei pioli

- Il collasso del piolo si manifesta sia per cedimento locale del calcestruzzo soggetto alle forti pressioni esercitate dal gambo, sia per l'insorgere di meccanismi di rottura connessi con la formazione di una o due cerniere plastiche nel gambo del piolo
- I meccanismi di rottura dipendono dalla lunghezza del piolo
- La valutazione del carico ultimo  $S_u$  si fonda su alcune ipotesi semplificative. In primo luogo le pressioni esercitate dal gambo del piolo su calcestruzzo vengono assunte uniformemente distribuite sia in senso radiale, che lungo l'asse del piolo
- Nell'ipotesi di perfetta plasticizzazione del calcestruzzo, il valore della resistenza ultima a rifollamento  $f_{hc}$  del cls si aggira intorno a 4÷5 volte la resistenza cubica del calcestruzzo

# Lunghezza efficaci dei pioli

- Per quanto riguarda la formazione della cerniera plastica al piede del piolo, occorre fare alcune considerazioni sulla sua reale posizione
- La teoria della plasticità mostra che, in presenza di flessione e taglio, la cerniera plastica si forma a una distanza  $a$ , che dipende dal rapporto  $L/d$  tra la lunghezza e il diametro, ma che assume valori poco diversi da  $a=0.5 d$
- Inoltre le modalità di saldatura del piolo provocano la formazione di un ringrosso alla base che, insieme all'incrudimento locale del materiale, determina un ulteriore allontanamento della cerniera plastica
- Il valore di  $a$  può essere pertanto valutato approssimativamente in  $0.75 \div 1.5 d$
- Prove sperimentali con piolo caricato come in figura confermano il valore di  $a=1.5 d$

# Lunghezza efficace dei pioli

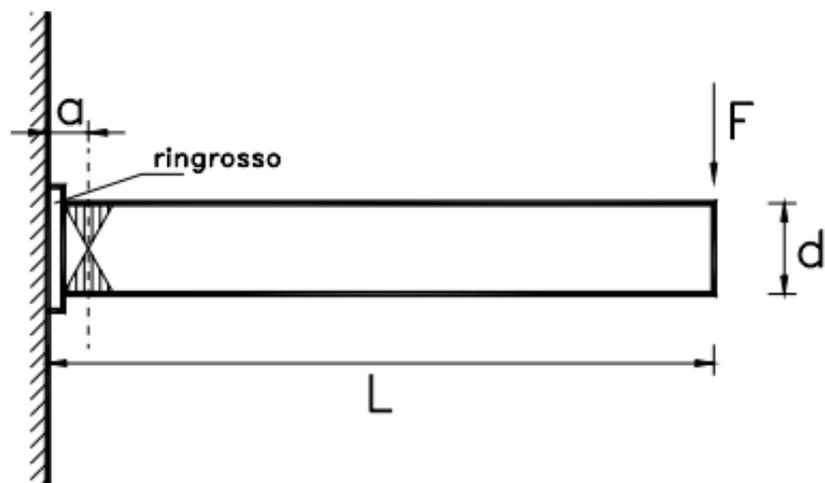


Fig. 7.10: posizione della cerniera plastica

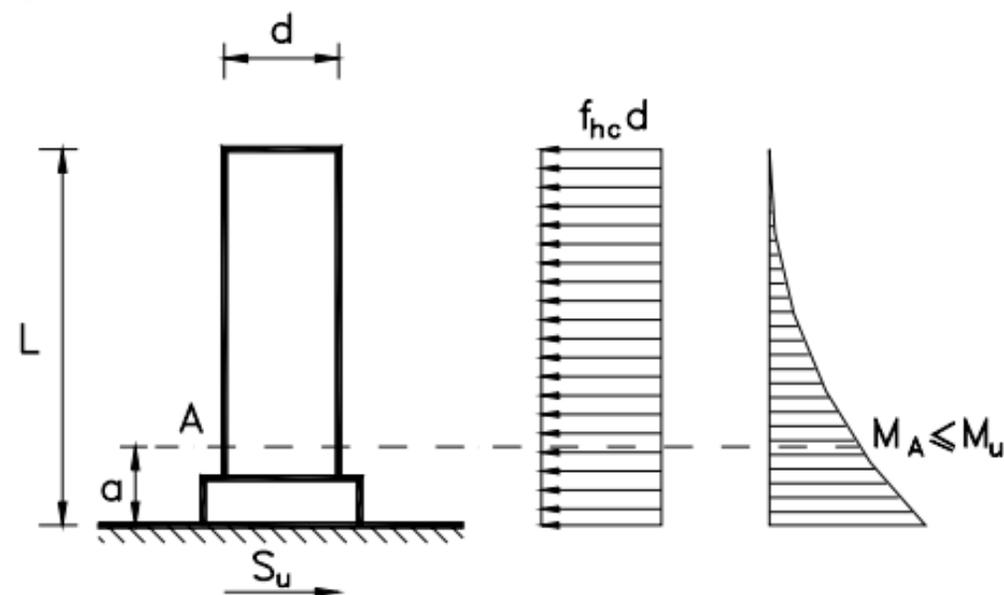
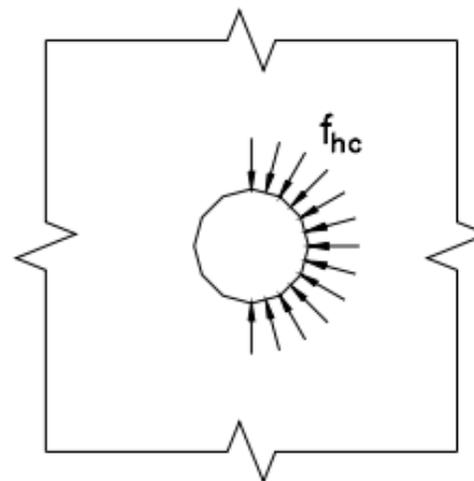
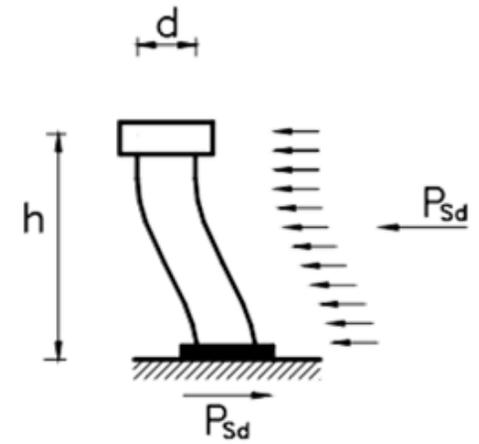


Fig. 7.11: pioli corti



# Carico di collasso e meccanismi

Pioli corti, medi, lunghi



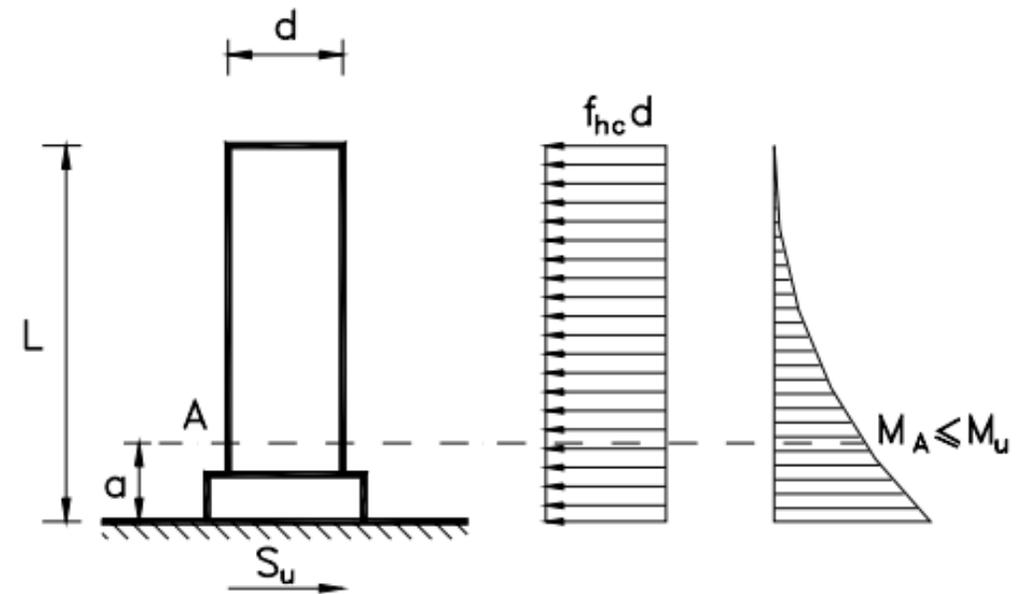
imponendo

$$M_A = M_u \quad (7.9)$$

$$\text{e quindi: } \frac{f_{hc} \cdot d}{2} \cdot (L_1 - a)^2 = \frac{f_y \cdot d^3}{6} \quad (7.10)$$

essendo  $f_y$  lo sforzo di snervamento del piolo. Risulta

$$L_1 = a + d \sqrt{\frac{1}{3} \frac{f_y}{f_{hc}}} \quad (7.11)$$



# Carico di collasso e meccanismi

Pioli corti, medi, lunghi

$$M_B = M_u \quad (7.12)$$

essendo B la sezione dove il momento è massimo e il taglio è nullo. Per l'equilibrio dei tronchi BC e AB risulta:

$$M_B = \frac{f_{hc} \cdot d}{4} \cdot (L_2 - L_e)^2 = \frac{f_y \cdot d^3}{6} \quad (7.13)$$

$$M_A = \frac{f_{hc} \cdot d}{2} \cdot (L_e - a)^2 - M_B = \frac{f_y \cdot d^3}{6} \quad (7.14)$$

Si ottiene dalla (7.14)

$$L_e = a + d \sqrt{\frac{2 f_y}{3 f_{hc}}} \quad (7.15)$$

e dalla (7.13)

$$L_2 = 2 \cdot L_e - a \quad (7.16)$$

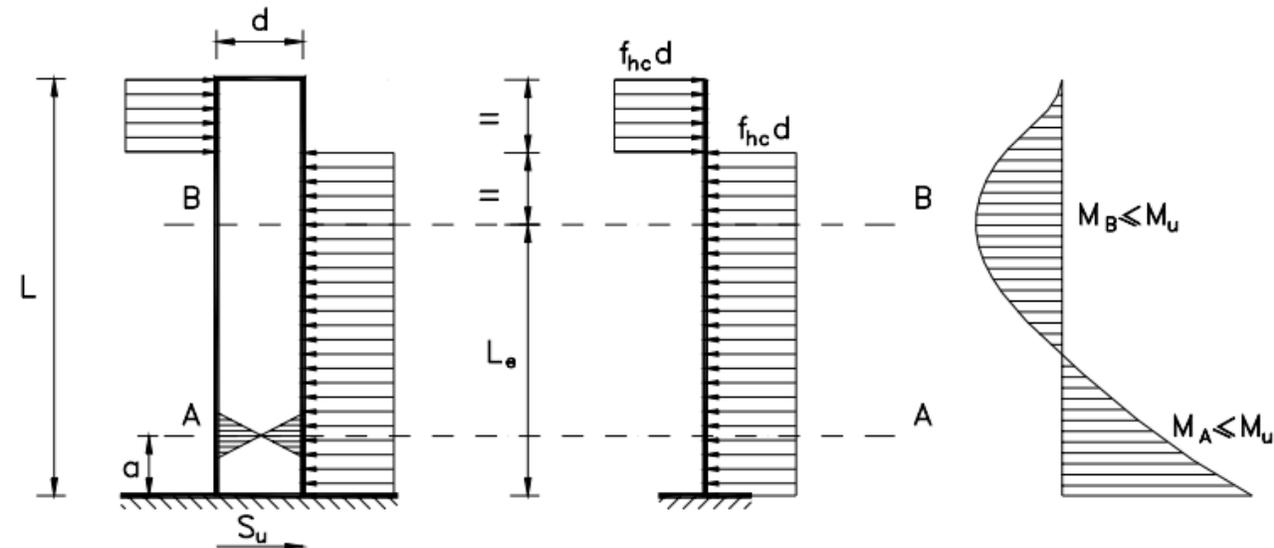
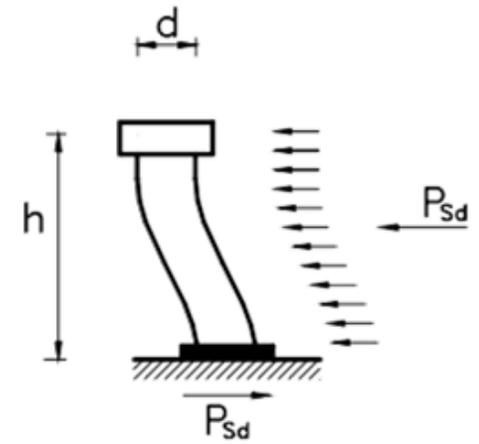
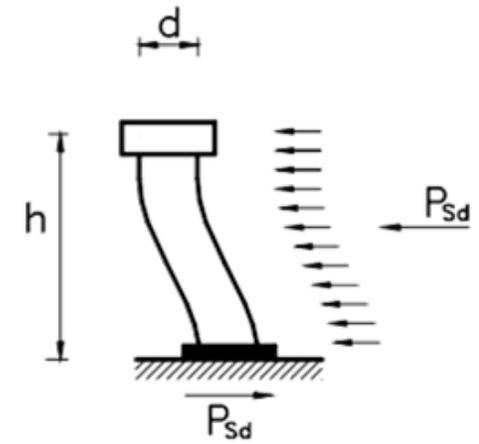


Fig. 7.12: pioli medi

# Carico di collasso e meccanismi

Pioli corti, medi, lunghi



Il carico di collasso del piolo deve essere calcolato distinguendo i seguenti casi:

a) Pioli corti:  $L \leq L_1$

$$S_u = f_{hc} \cdot d \cdot L \quad (7.17)$$

b) Pioli medi:  $L_1 \leq L \leq L_2$

Per l'equilibrio dei tronchi BC e AB e tenendo conto che  $M_B < M_u$  e che  $M_A = M_u$  risulta:

$$M_B = \frac{f_{hc} \cdot d}{4} \cdot (L - L_e)^2 \quad (7.18)$$

$$M_A = \frac{f_{hc} \cdot d}{2} \cdot (L_e - a)^2 - M_B = \frac{f_y \cdot d^3}{6} \quad (7.19)$$

# Carico di collasso e meccanismi

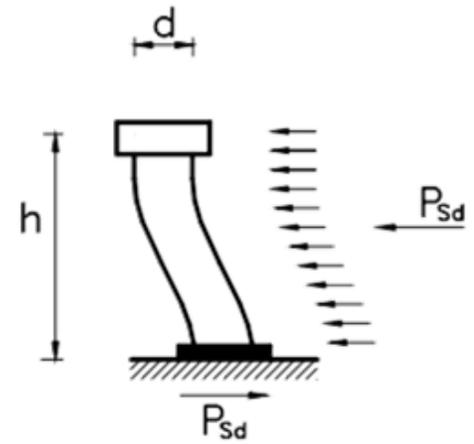
Pioli corti, medi, lunghi

e pertanto sostituendo la (7.18) nella (7.19) risulta:

$$L_e = a + (L - a) \left[ -1 + \sqrt{2 + \frac{2}{3} \frac{f_y}{f_{hc}} \left( \frac{d}{L - a} \right)^2} \right] \quad (7.20)$$

Tale lunghezza viene chiamata lunghezza efficace in quanto il carico sopportato dal piolo è pari alla risultante delle pressioni agenti su tale tratto. Risulta allora:

$$S_u = f_{hc} \cdot d \cdot L_e \quad (7.21)$$



# Carico di collasso e meccanismi

Pioli corti, medi, lunghi

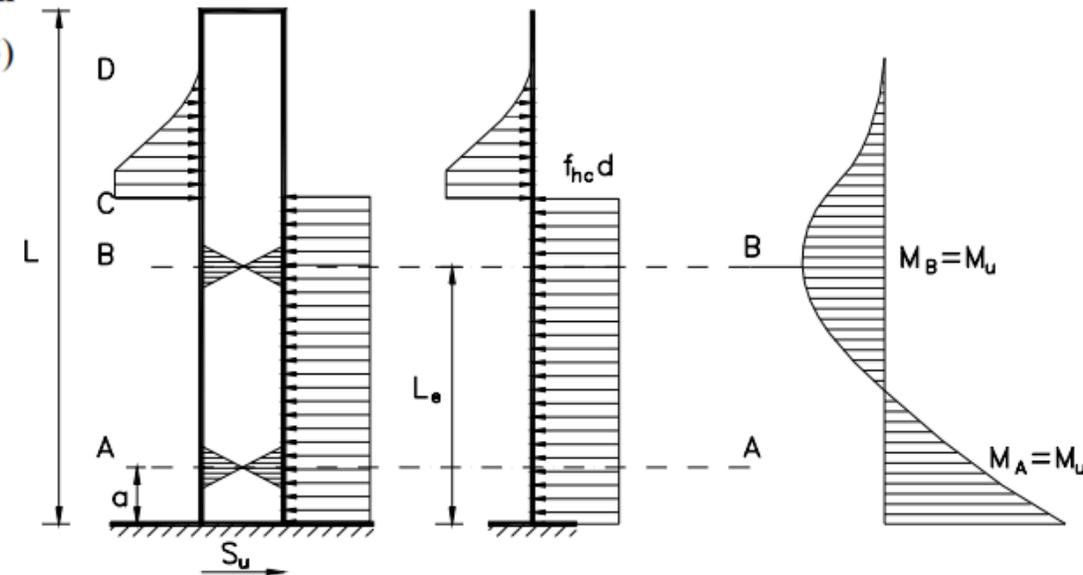
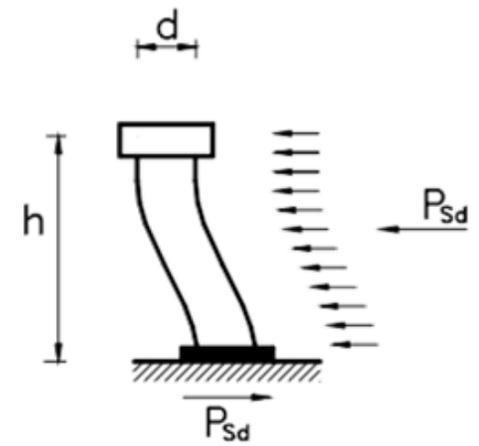
c) Pioli lunghi:  $L > L_2$

Per i pioli lunghi il collasso avviene con la formazione di due cerniere plastiche nelle sezioni A e B della fig.7.13. Il meccanismo di collasso è del tutto simile a quello descritto precedentemente per il calcolo della lunghezza limite  $L_2$ . L'unica differenza risiede nella distribuzione delle pressioni nella parte superiore del gambo, che, oltre alla sezione C, si riducono progressivamente fino a tendere a zero nel caso di pioli molto lunghi. Questo fatto non modifica l'equilibrio espresso dalla relazione (7.14) e pertanto vale ancora la relazione (7.15) per il calcolo della lunghezza efficace. Il carico ultimo pertanto risulta:

$$S_u = f_{hc} \cdot d \cdot L_e \quad (7.22)$$

con

$$L_e = a + d \sqrt{\frac{2 f_y}{3 f_{hc}}} \quad (7.23)$$



# Carico di collasso e meccanismi

## Pioli corti, medi, lunghi

Questo risultato implica che tutti i pioli di lunghezza superiore a  $L_2$  hanno il medesimo carico di collasso e che pertanto non è conveniente adottare pioli eccessivamente lunghi. Il legame tra la resistenza del piolo e il rapporto  $L/d$  è illustrato nella fig. 7.15.

La lunghezza efficace nel caso di piolo lungo (che è il caso normale) può essere ricavata in modo più semplice.

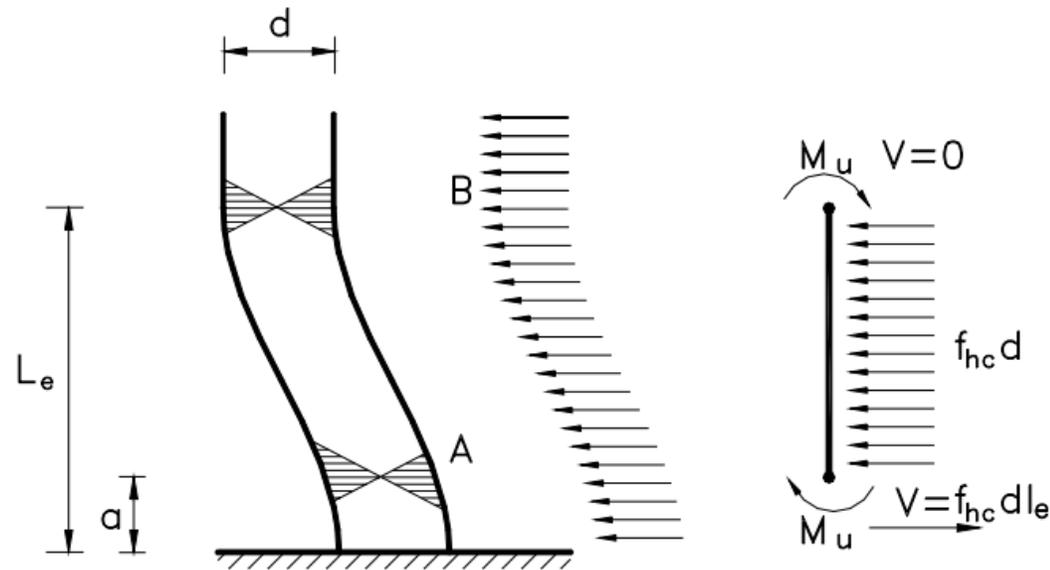
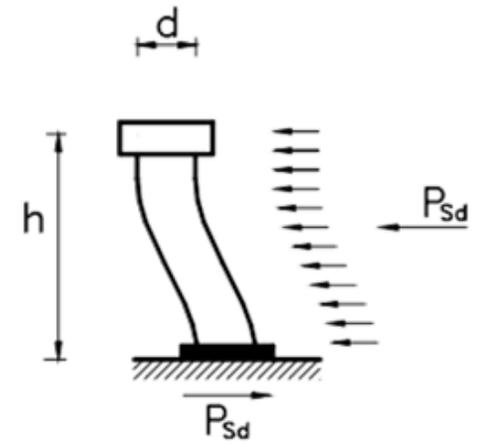


Fig. 7.14: pioli lunghi, calcolo semplificato



# Carico di collasso e meccanismi

Pioli corti, medi, lunghi

$$M_A = M_u = f_{hc} \cdot d \cdot \frac{(L_e - a)^2}{2} - M_u \quad (7.24)$$

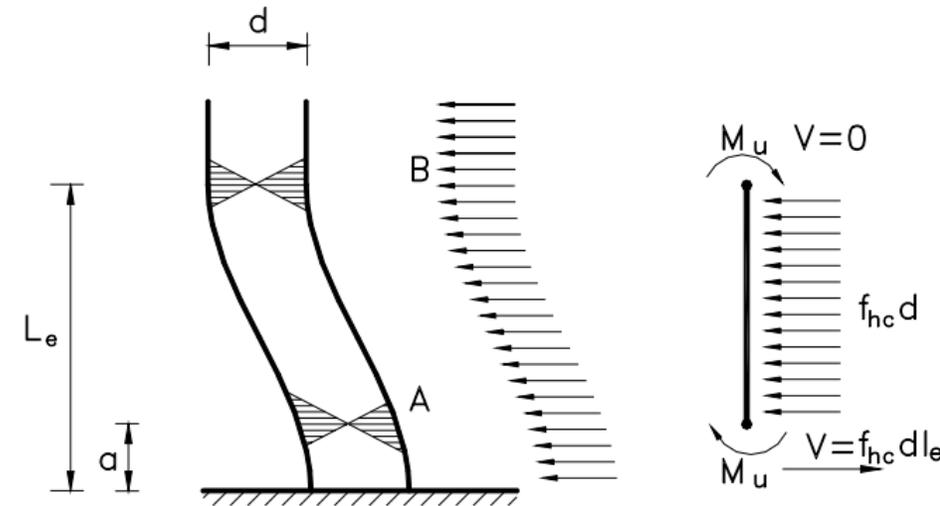
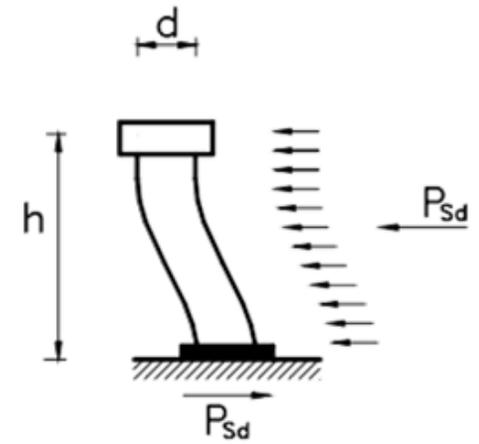
da cui:

$$L_e - a = \sqrt{\frac{4 \cdot M_u}{f_{hc} \cdot d}} \quad \text{ricordando che } M_u = \frac{f_y \cdot d^3}{6}$$

$$L_e = a + d \sqrt{\frac{2 f_y}{3 f_{hc}}} \quad (7.25)$$

Questa trattazione evidenzia due aspetti importanti:

- la resistenza a rifollamento aumenta con la lunghezza del piolo fino ad una lunghezza limite oltre la quale è inutile andare perché la lunghezza efficace rimane costante
- la lunghezza efficace dipende linearmente dal diametro e quindi la resistenza dipende dal quadrato del diametro.



# Carico di collasso e meccanismi

Pioli corti, medi, lunghi

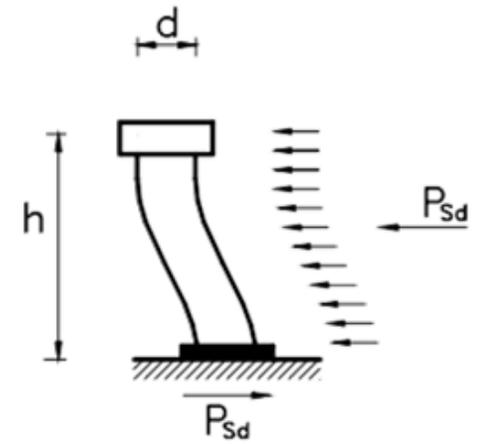
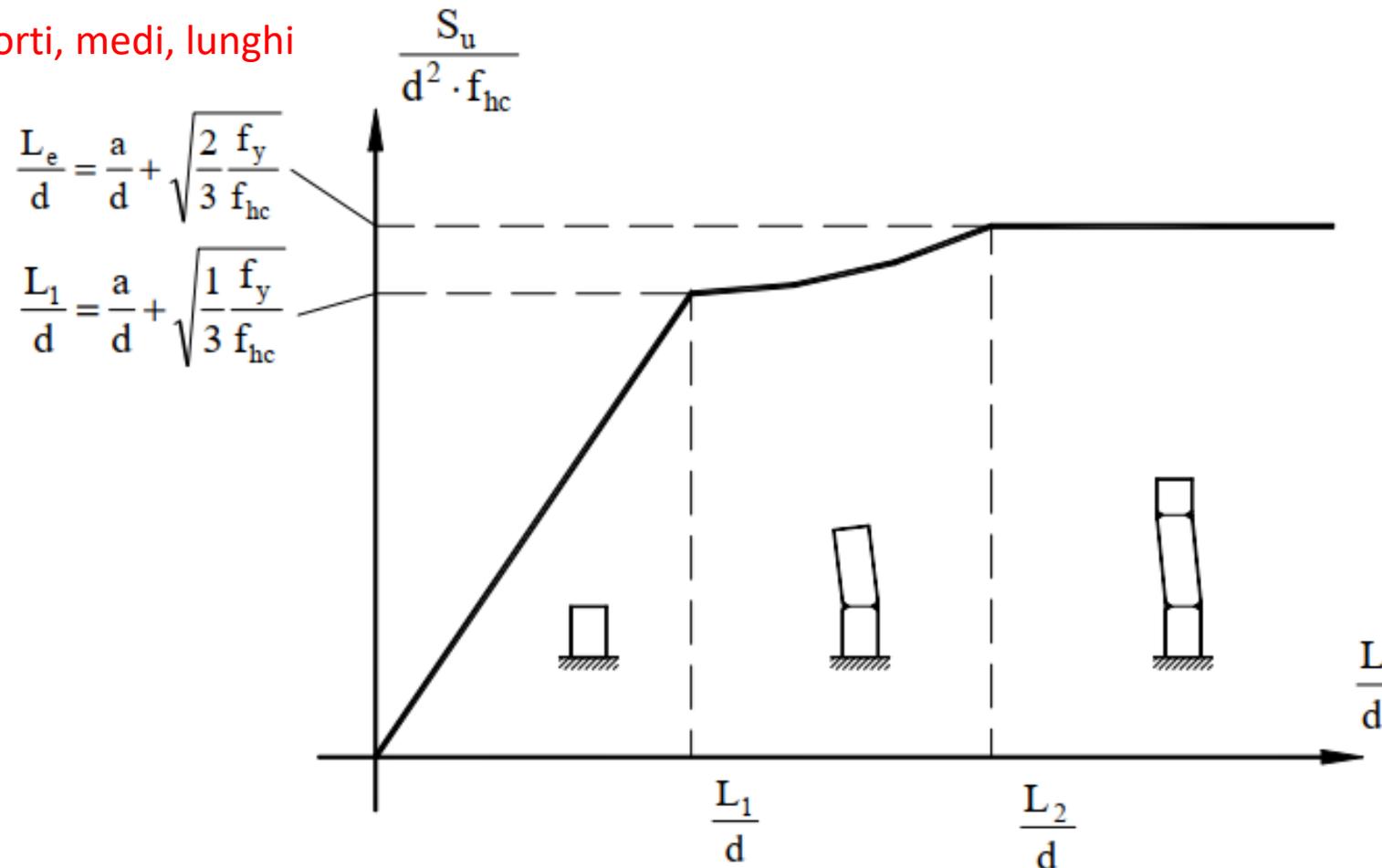


Fig. 7.15: Resistenza ultima del piolo in funzione della sua lunghezza

