



Ordine degli Ingegneri
della Provincia di Pistoia

*Corso di aggiornamento professionale
Progettazione strutturale di costruzioni in acciaio
secondo le NTC2008
Pistoia – 26 Giugno 2010*

Strutture composte acciaio- calcestruzzo: calcolo ed applicazioni

Prof. Ing. Giovanni Fabbrocino

giovanni.fabbrocino@unimol.it



UNIVERSITÀ
DEGLI STUDI
DEL MOLISE

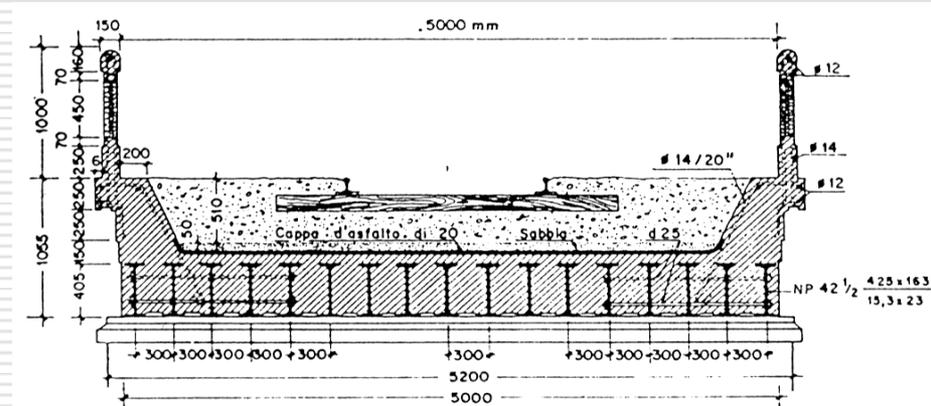
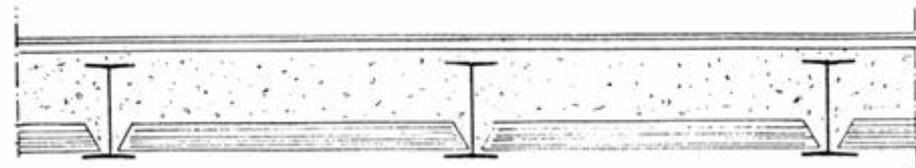
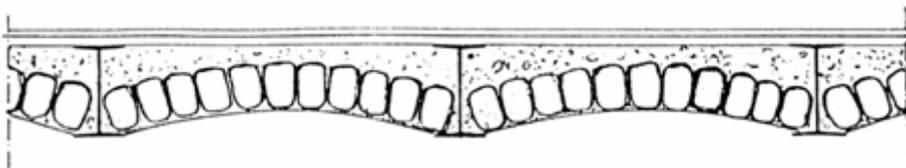


Laboratorio di
Dinamica Strutturale
e Geotecnica

Sommario

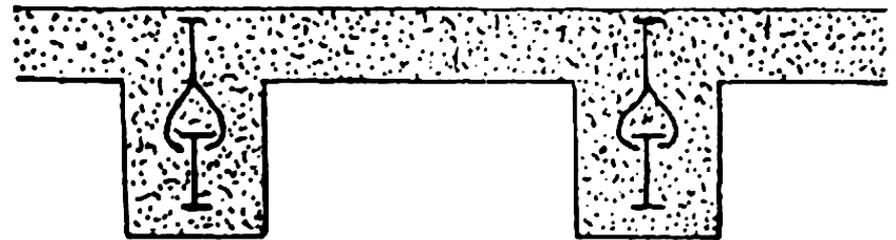
- **Le costruzioni composte acciaio-calcestruzzo, esempi e quadro normativo**
 - Principi essenziali di progettazione delle strutture composte
 - La progettazione sismica nelle NTC 2008
 - Qualche esempio...
-

Le strutture composte



□ Le prime tipologie

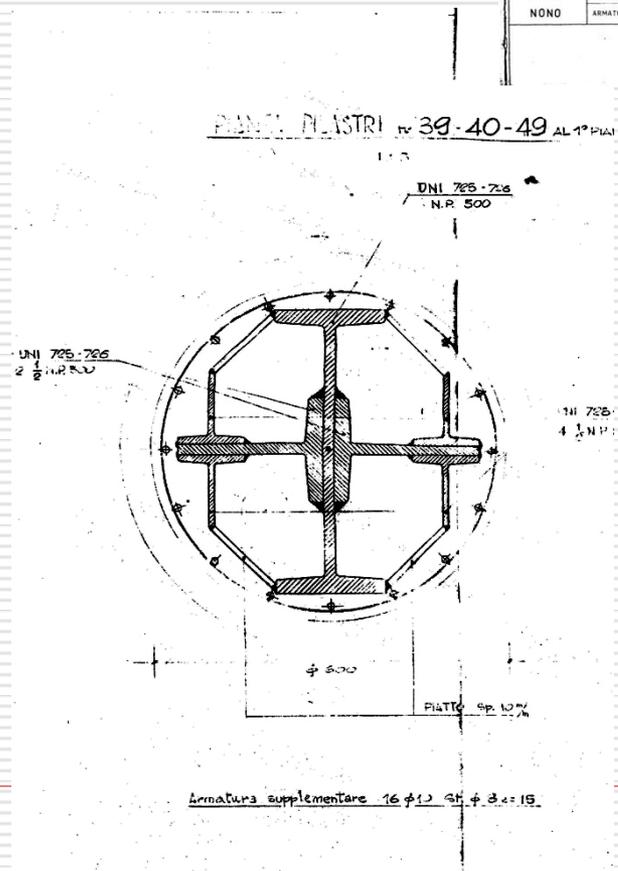
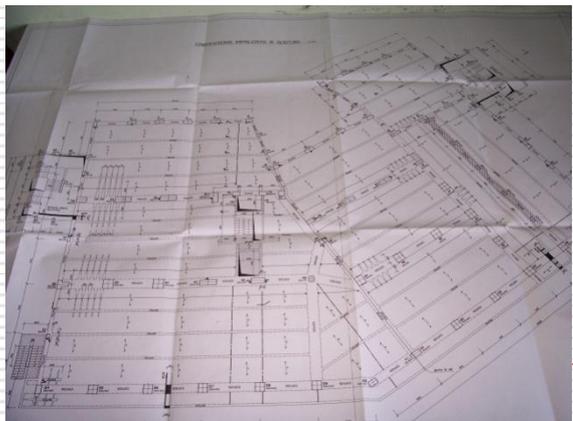
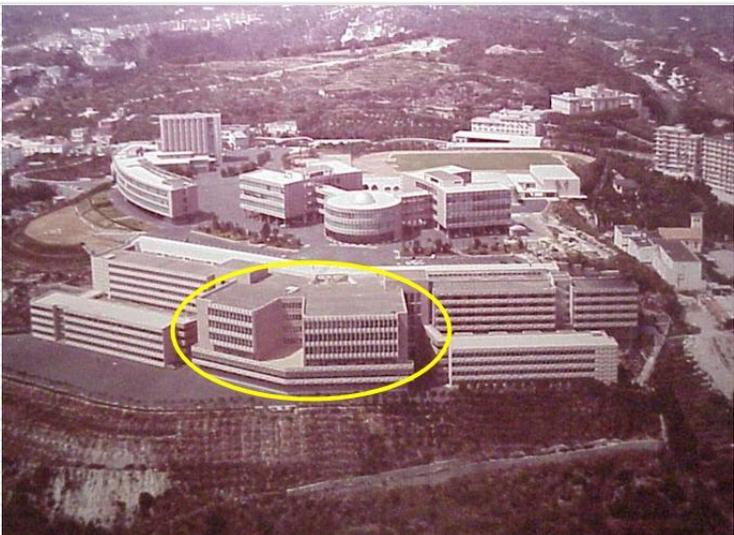
- La principale peculiarità è l'interazione per aderenza tra i due materiali



Solaio di Hennebique
(1879)

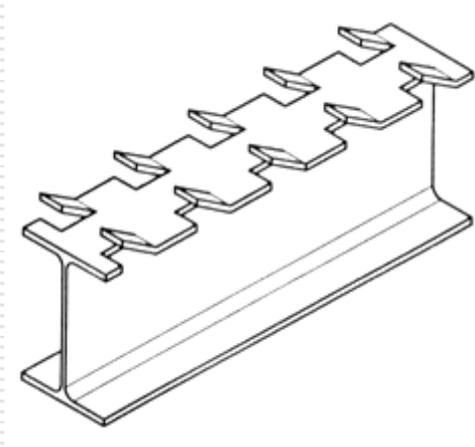
Strutture in cemento armato...

NUMERAZIONE	PILASTRI	1	2-3-4	5	5'	6	7-8-9	10
PIANO CANTINATO	DIMENSIONI							
	ARMATURA							
PIANO TERRA	DIMENSIONI	90x50	70x50	140x50	90x50	80x50	140x50	100x50
	ARMATURA	4φ20 4φ22	4φ22	10φ22	10φ20	10φ20	8φ20 4φ22	6φ20 4φ22
PIANO RIALZATO	DIMENSIONI							
	ARMATURA							
PIANO PRIMO	DIMENSIONI	80x50	70x50	130x50	70x50	70x50	100x50	80x50
	ARMATURA	10φ20	6φ22 4φ20	6φ22 4φ20	4φ20	4φ20	10φ20	10φ20
PIANO SECONDO	DIMENSIONI	80x40	80x50	100x50	70x40	70x40	100x50	80x40
	ARMATURA	6φ20 5φ18	6φ20	6φ20 4φ22	8φ18	8φ18	10φ20	6φ20 5φ18
PIANO TERZO	DIMENSIONI	60x40	80x40	100x40	80x40	85x40	100x40	65x40
	ARMATURA	8φ18	10φ18	10φ20	8φ16	8φ16	6φ18 4φ20	8φ18
PIANO QUARTO	DIMENSIONI	50x40	70x40	70x40	50x30	70x40	50x40	50x40
	ARMATURA	4φ18 5φ16	8φ18	8φ20	6φ16	6φ16	4φ18 4φ20	4φ18
PIANO QUINTO	DIMENSIONI	55x30	80x30	60x30	40x30	55x30	60x30	40x30
	ARMATURA	6φ14	4φ16 4φ14	4φ16 4φ14	4φ14	4φ14	4φ18 4φ14	4φ14
PIANO SESTO	DIMENSIONI	50x30	80x30	80x30	50x30	30x30	30x30	30x30
	ARMATURA	4φ14	4φ14	4φ14	4φ14	4φ14	4φ14	4φ14
PIANO SETTIMO	DIMENSIONI							
	ARMATURA							
PIANO OTTAVO	DIMENSIONI							
	ARMATURA							
PIANO NONO	DIMENSIONI							
	ARMATURA							

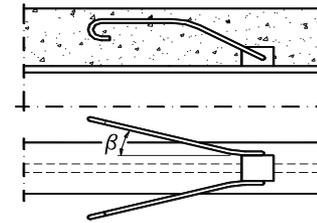


NB. LE STAFFE DEVONO ESSERE FOSSE A DISTANZA DI REGOLA - METRO CALCO DIMERCA INDICA

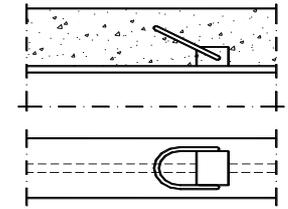
L'interazione meccanica



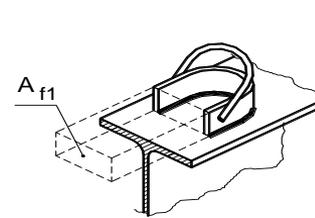
Julius Kahn, 1903



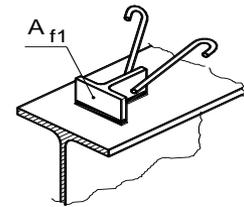
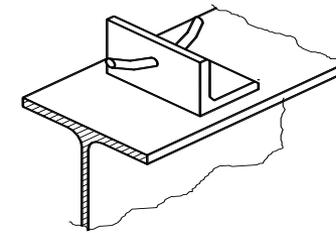
Connettore a pressione con uncino



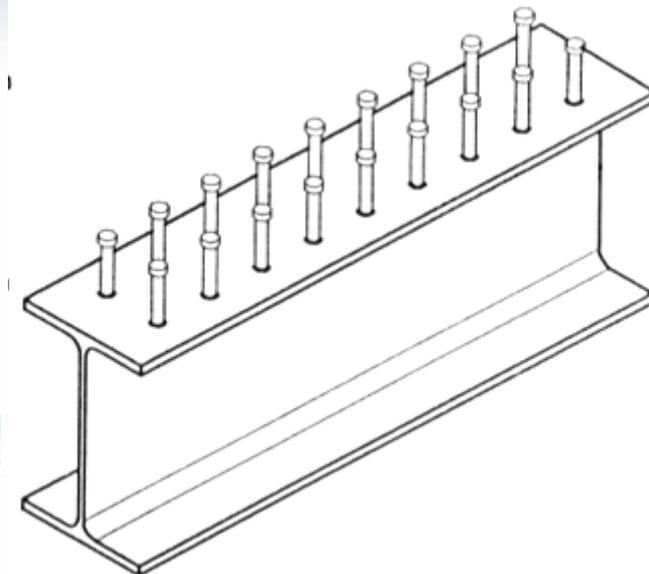
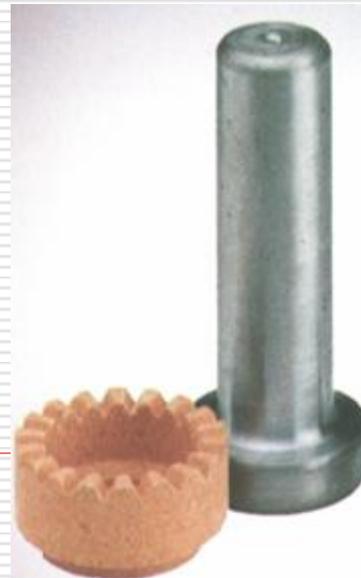
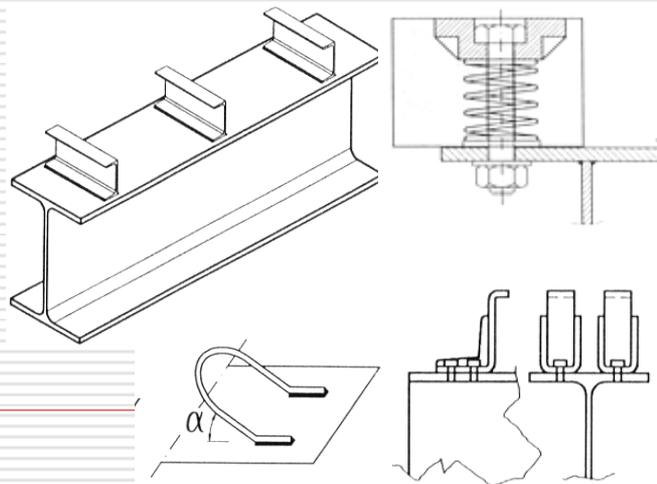
Connettore a pressione con cappio



Connettore a ferro di cavallo



Connettore a T



Le strutture composte nelle norme

- CNR-UNI 10016-72
 - TRAVI COMPOSTE di acciaio e calcestruzzo, s'intendono le strutture costituite da travi di acciaio a parete piena alle quali viene solidarizzata, con idonei dispositivi atti a resistere alle azioni di scorrimento, una soletta di calcestruzzo armato normale o precompresso, in modo che il sistema composto che così ne risulta funzioni come un unico elemento resistente.

 - CNR 10016-85
 - Gli elementi strutturali composti di acciaio e calcestruzzo hanno la sezione costituita da una parte di acciaio ed una di calcestruzzo;

 - CNR 1016-98
 - Gli elementi strutturali composti di acciaio e calcestruzzo sono costituiti da una parte di acciaio ed una di calcestruzzo, normale o precompresso, rese collaboranti. Le strutture composte sono costituite, completamente o in parte, dall'assemblaggio di elementi strutturali composti.
-

Le strutture composte nel D.M. 9.1.1996

□ Parte Quinta

■ Norme per travi composte acciaio-calcestruzzo

- Sono oggetto delle norme strutture costituite da una o più travi di acciaio a parete piena e da una soletta di estradosso di c.a. normale o precompresso.
 - La soletta in c.a. e la membratura in acciaio sono rese collaboranti da connettori che assicurano il funzionamento dell'insieme come un unico elemento
-

Le strutture composte nel D.M. 14.9.2005

□ Punto 5.6

ELEMENTI STRUTTURALI COMPOSTI

- Elementi strutturali composti ... quelli costituiti da materiali strutturali diversi ipotizzati **rigidamente collegati** attraverso la superficie di contatto per la trasmissione delle forze di taglio, in modo da costituire un elemento strutturale staticamente autonomo
-

Le strutture composte nel D.M. 14.9.2005

□ Punto 5.6

ELEMENTI STRUTTURALI COMPOSTI

■ Fanno parte di questa categoria:

- gli elementi strutturali **acciaio-calcestruzzo** costituiti da acciai per carpenteria metallica e calcestruzzo normale o precompresso;
 - gli elementi **calcestruzzo-calcestruzzo** costituiti da elementi in calcestruzzo armato normale o precompresso di diverse caratteristiche reologiche o diversi tempi di maturazione;
 - gli elementi **legno-calcestruzzo**
 - altri componenti **misti**.
-

Le strutture composte nel D.M. 14.9.2005

□ Punto 5.6.1

ELEMENTI STRUTTURALI IN ACCIAIO-CALCESTRUZZO

- La trasmissione degli sforzi tra calcestruzzo ed acciaio, per **assicurare le ipotesi di aderenza**, deve essere affidato a **connettori metallici**, che devono assorbire la risultante degli sforzi teorici sulla superficie di contatto.
 - I **connettori** devono poter **assorbire** sia gli sforzi di **taglio** che quelli di **trazione** ortogonali alle superfici di contatto dei materiali componenti, dovuti sia a sforzi applicati che a deformazioni imposte.
-

Le strutture composte nel D.M. 14.9.2005

□ Punto 5.6.1 ELEMENTI STRUTTURALI IN ACCIAIO-CALCESTRUZZO

■ I componenti strutturali usuali sono:

- elementi inflessi costituiti da travi metalliche che portano all'estradosso una soletta in calcestruzzo;
 - solettoni in cemento armato precompresso a trave incorporata;
 - elementi prevalentemente compressi: colonne composte in cui i componenti, carpenteria metallica e calcestruzzo, lavorano prevalentemente in parallelo.
 - Gli elementi composti possono essere utilizzati con altri elementi in acciaio, in calcestruzzo o composti, per realizzare un insieme strutturale. In questo caso assumono grande rilevanza le connessioni o i nodi dei vari elementi strutturali.
-

Le strutture composte nel D.M. 14.9.2005

□ 5.6.1.1 Norme di verifica della sicurezza

- Le resistenze di calcolo delle sezioni e degli elementi verranno calcolate con riferimento alle strutture non omogenee, ovvero omogeneizzate in rapporto alle rigidità dei componenti, ferma l'ipotesi di perfetta aderenza lungo le superfici di contatto, con riferimento ai valori di calcolo dei materiali di cui ai paragrafi 5.1 e 5.2.
 - Qualora il calcestruzzo della struttura mista sia sottoposto prevalentemente a sforzo di trazione, andranno eseguite le verifiche di fessurazione in conformità al paragrafo 5.2.
 - Le strutture miste ubbidiscono agli stessi stati limiti di deformazione di quelle in acciaio.
-

Le strutture composte nel D.M. 14.9.2005

□ 5.6.1.2 Travi composte

- Nel caso di travi composte, devono essere previsti sull'intera loro lunghezza connettori a taglio e armatura trasversale in grado di trasmettere allo stato limite ultimo la forza di scorrimento all'interfaccia fra soletta di calcestruzzo e acciaio, trascurando il contributo dell'aderenza spontanea fra le parti.
 - **I connettori andranno distribuiti secondo il diagramma degli sforzi di scorrimento.**
 - I connettori devono essere in grado di impedire il distacco fra le parti in acciaio e quelle in calcestruzzo.
-

Le strutture composte nel D.M. 14.9.2005

□ 5.6.1.4 Colonne composte

- Le colonne composte possono dividersi in due categorie:
 - il calcestruzzo avvolge il componente metallico e contiene armature longitudinali e staffe trasversali che cerchiano il calcestruzzo contro l'elemento metallico;
 - un profilato cavo tubolare contiene il calcestruzzo. Nell'interno del calcestruzzo possono essere aggiunte delle armature longitudinali di ripresa.
-

D.M. 14.9.2005: Alcune osservazioni

- ❑ La definizione fornita evidentemente comprende classi di strutture composte differenti da quelle acciaio-calcestruzzo
 - ❑ Si limita attraverso il concetto della connessione rigida lo sfruttamento di connettori duttili o la connessione parziale
 - ❑ Per le colonne composte sono esplicitamente riportate solo due tipologie, limitando l'uso di tipologie differenti
 - ❑ Molti sono i punti di discordanza con i più recenti codici internazionali in materia
-

NTC 2008

□ Paragrafo 4.3

- Le norme si applicano a costruzioni civili e industriali con strutture composte in acciaio e calcestruzzo per quanto attiene ai requisiti di resistenza, funzionalità, durabilità, robustezza ed esecuzione
 - Le costruzioni composte sono costituite da parti realizzate in acciaio per carpenteria e da parti realizzate in calcestruzzo armato (normale o precompresso) rese collaboranti fra loro con un sistema di connessione appropriatamente dimensionato
-

Resistenze di calcolo – Par. 4.3.3

4.3.3 RESISTENZE DI CALCOLO

La resistenza di calcolo dei materiali f_d è definita mediante l'espressione:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M}, \quad (4.3.6)$$

dove f_k è la resistenza caratteristica del materiale.

In particolare, nelle verifiche agli stati limite ultimi si assume

γ_C (calcestruzzo) = 1,5 ;

γ_A (acciaio da carpenteria) = 1,05 ;

γ_S (acciaio da armatura) = 1,15 ;

γ_V (connessioni) = 1,25 .

Nelle verifiche agli stati limite di esercizio si assume $\gamma_M = 1$.

Nelle verifiche in situazioni di progetto eccezionali si assume $\gamma_M = 1$.

Si assumono per i differenti materiali (acciaio da carpenteria, lamiera grecate, acciaio da armatura, calcestruzzo, ecc.) le resistenze caratteristiche f_k definite nel Cap. 11 delle presenti norme. Nella presente sezione si indicano con f_{yk} , f_{sk} , f_{pk} e f_{ck} , rispettivamente, le resistenze caratteristiche dell'acciaio strutturale, delle barre d'armatura, della lamiera grecata e del calcestruzzo.

I materiali – Par. 4.3.3.1

- Acciaio strutturale
 - Valgono le corrispondenti prescrizioni relative alle costruzioni in acciaio

- Calcestruzzo
 - Calcestruzzo ordinario di classe *non inferiore* a C20/25
 - Calcestruzzo ordinario di classe *non superiore* a C60/75
 - Calcestruzzo alleggerito con densità *non inferiore* a 18 kN/m³
 - Calcestruzzo alleggerito di classe *non inferiore* a LC20/22
 - Calcestruzzo alleggerito di classe *non inferiore* a LC55/60

- Acciaio per armatura
 - B450C
 - Limitazione all'uso dell'acciaio B450A per meccanismi di natura duttile

Quadro normativo di riferimento

➤ **Caratteristiche**

➤ **Codici nazionali** ➤ **Codici europei**

• **L'azione composta:**

La collaborazione fra i due materiali è garantita dalla “connessione”



• **Vantaggi:**

Elevata rigidezza di membrature e collegamenti

Buona duttilità e riduzione dei fenomeni di instabilità locale

Miglioramento delle prestazioni al fuoco e rapidità di costruzione

Possibilità di redistribuzione

Carichi verticali

NTC 2008
Par. 4.3.

Eurocodice 4

EC2

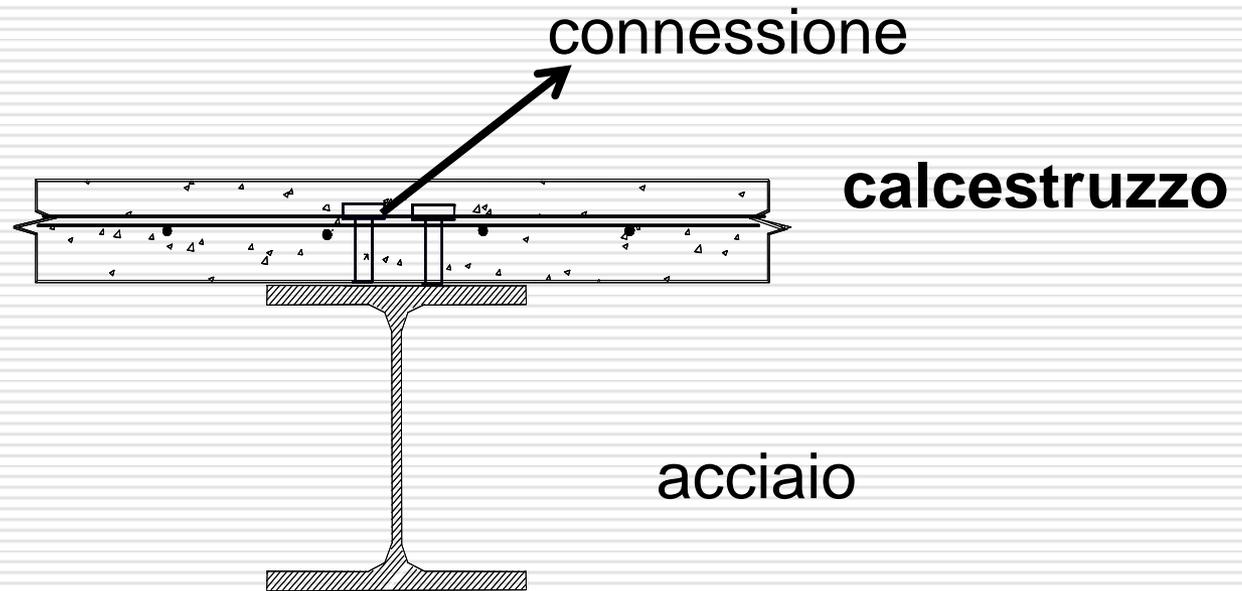
EC3

Azioni sismiche

NTC 2008
Par. 7.6

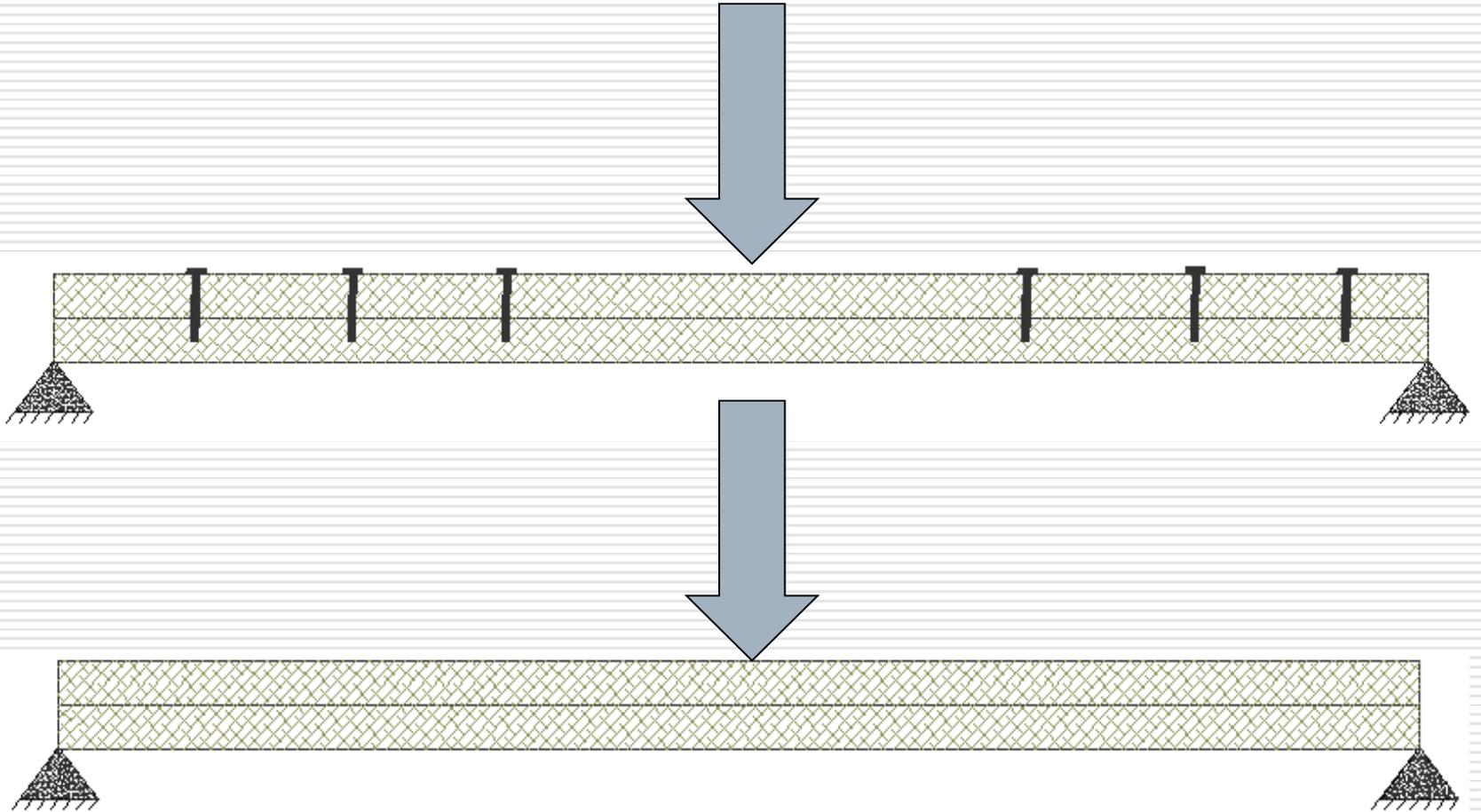
Eurocodice 8
Parte -7- (2004)

L'azione composta

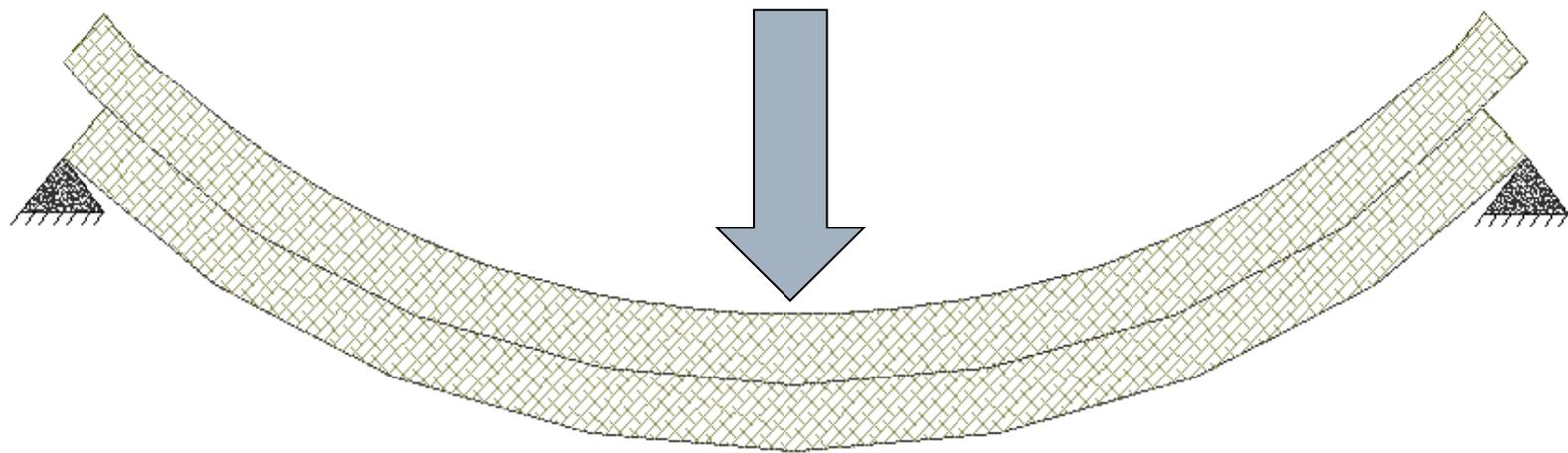
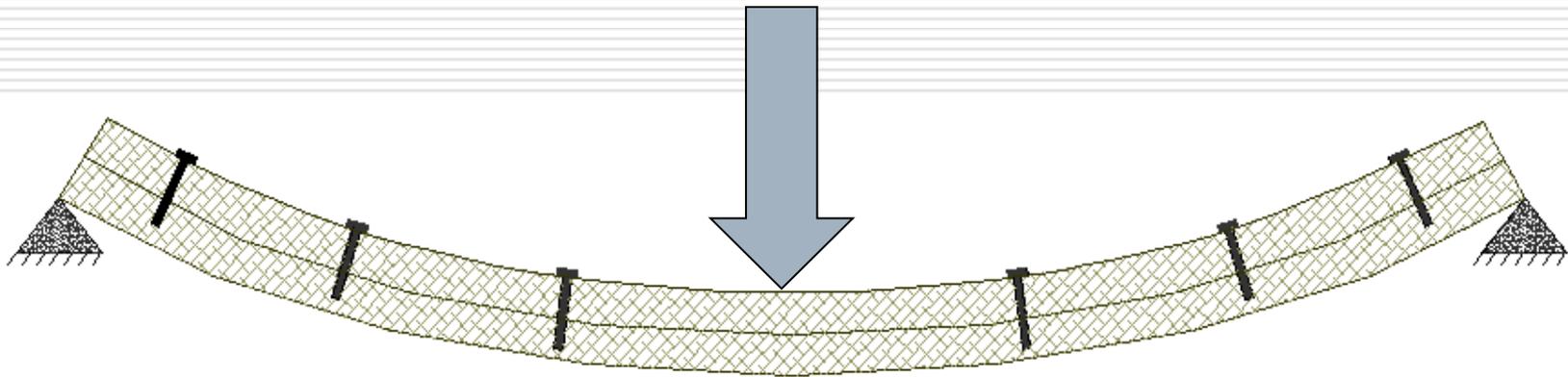


- La connessione rende possibile la collaborazione tra i due componenti e dà vita all'elemento composto in termini di resistenza e rigidezza
 - La connessione diventa parte della struttura da cui può dipendere la crisi della struttura
-

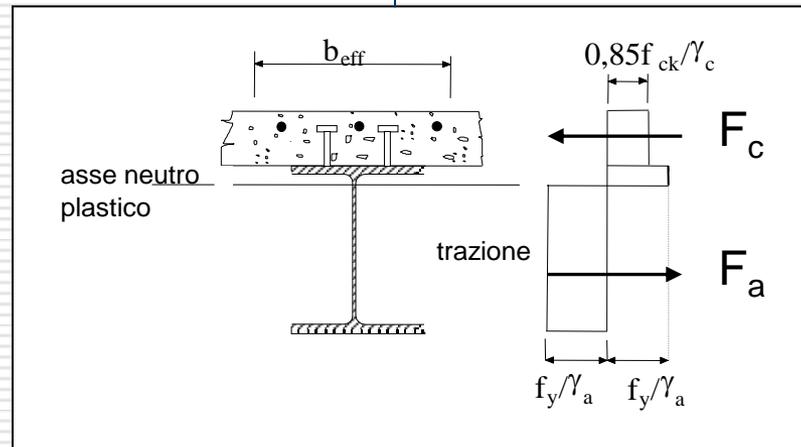
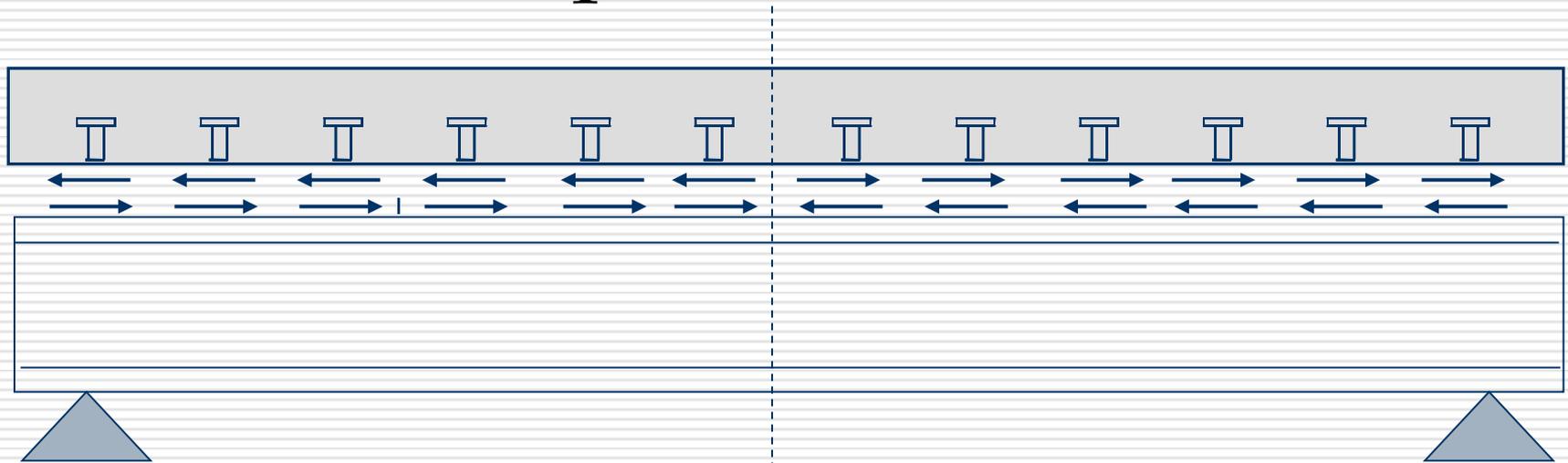
Il ruolo della connessione



Il ruolo della connessione



L'azione composta

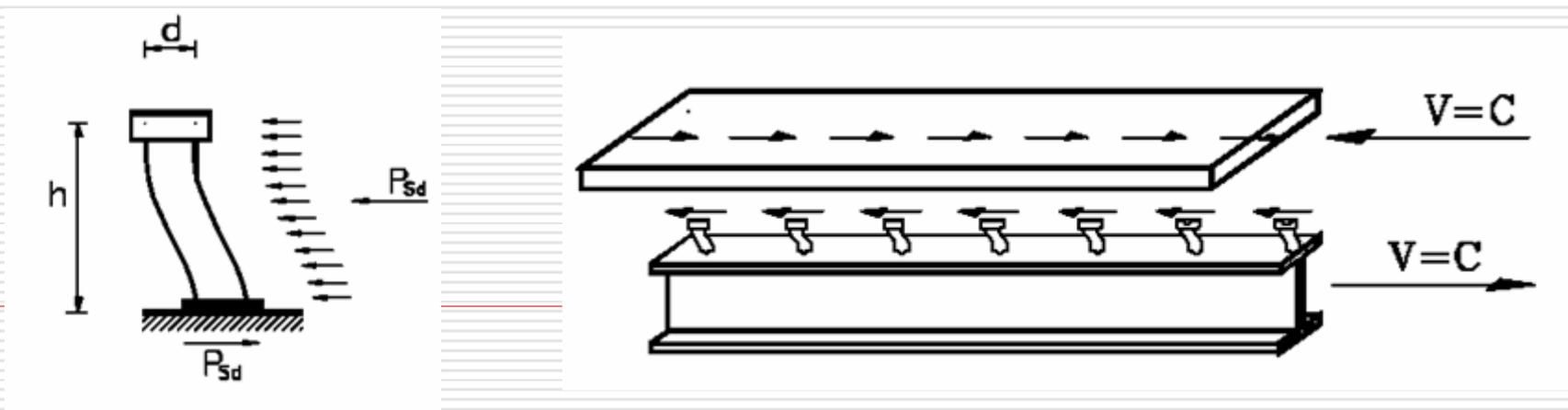


Il momento plastico $M_{pl,Rd}$ dipende da F_c e quindi dallo sforzo trasferito dai connettori

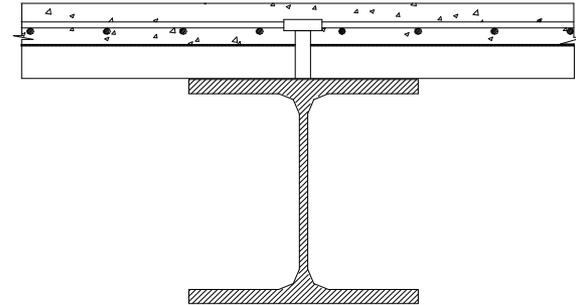
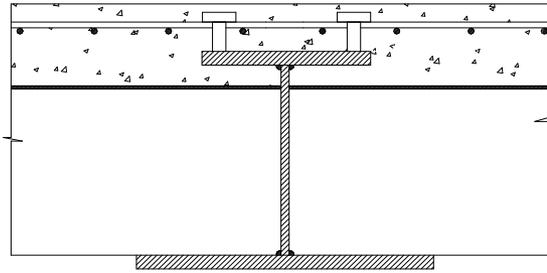
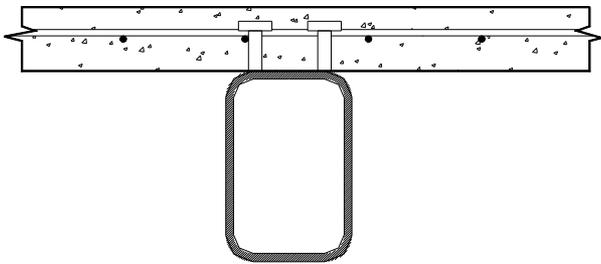
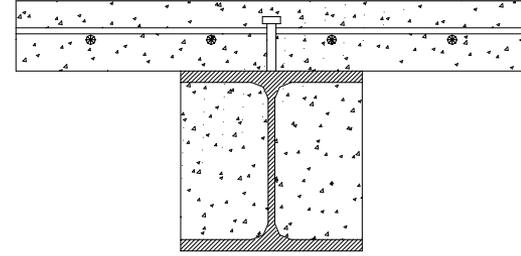
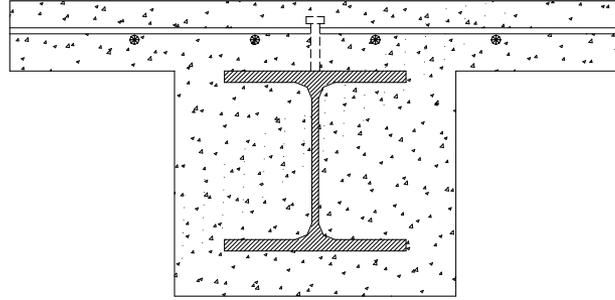
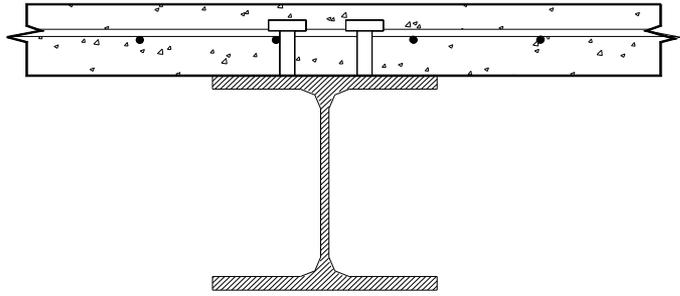
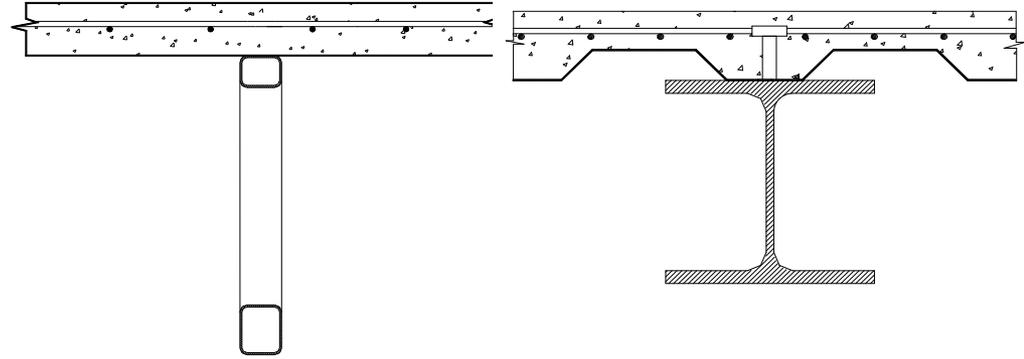
L'azione composta

Implicazioni progettuali

- influenza della deformabilità dei connettori in esercizio (parziale ripristino di rigidità)
- influenza della resistenza dei connettori in condizioni ultime (parziale ripristino di resistenza)
- influenza del comportamento ciclico dei connettori in condizioni sismiche (capacità dissipative, danneggiamento ciclico)

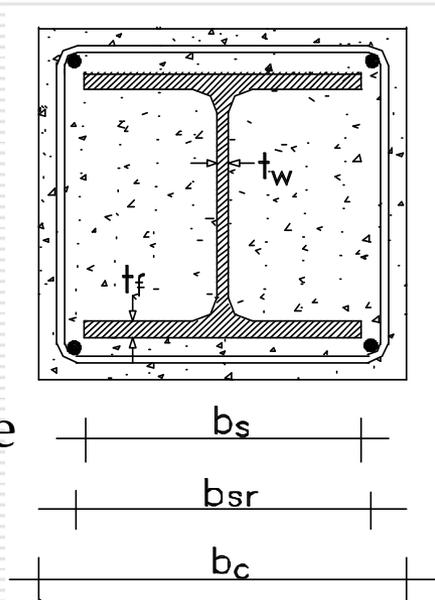


Le travi

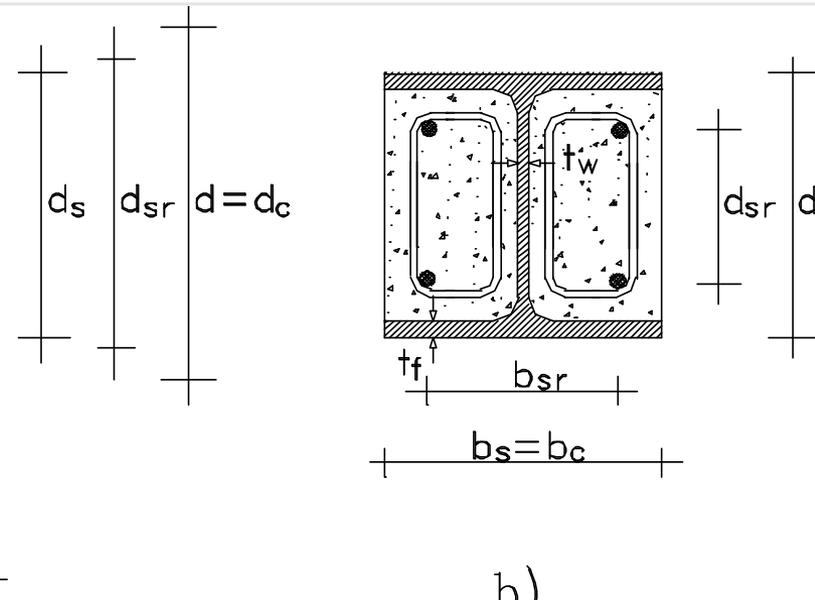


Le colonne

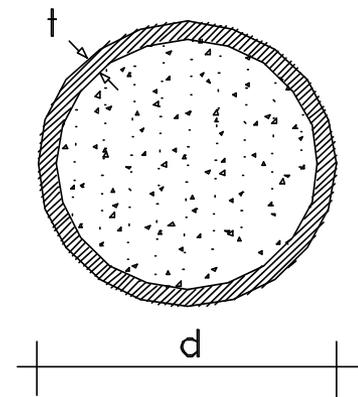
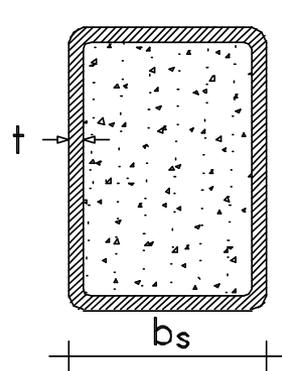
(a)
Completamente rivestite



(b)
Parzialmente rivestite



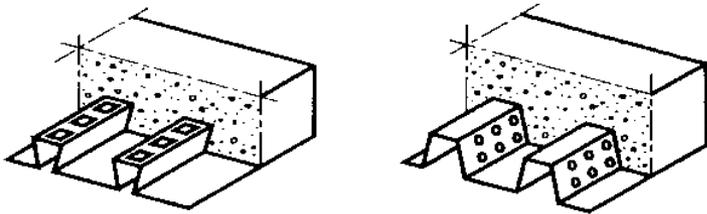
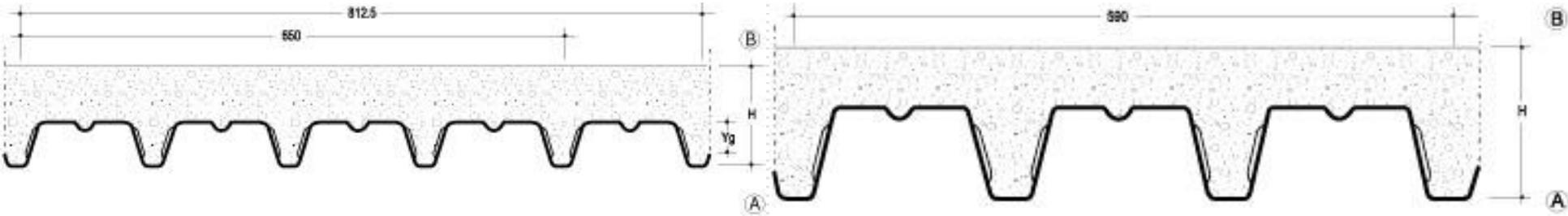
(c-d)
Tubolari riempite di calcestruzzo



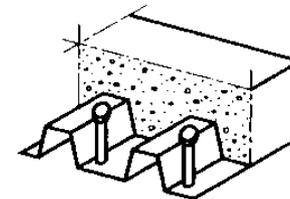
c)

d)

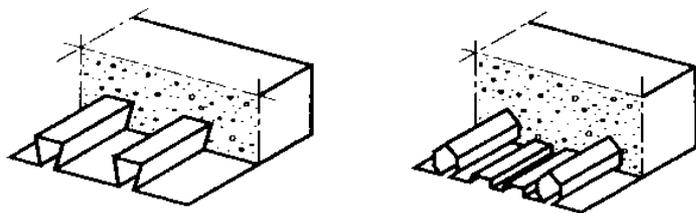
Le solette composte



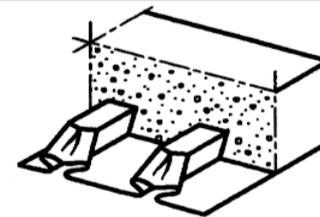
(a) Ingranamento meccanico



(c) ancoraggio di estremità



(b) ingranamento ad attrito

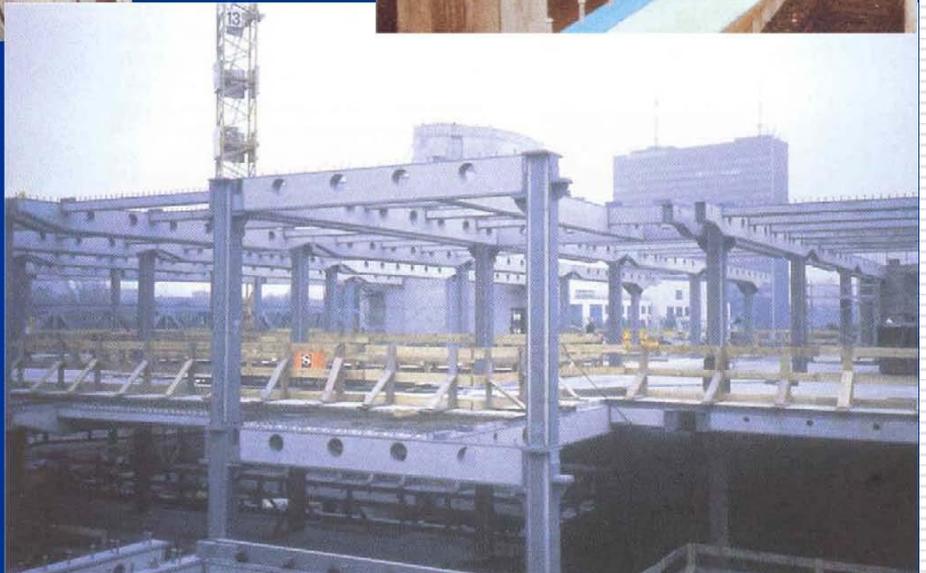
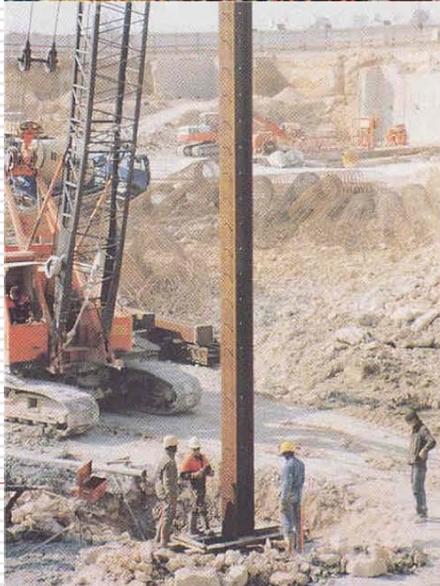
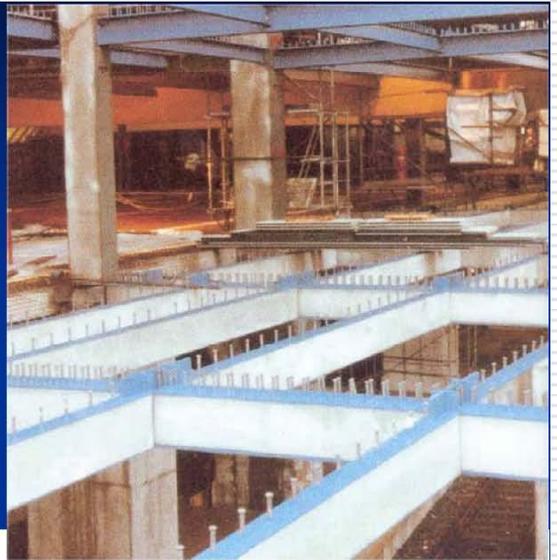


(d) ancoraggio di estremità

Millennium Tower - Vienna



Strutture composte



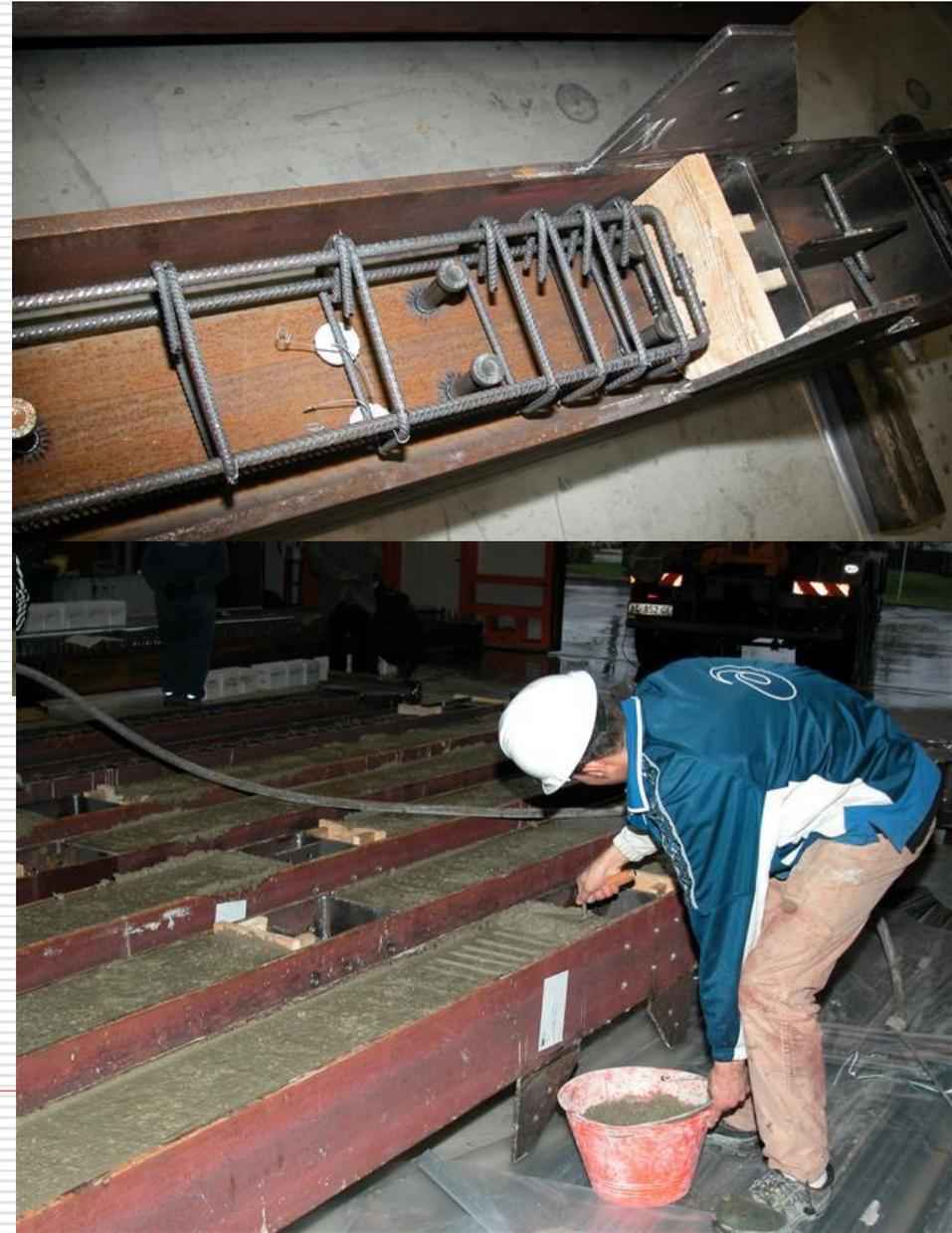
Strutture composte



Strutture composte



Strutture composte



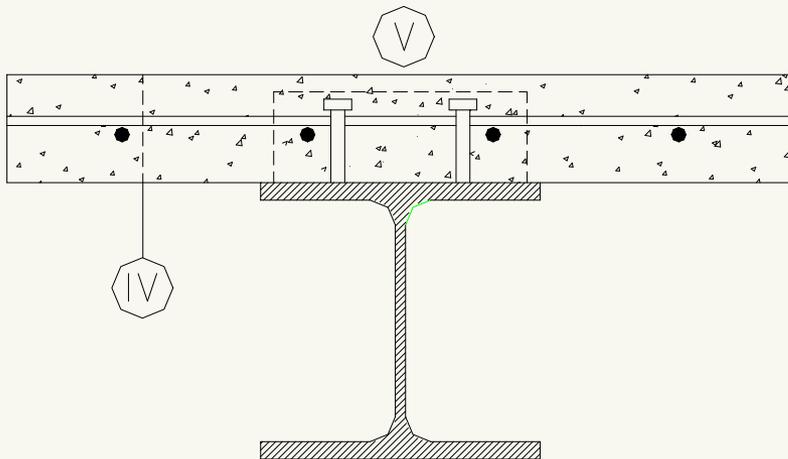
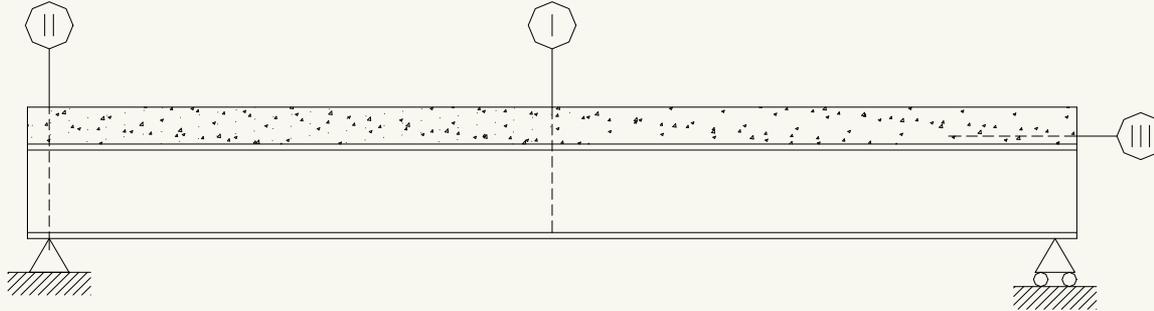
Strutture composte



Sommario

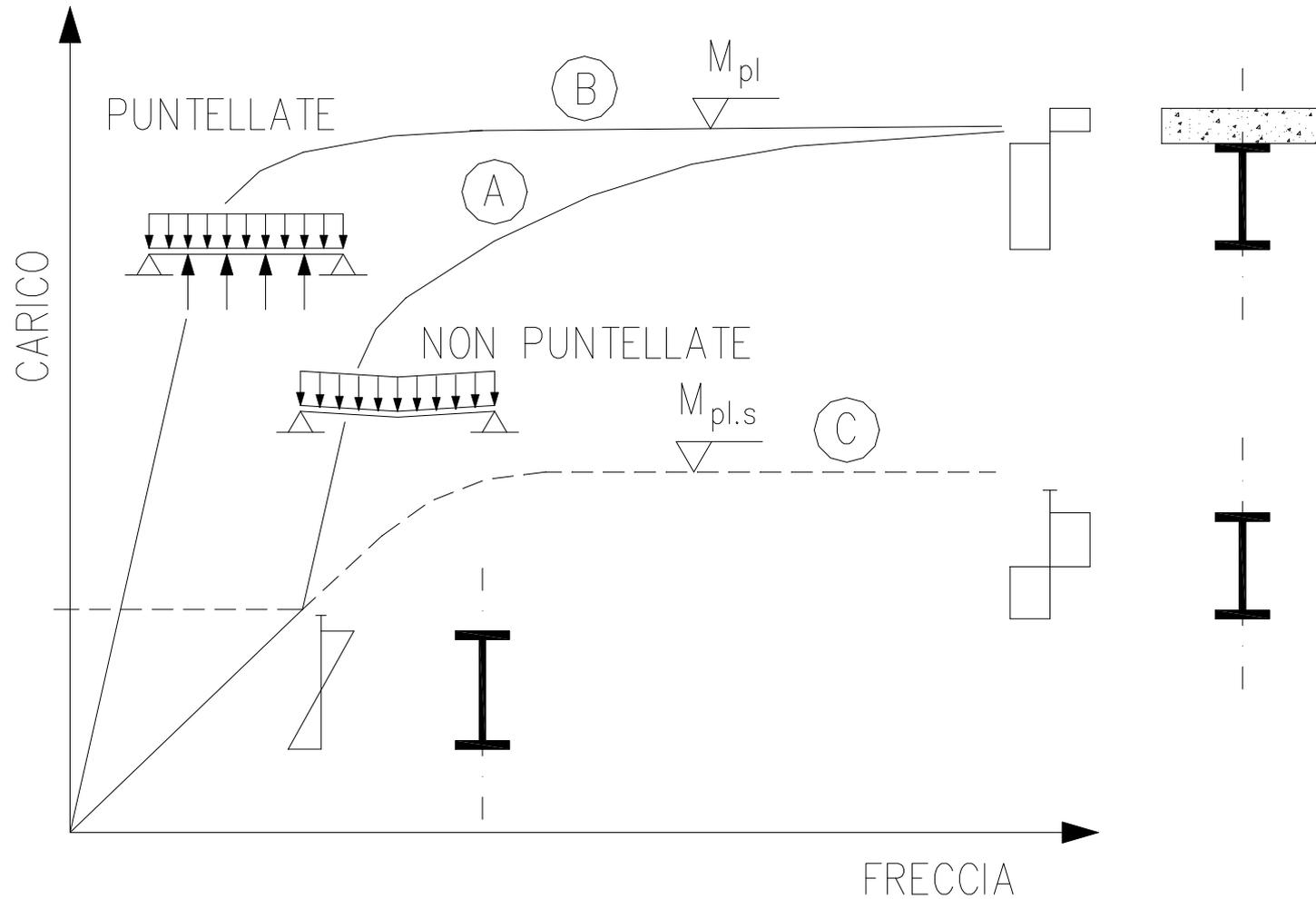
- Le costruzioni composte acciaio-calcestruzzo, esempi e quadro normativo
 - **Principi essenziali di progettazione delle strutture composte**
 - La progettazione sismica nelle NTC 2008
 - Qualche esempio...
-

Modalità di crisi delle travi

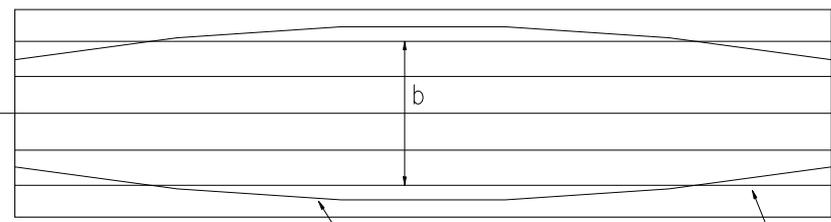
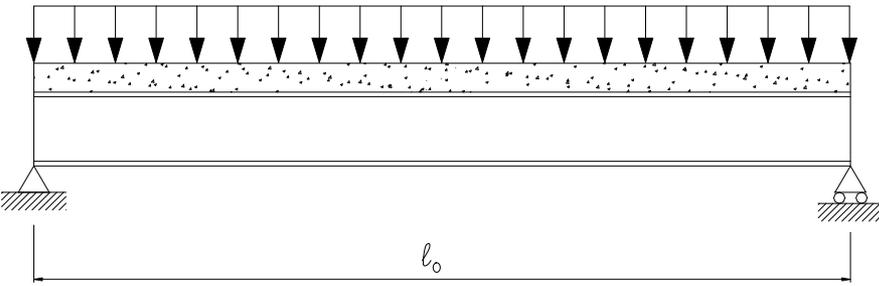
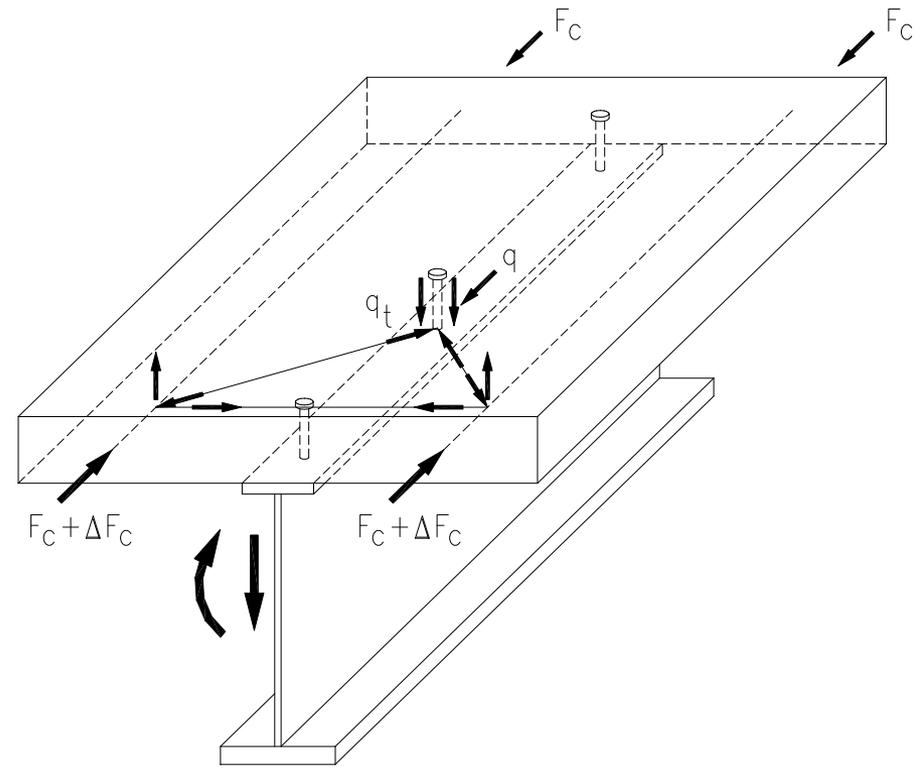


- I - Crisi per flessione
- II - Crisi per scorrimento
- III - Crisi a taglio
- IV - Crisi soletta per azioni trasversali
- V - Crisi locale del calcestruzzo

L'influenza delle fasi esecutive

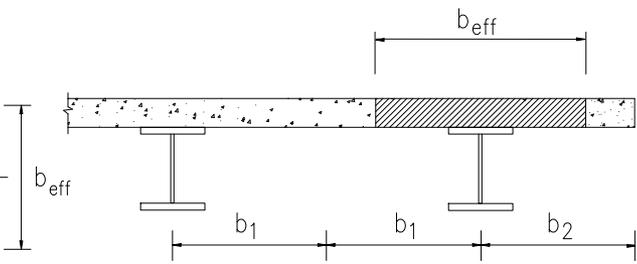


La larghezza efficace



TEORICO

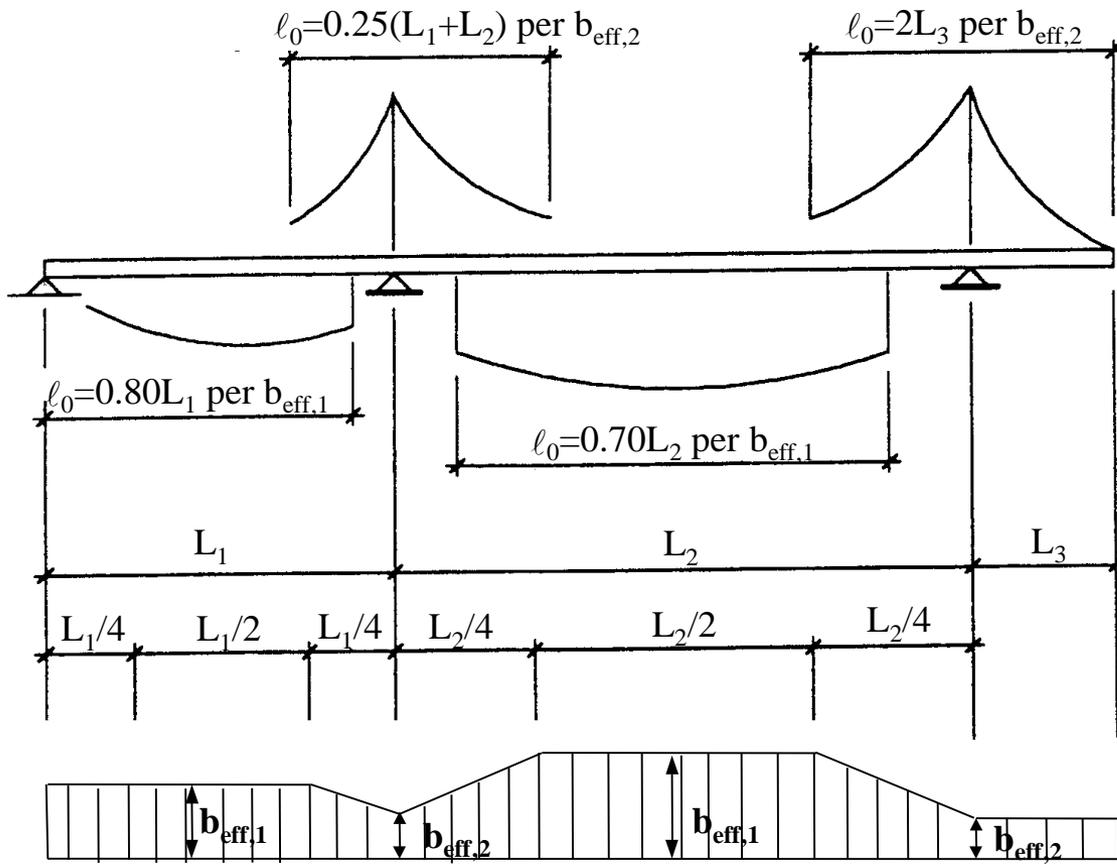
APPROSSIMAZIONE
DI PROGETTO



$$b_{e.1} \leq b_1$$

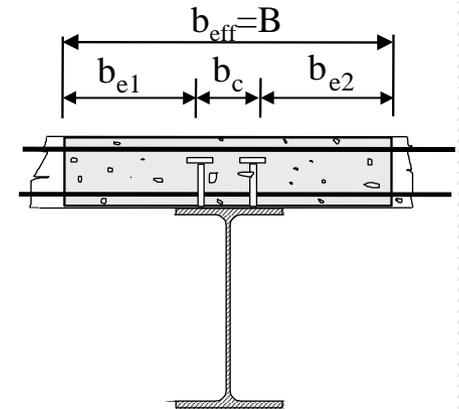
$$b_{e.2} \leq b_2$$

CNR 10016-98: la larghezza efficace



$$b_{\text{eff}} = b_{e1} + b_{e2} + b_c$$

$$b_{ei} = \ell_0 / 8$$



- ℓ_0 rappresenta la distanza tra due punti di nullo del diagramma flessionale;

- Appoggi di estremità:

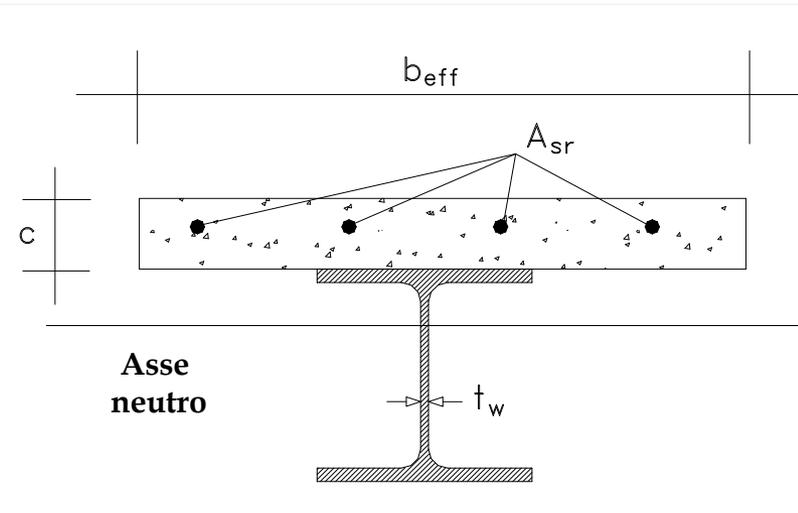
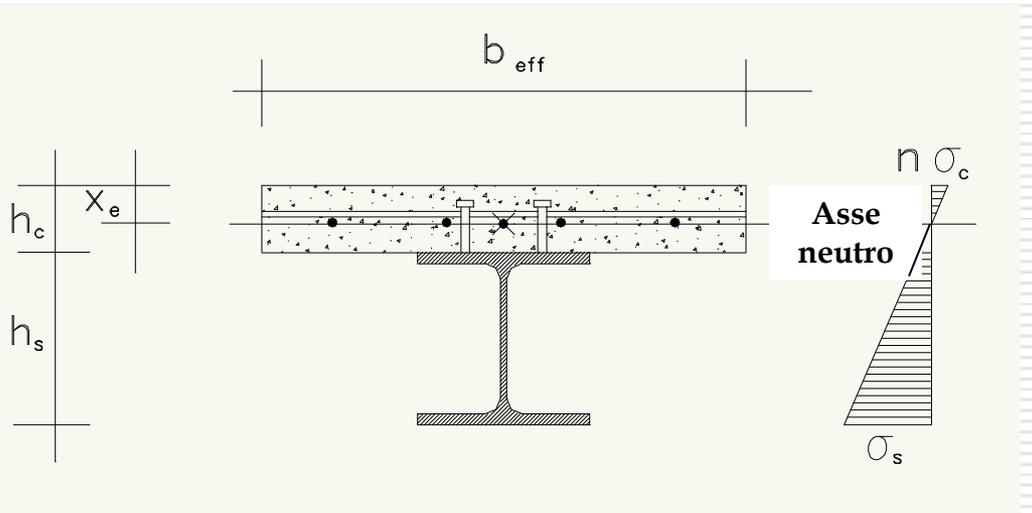
$$b_{\text{eff}} = b_0 + \beta_1 b_{e1} + \beta_2 b_{e2}$$

$$\beta_i = \left(0,55 + 0,025 \cdot \frac{L_e}{b_{ei}} \right) \leq 1,0$$

La rigidezza della sezione trasversale

□ Travi

- Omogeneizzazione
- Planeità sezione
- No scorrimento



- Momento positivo

Resistenza

$$I = \frac{1}{n} \frac{b_{eff} \cdot x_{e,r}^3}{3} + I_s + A_s \cdot \left(\frac{h_s}{2} + h_c - x_{e,r} \right)^2$$

Rigidezza non fessurata

$$I_1 = \frac{1}{n} \frac{b_{eff} \cdot s^3}{12} + \frac{1}{n} \cdot b_{eff} \cdot s \cdot (h_c - x_{e,1})^2 + I_s + A_s \cdot \left(\frac{h_s}{2} + h_c - x_{e,1} \right)^2$$

- Momento negativo

Resistenza, rigidezza fessurata

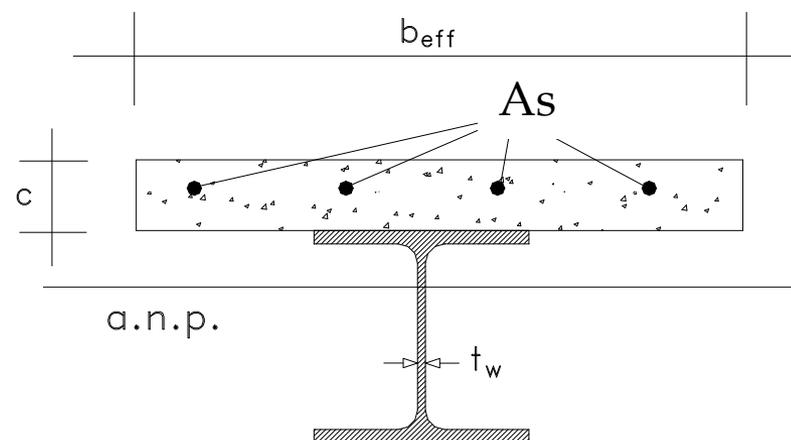
$$I = I_2 = I_s + A_s \cdot \left(\frac{h_s}{2} + h_c - x \right)^2 + A_s \cdot (h_{sr} - x)^2$$

NTC 2008 – Par. 4.3.2.1

- Armatura A_s in trazione per le sezioni in classe 1 e 2:

$$A_s \geq \rho_s A_c$$

$$\rho_s = \delta \frac{f_{yk}}{235} \frac{f_{ctm}}{f_{sk}} \sqrt{\frac{1}{1 + h_c / (2 z_0)}} + 0.3 \leq \delta \frac{f_{yk}}{235} \frac{f_{ctm}}{f_{sk}}$$



δ assume i seguenti valori:

- 1 per le sezioni in classe 2
- 1.1 per le sezioni in classe 1

$$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3}$$

Resistenze di calcolo – Par. 4.3.3

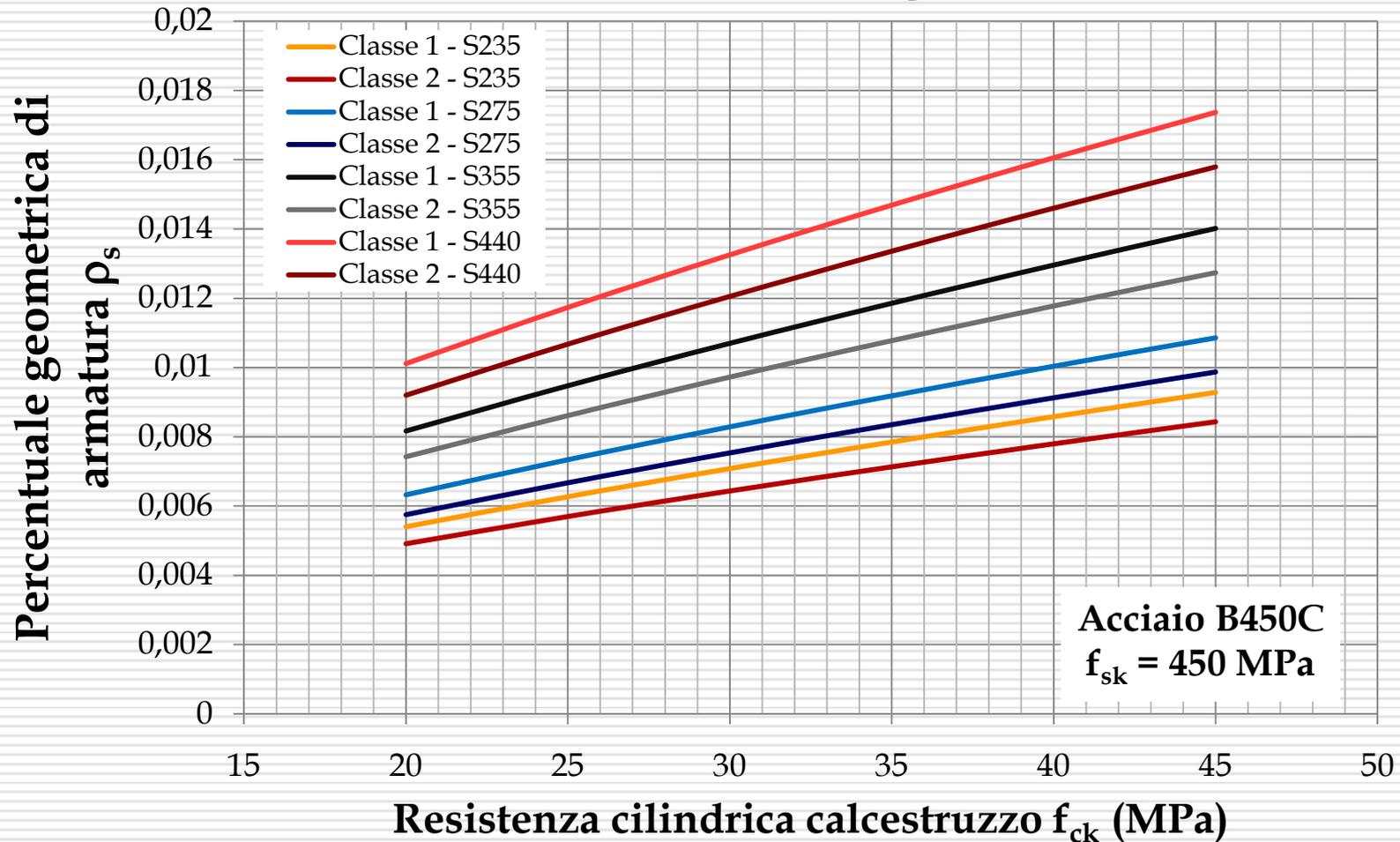
- La resistenza di calcolo f_d è data dal rapporto:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m}$$

- Agli stati limite ultimi:
 - $\gamma_c = 1.5$ – cls
 - $\gamma_A = 1.05$ – carpenteria
 - $\gamma_S = 1.15$ – armatura
 - $\gamma_M = 1.25$ – connessioni
 - Agli stati limite servizio e condizioni eccezionali:
 - $\gamma_M = 1$
-

NTC 2008 - Par. 4.3.2.1

Minimo di armatura momento negativo

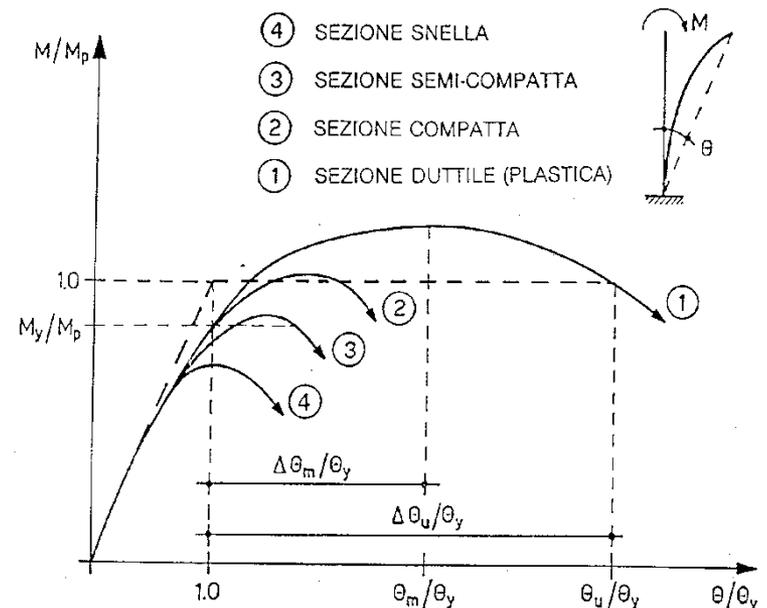


Classificazione delle sezioni CNR 10016-98

- Sezioni compatte
 - In grado di sviluppare una cerniera plastica con adeguata capacità rotazionale
 - Sezioni soggette a momento positivo con connettori distanziati secondo norma
 - Sezioni conformi ai seguenti limiti dimensionali:
 - $h_{wc}/t_w < 3 \varepsilon$
 - $b_1/t < 9 \varepsilon$ - semilarghezza flangia compressa
 - $b_2/t < 24 \varepsilon$ - flangia tra bulloni/saldature

$$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$$

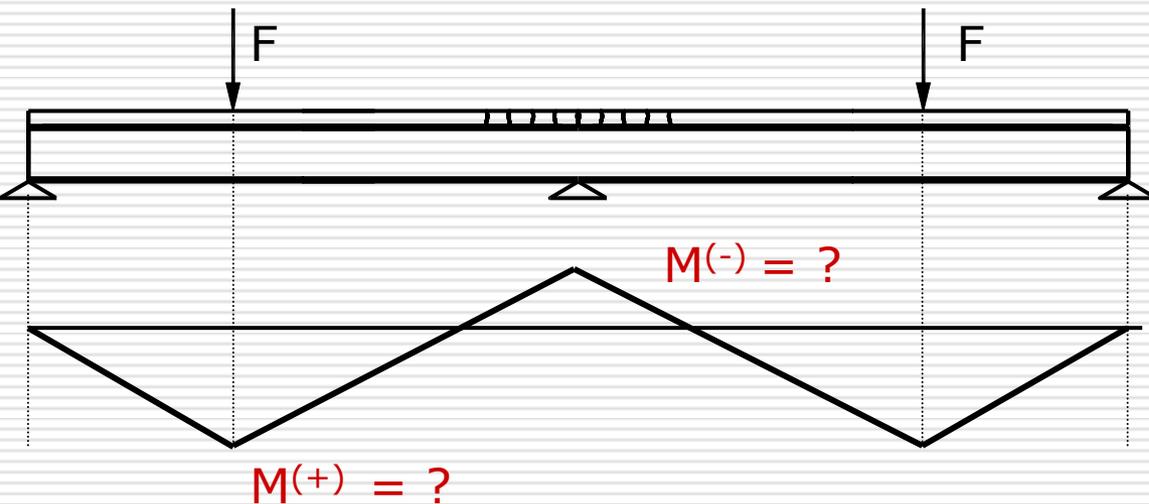
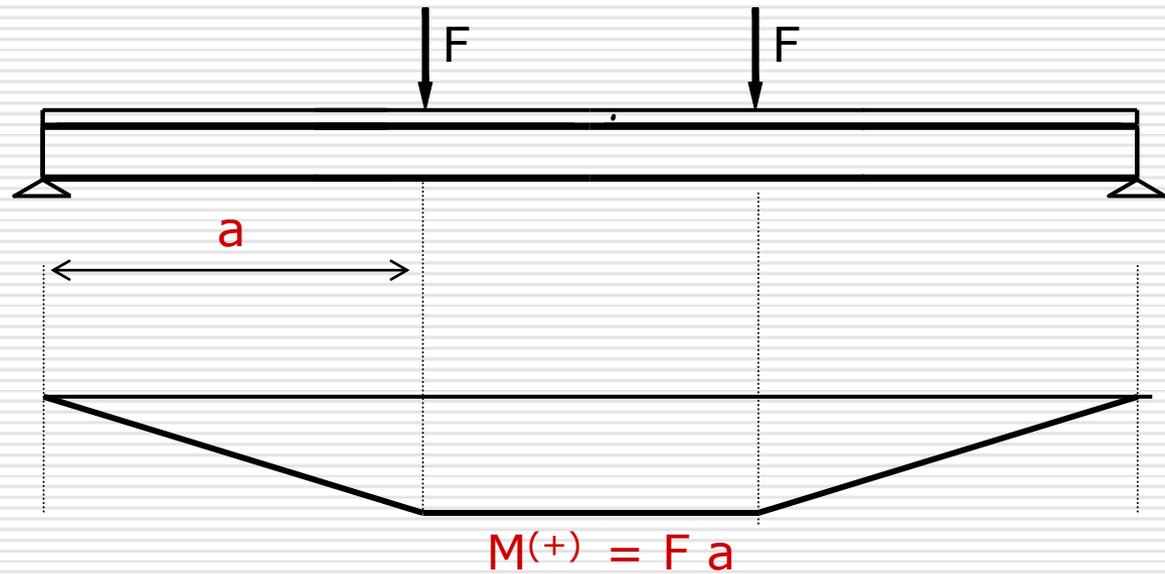
- Sezioni non compatte
 - Raggiungono la tensione di calcolo delle fibre più sollecitate, ma non possono attingere il momento plastico



Classificazione delle sezioni NTC 2008

- Le indicazioni normative ricalcano quelle dell'Eurocodice 4. Da esse e dal documento [ECCS, 1993] si desume che:
 - tutte le sezioni tipo IPE, HEB ed HEM hanno flange di classe 1;
 - le sezioni tipo HEA hanno flange di classe 1, 2 o 3 in funzione dell'altezza e della classe di acciaio;
 - tutte le sezioni tipo IPE ed HE con asse neutro a metà anima, o al disopra, hanno anima di classe 1;
 - le sezioni tipo IPE ed HE con anima tutta compressa possono essere di classe 1, 2, 3 o 4 in funzione dell'altezza e della classe di acciaio.
-

Il calcolo delle sollecitazioni



Metodi di analisi

ANALISI ELASTICA

ANALISI NON LINEARE

Fessurata

Non fessurata

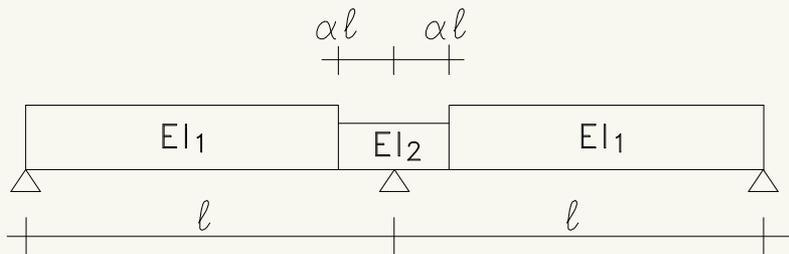
ANALISI PLASTICA

ANALISI ELASTICA
CON RIDISTRIBUZIONE

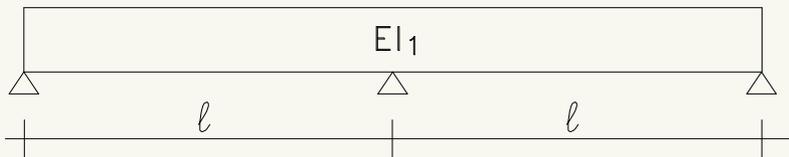
<i>Classe profilo</i>	1	2	3	4
<i>Analisi non fessurata</i>	40 %	30 %	20 %	10 %
<i>Analisi fessurata</i>	25 %	15 %	10 %	0 %

Nel caso di acciai di grado S355 o superiore la redistribuzione può essere fatta con sezioni di classe 1 e 2 non superando il 30% nelle analisi non fessurate e il 15% nelle analisi fessurate

Metodi di analisi



modello "a"



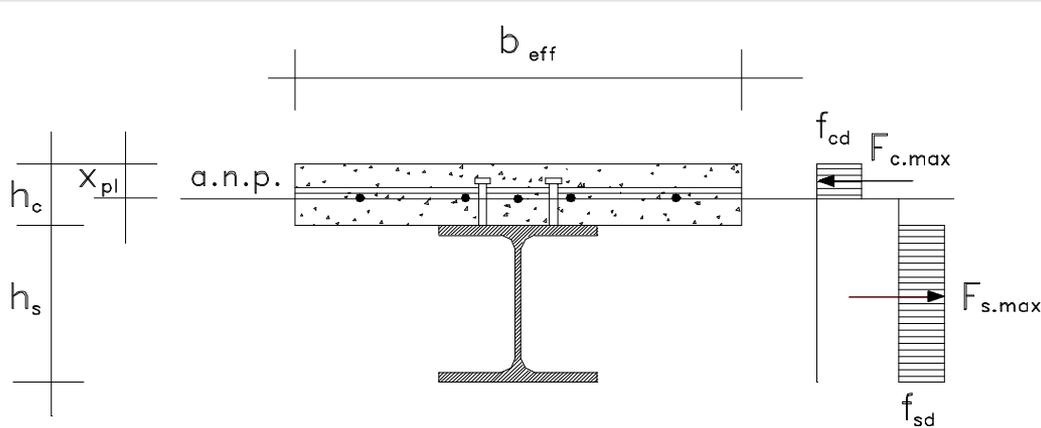
modello "b"

$\alpha = 0.15$ se:

- *Telai controventati;*
- *Luci adiacenti che non differiscono di più del 60%;*

La resistenza della sezione trasversale

Momento positivo



$$F_{c.\max} = b_{\text{eff}} \cdot h_c \cdot f_{cd}$$

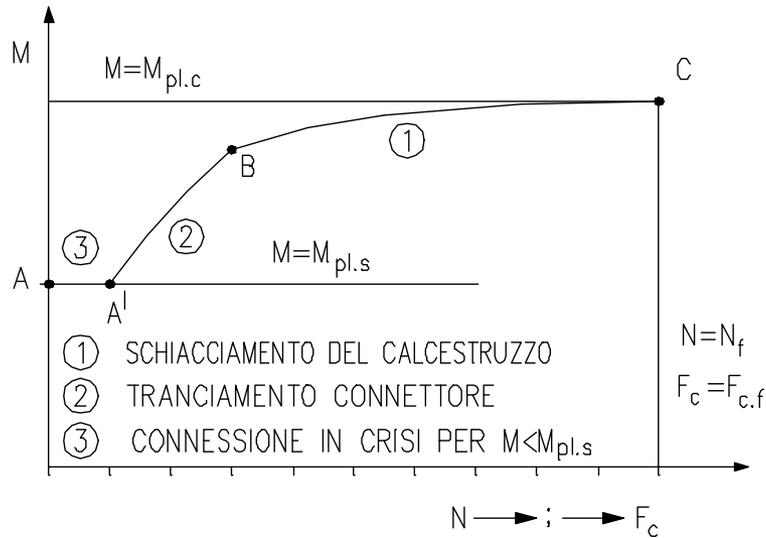
$$F_{s.\max} = A_s \cdot f_{sd}$$

$$F_{c.\max} > F_{s.\max} \Rightarrow F_c = F_{s.\max} = A_s \cdot f_{sd}$$

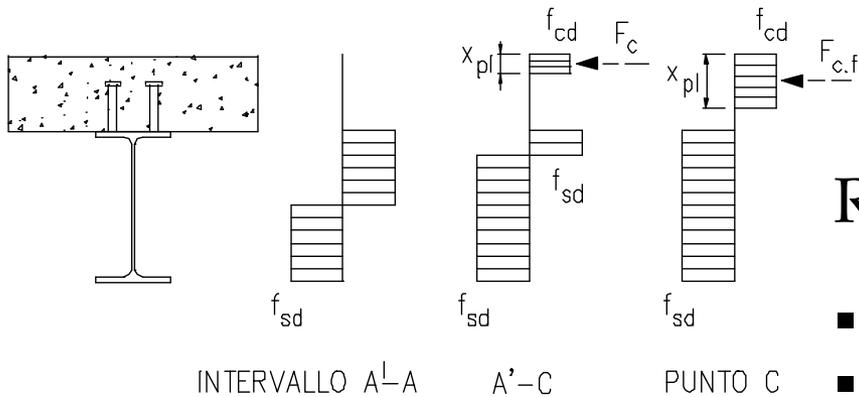
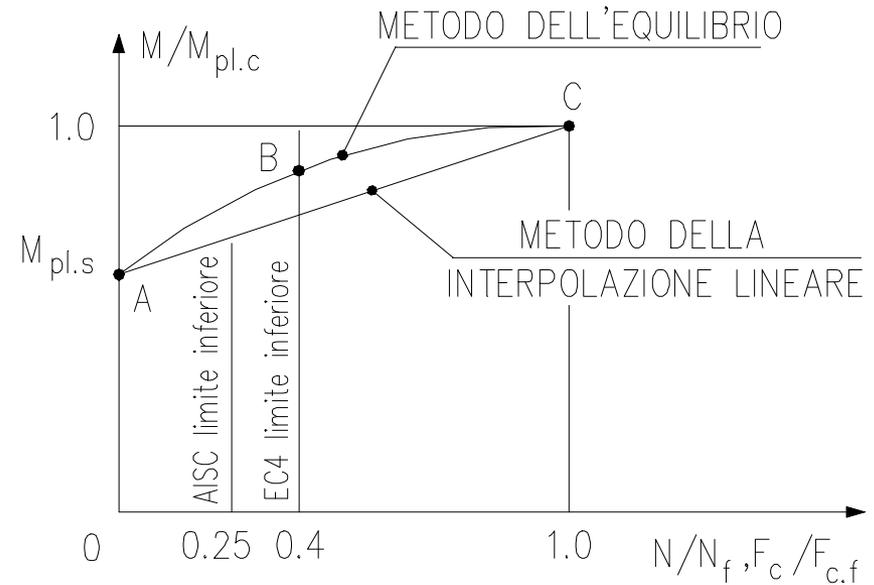
$$b_{\text{eff}} \cdot x_{pl} \cdot f_{cd} = A_s \cdot f_{sd} \Rightarrow x_{pl} = \frac{A_s \cdot f_{sd}}{b_{\text{eff}} \cdot f_{cd}}$$

$$h^* = \frac{h_s}{2} + h_c - \frac{x_{pl}}{2} \Rightarrow M_{pl} = A_s \cdot f_{sd} \cdot h^*$$

Modalità di crisi delle travi



a)



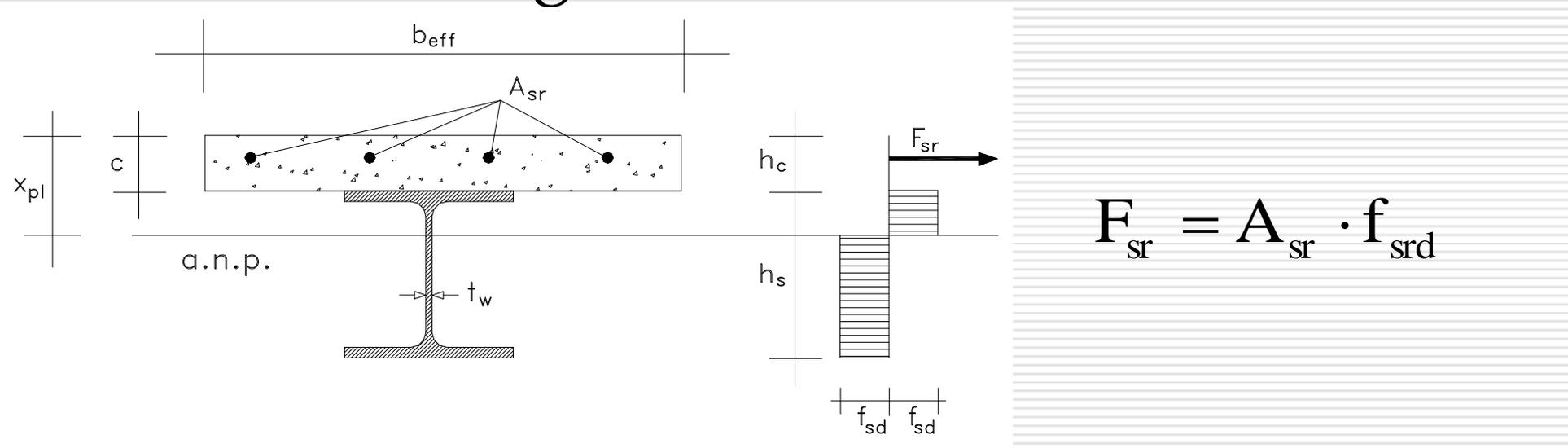
b)

Rapporto di connessione N/N_f

- N numero connettori installati;
- N_f numero connettori necessari per il completo ripristino di resistenza

La resistenza della sezione trasversale

Momento negativo



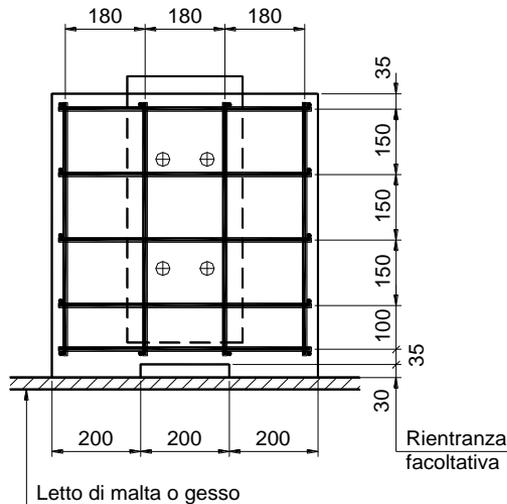
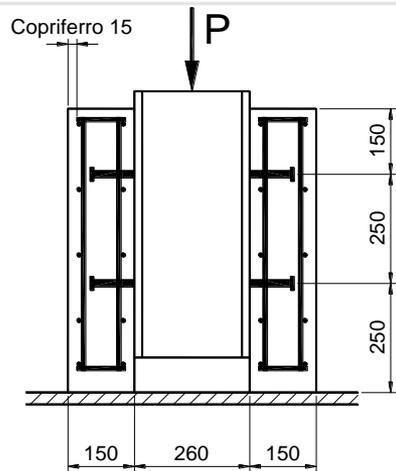
$$F_{sr} = A_{sr} \cdot f_{srd}$$

$$x_{pl} = \frac{h_s}{2} + h_c - \frac{F_{sr}/2}{t_w f_{sd}}$$

$$M_{pl} = M_{s.pl} + F_{sr} \cdot \left(\frac{h_s}{2} + h_c - c \right) - \frac{F_{sr}^2}{4t_w f_{sd}}$$

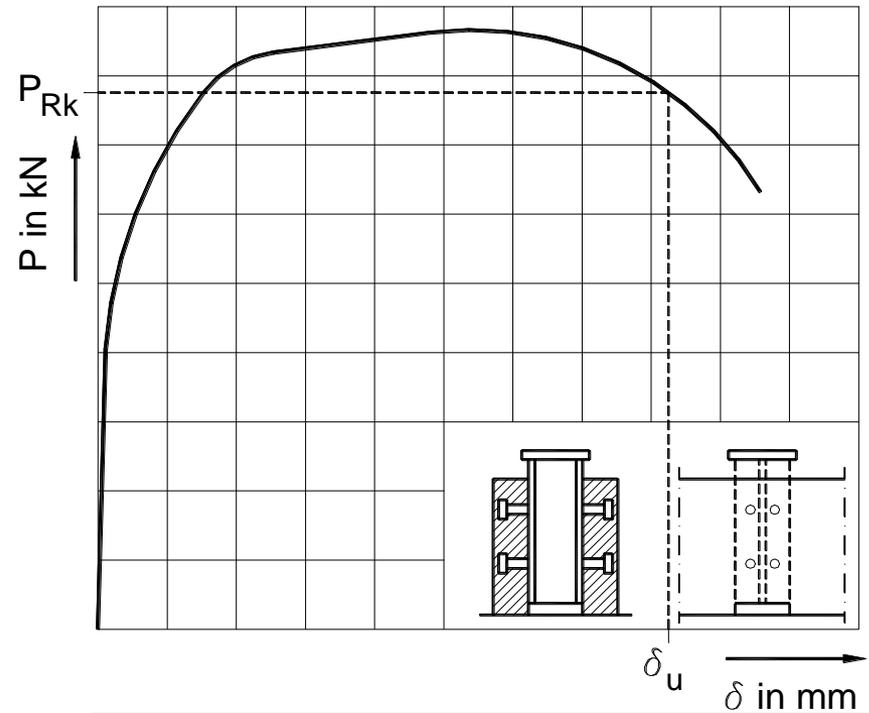
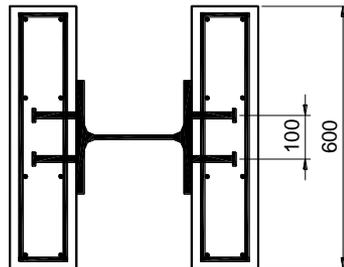
I connettori

□ Progetto attraverso la sperimentazione



Armatura: barre nervate Ø10 mm ad elevata aderenza con $450 \leq f_{sk} < 500 \text{ N/mm}^2$

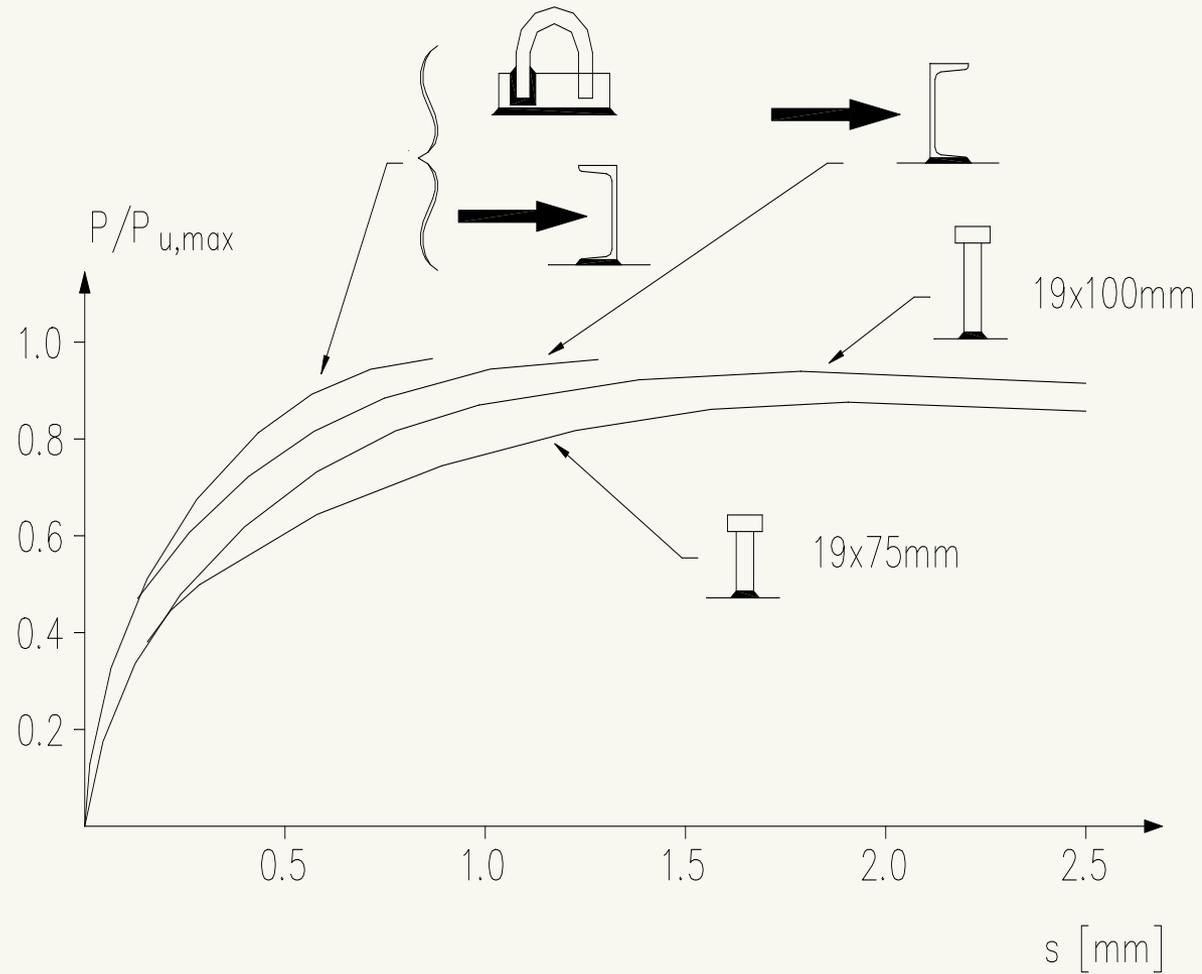
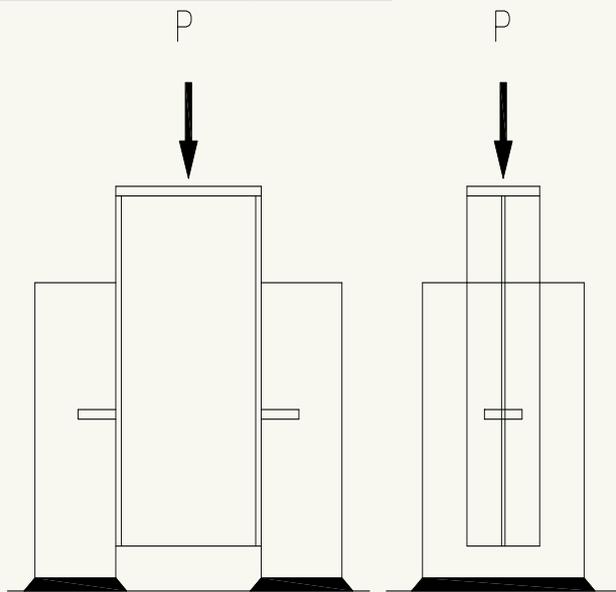
Profilo di acciaio: HE260B o 254x254x89 kg U.C.



$$P_{Rd} = (f_u / f_{ut}) (P_{Rk} / \gamma_v) \leq P_{Rk} / \gamma_v$$

- f_u è la tensione ultima nominale del materiale dei connettori; f_{ut} è la tensione ultima reale del materiale dei connettori; γ_v è pari a 1,25
- se la deviazione dal valore medio supera il 10%, si devono condurre almeno altre tre prove dello stesso tipo
- la resistenza caratteristica P_{Rk} è pari al ~~carico di rottura minimo delle diverse prove (diviso per il numero di connettori)~~ ridotto del 10%.

I connettori



I connettori a piolo

- La resistenza della connessione è il minore dei carichi di rottura tra crisi del connettore e del calcestruzzo
- Le formule devono essere validate sperimentalmente per diametri maggiori di 25.4mm

- Resistenza legata alla crisi del connettore

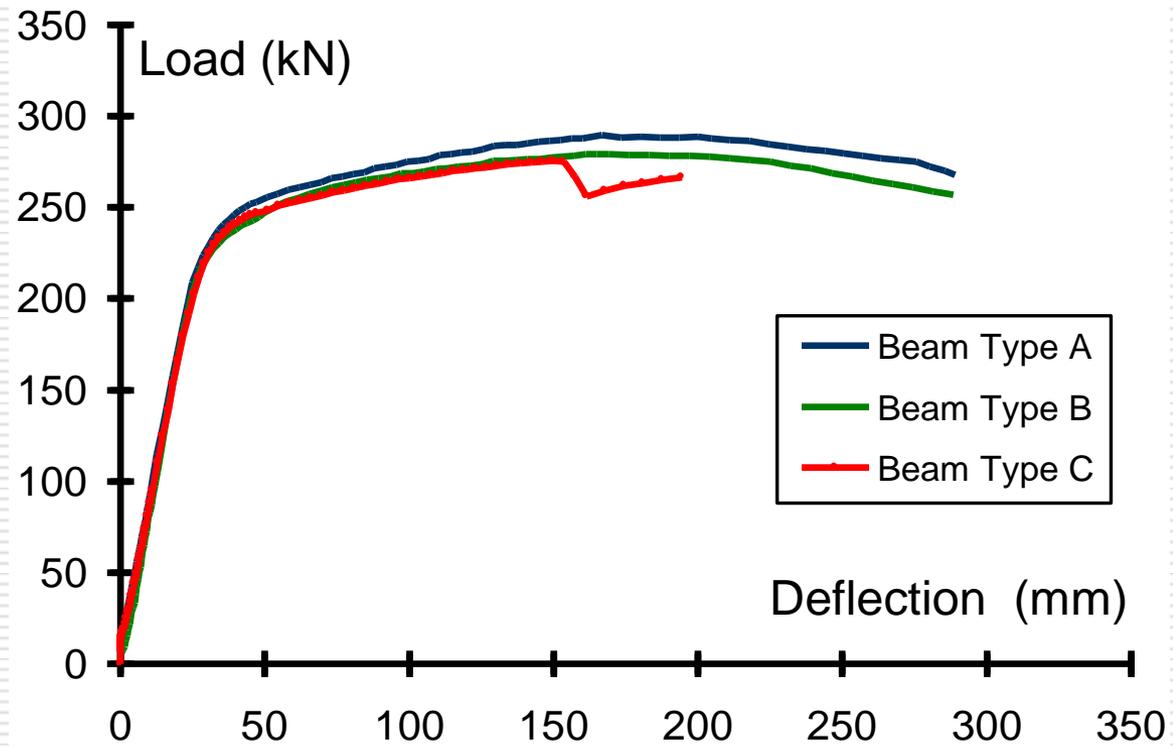
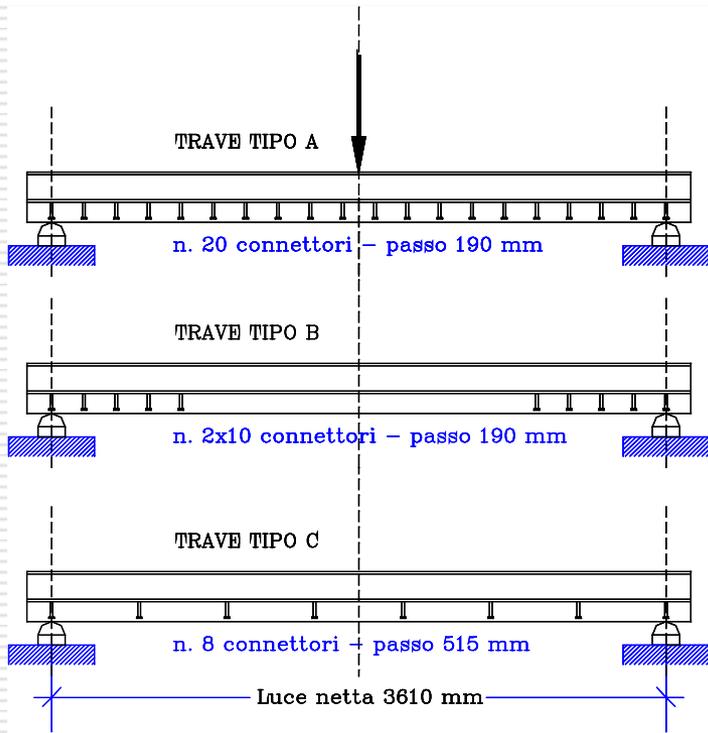
$$P_{Rd} = 0.8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4 \cdot \gamma_v}$$

- f_u è la resistenza ultima a trazione del materiale del piolo, comunque non maggiore di 500 N/mm²
- d è il diametro del connettore e γ_v un coefficiente di sicurezza

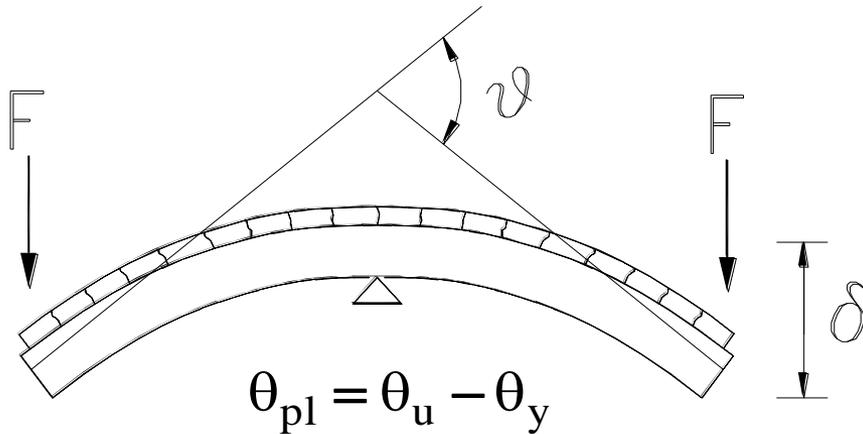
- Resistenza legata alla crisi del calcestruzzo

$$P_{Rd} = 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck} \cdot E_c}}{\gamma_v}$$

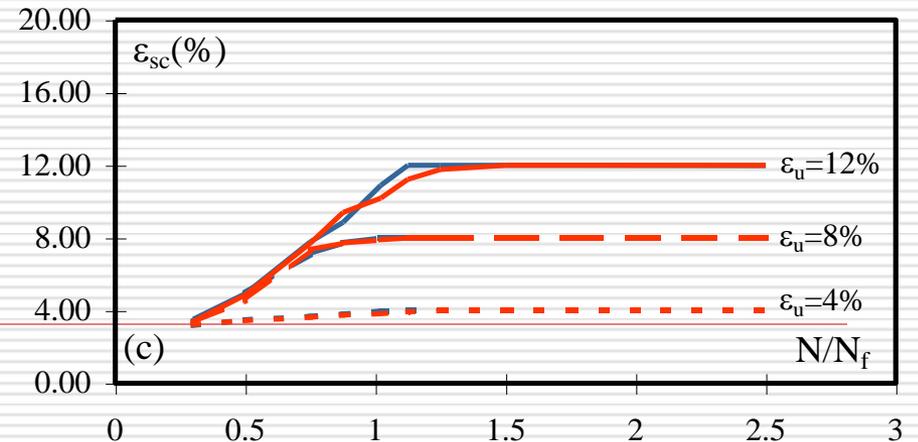
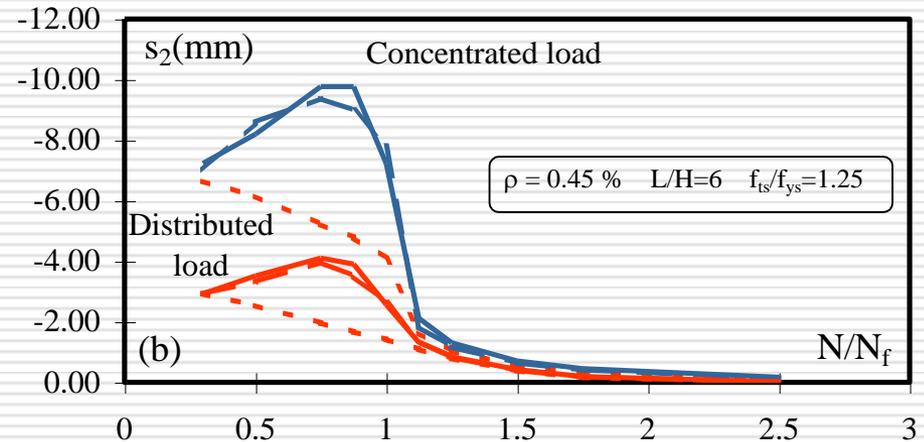
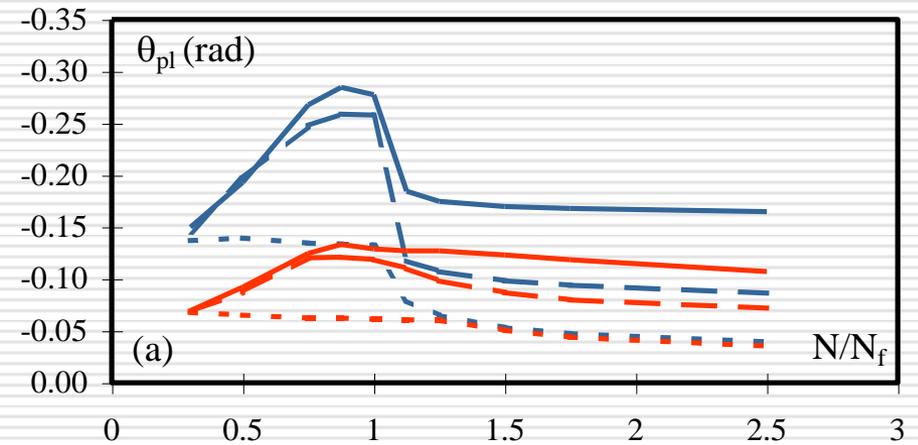
Alcune note



Alcune note

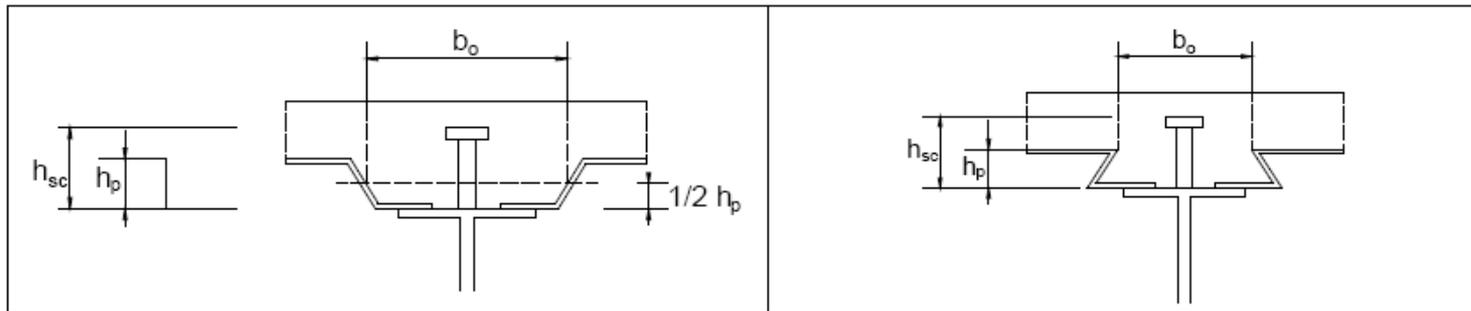


La plasticizzazione dell'armatura contribuisce in larga misura alla capacità rotazionale

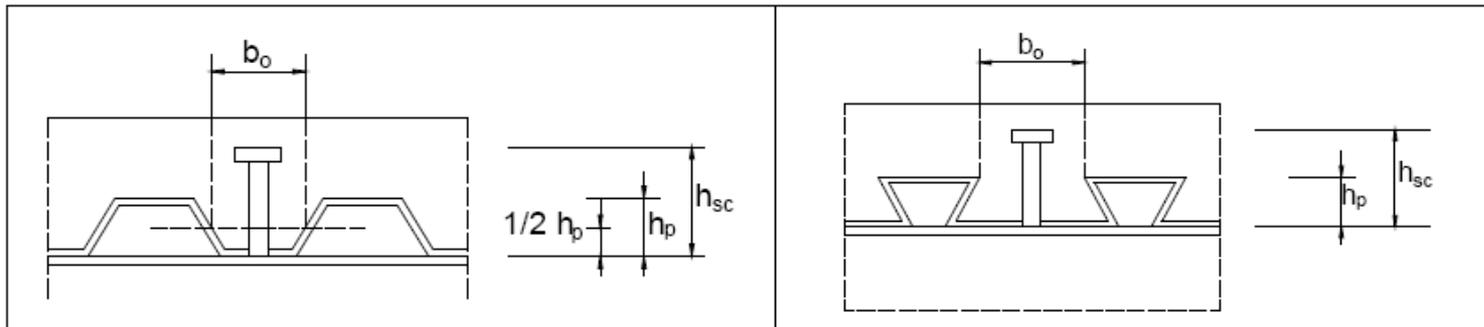


Connettori:

Dettagli costruttivi e prestazioni



$$k_1 = 0,6 \cdot b_0 \cdot (h_{sc} - h_p) / h_p^2 \leq 1,0$$



$$k_t = 0,7 \cdot b_0 \cdot (h_{sc} - h_p) / h_p^2 / \sqrt{n_r}$$

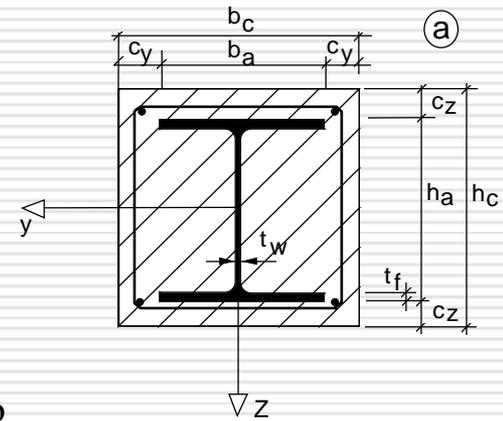
Tabella. 4.3.II Limiti superiori del coefficiente k_r .

Numero di pioli per greca	Spessore della lamiera	Connettori con $\phi \leq 20$ mm e saldati attraverso la lamiera	Lamiera con fori e pioli saldati sul profilo - diametro pioli 19 o 22 mm
Nr=1	$\leq 1,0$	0,85	0,75
	$> 1,0$	1,0	0,75
Nr=2	$\leq 1,0$	0,70	0,60
	$> 1,0$	0,8	0,60

Le colonne composte

□ Campo di applicazione del metodo di progetto CNR 10016-98 :

- la sezione è doppiamente simmetrica e costante lungo la colonna; il baricentro della sezione in acciaio e di quella in cemento armato (non fessurata) coincidono;
- definendo il contributo meccanico dell'acciaio δ nel seguente modo:
$$\delta = (A_s f_y / \gamma_a) / N_{pl.Rd}$$
tale rapporto deve essere compreso tra 0,2 e 0,9;
- la snellezza meccanica λ deve essere inferiore a 2,0;
- per le sezione di tipo completamente rivestito il copriferro di calcestruzzo deve essere:
 - in direzione y $40\text{mm} \leq c_y \leq 0,4b_a$,
 - in direzione z $40\text{mm} \leq c_z \leq 0,3h_a$Un copriferro maggiore può essere utilizzato ma va trascurato nei calcoli;
- l'area di armatura longitudinale che può essere inserita nei calcoli deve essere inferiore al 4% dell'area di calcestruzzo;
- nel caso di sezione completamente rivestita di calcestruzzo, se l'armatura viene trascurata nei calcoli e la colonna appartiene ad una costruzione inserita in ambiente non aggressivo, si può considerare sufficiente la seguente armatura:
- barre longitudinali di diametro minimo 8mm e massimo interasse 250 mm;
- staffe con diametro minimo 6 mm e massimo interasse 200 mm;
- per reti elettrosaldate il diametro minimo può essere ridotto a 4 mm.



Le colonne composte

□ Campo di applicazione del metodo di progetto NTC 2008:

- la sezione è doppiamente simmetrica e costante lungo la colonna; il baricentro della sezione in acciaio e di quella in cemento armato (non fessurata) coincidono;
 - definendo il contributo meccanico dell'acciaio δ nel seguente modo:
$$\delta = (A_s f_y / \gamma_a) / N_{pl.Rd}$$
tale rapporto deve essere compreso tra 0,2 e 0,9;
 - la snellezza meccanica λ deve essere inferiore a 2,0;
 - per le sezioni di tipo completamente rivestite il copriferro di calcestruzzo deve essere:
 - in direzione y $40\text{mm} \leq c_y \leq 0,4b_a$,
 - in direzione z $40\text{mm} \leq c_z \leq 0,3h_a$,Un copriferro maggiore può essere utilizzato ma va trascurato nei calcoli;
 - Il rapporto tra altezza h_c e larghezza b_c deve essere compreso tra 0,2 e 5,0
-

Colonne composte

NTC 2008 - Tab. 4.3. III

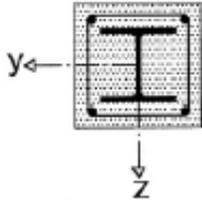
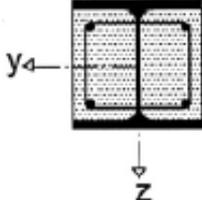
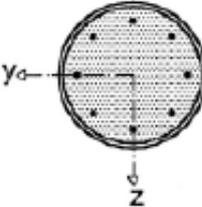
□ Stabilità

$$\frac{d}{t} \leq 90 \cdot \frac{235}{f_y} \text{ per colonne circolari cave riempite;}$$

$$\frac{d}{t} \leq 52 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} \text{ per colonne rettangolari cave riempite;}$$

$$\frac{b}{t_f} \leq 44 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} \text{ per sezioni parzialmente rivestite;}$$

$$c \geq \max \left\{ 40 \text{ mm}; \frac{b}{6} \right\} \text{ per sezioni completamente rivestite;}$$

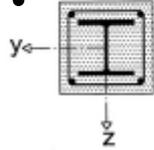
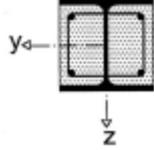
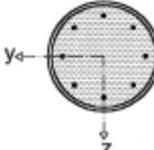
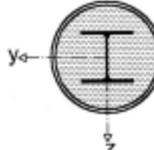
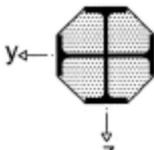
Tipo sezione	Inflessione intorno all'asse	Curva di instabilità	
		a	b
(a) 	y-y	b	
	z-z	c	
(b) 	y-y	b	
	z-z	c	
(c) 		a ($\rho_s < 3\%$)	
		b ($3\% < \rho_s < 6\%$)	
		$\rho_s = A_s/A_c$ (A_s area armature, A_c area calcestruzzo)	
Curva di instabilità	a	b	c
Fattore di imperfezione α	0,21	0,34	0,49

Colonne composte, le indicazioni dell'EC4...

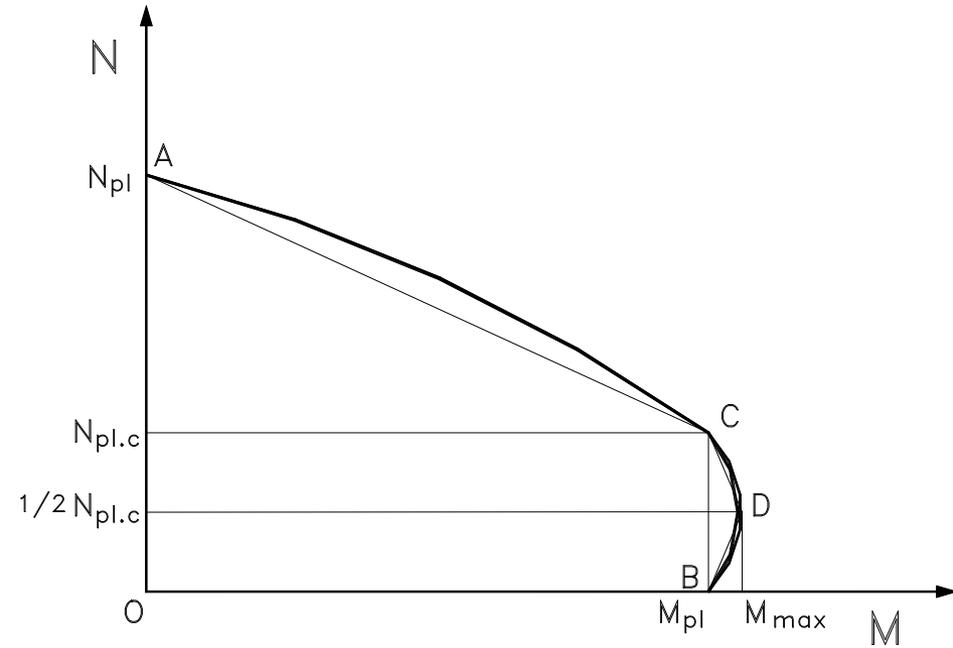
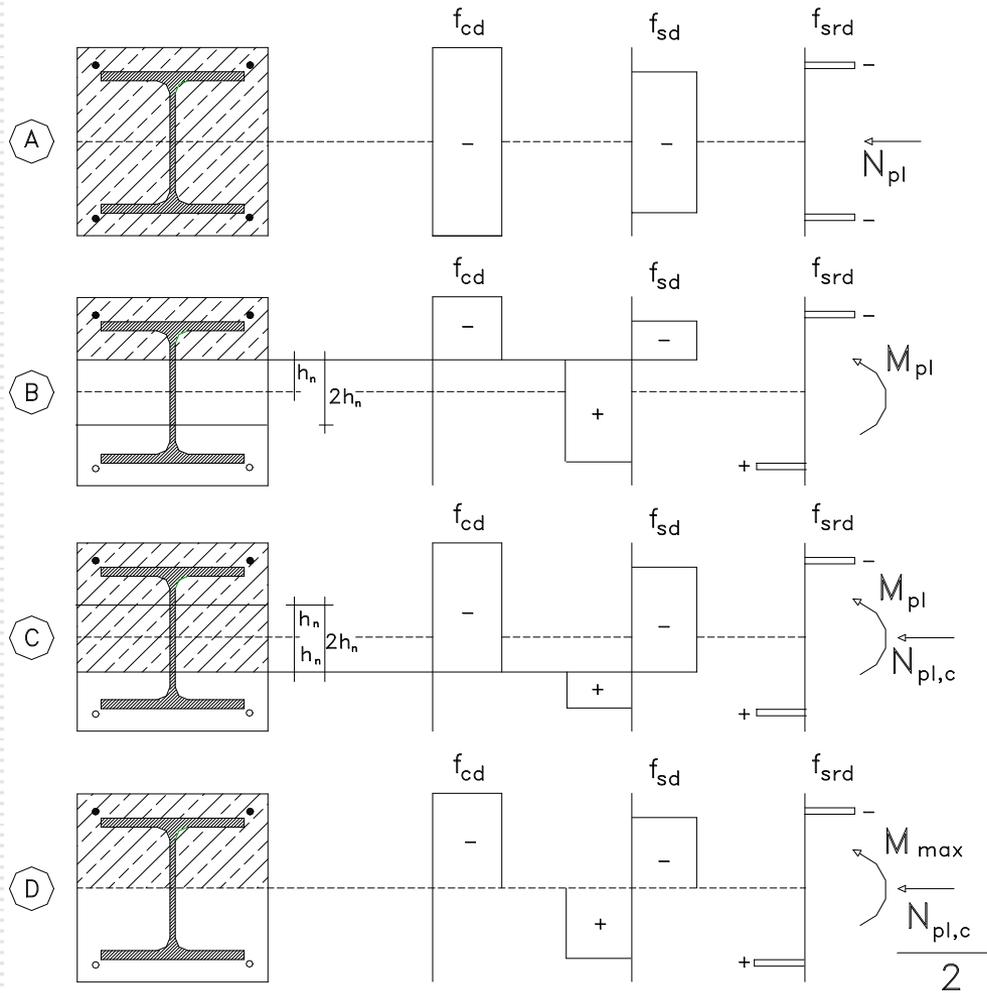
□ Stabilità

6.7.3.4 Methods of analysis and member imperfections

Table 6.5 : Buckling curves and member imperfections for composite columns

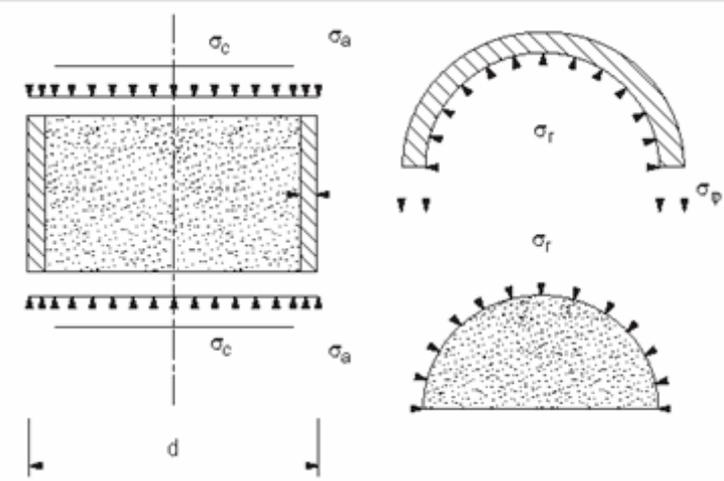
Cross-section	Limits	Axis of buckling	Buckling curve	Member imperfection
concrete encased section 		y-y	b	$L/200$
		z-z	c	$L/150$
partially concrete encased section 		y-y	b	$L/200$
		z-z	c	$L/150$
circular and rectangular hollow steel section 	$\rho_s \leq 3\%$	any	a	$L/300$
	$3\% < \rho_s \leq 6\%$	any	b	$L/200$
circular hollow steel sections with additional I-section 		y-y	b	$L/200$
		z-z	b	$L/200$
partially concrete encased section with crossed I-sections 		any	b	$L/200$

Le colonne composte



Il dominio di rottura plastica della sezione trasversale

Le colonne composte



- Sforzo normale plastico

$$N_{pl} = \frac{f_{y.s} \cdot A_s}{\gamma_s} + \frac{f_{y.sr} \cdot A_{sr}}{\gamma_{sr}} + \frac{\alpha \cdot f_{ck} \cdot A_c}{\gamma_c}$$

($\alpha=1.0$ per sezioni tipo "filled"; $\alpha=0.85$ per sezioni tipo "encased")

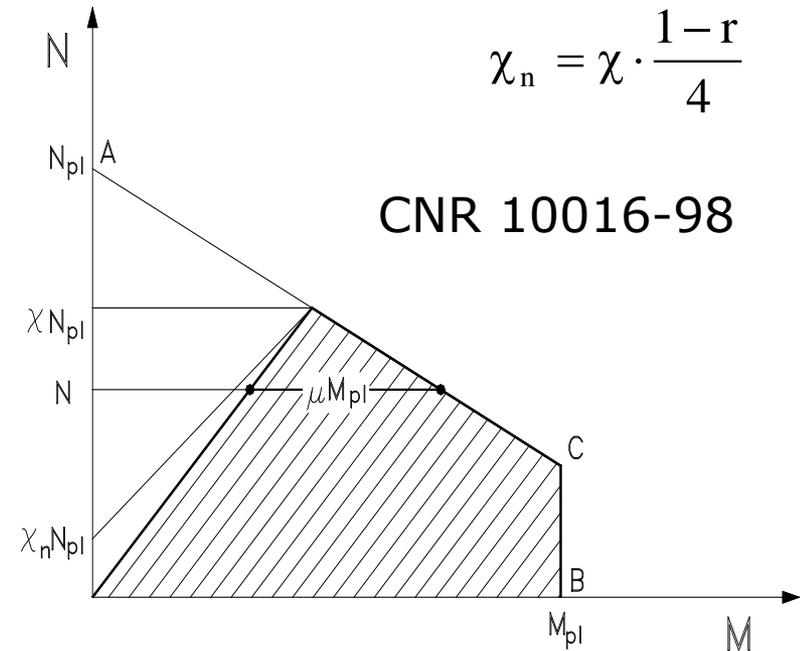
- Sforzo normale ultimo dell'elemento

$$N_{Rd} = \chi \cdot N_{pl}$$

$$\chi = \frac{1}{\sqrt{\phi^2 + \lambda^2}} \quad \phi = 0.5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\lambda - 0.2) + \lambda^2]$$

(α , parametro di imperfezione, è 0.21 per le sezioni "filled", 0.34 per le sezioni "encased" caricate secondo l'asse forte e 0.49 per le sezioni "encased" caricate secondo l'asse debole.)

$$\lambda = \sqrt{\frac{N_{pl}}{N_{cr}}} = \frac{k \cdot l}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{y.s} \cdot A_s + f_{y.sr} \cdot A_{sr} + \alpha \cdot f_{ck} \cdot A_c}{E_s \cdot I_s + E_{sr} \cdot I_{sr} + 0.8 \cdot E_c \cdot I_c / 1.35}}$$



$$M_{Sd} \leq 0.9 \cdot \mu \cdot M_{pl}$$

(snellezza meccanica, da calcolare senza coefficienti di sicurezza per i materiali; la riduzione di E_c per la non linearità del cls)

Le colonne composte

Pressoflessione NTC 2008

$$M_{Ed} \leq \alpha_M \times M_{pl,Rd}(N_{Ed}),$$

- M_{Ed} , associato allo sforzo normale N_{Ed} , è il massimo valore del momento flettente nella colonna, calcolato considerando, se rilevanti, i difetti di rettilineità della colonna, vedi Tab. 4.3. III e gli effetti del secondo ordine;
- $M_{pl,Rd}(N_{Ed})$ il momento resistente disponibile, funzione di N_{Ed} .

Il coefficiente α_M è assunto pari a 0,9 per gli acciai compresi tra le classi S235 ed S355, mentre per l'S420 e l'S460 è posto pari a 0,8.

Le colonne composte

Pressoflessione NTC 2008

Gli effetti dei fenomeni del secondo ordine possono essere tenuti in conto incrementando i momenti ottenuti dall'analisi elastica tramite il coefficiente amplificativo:

$$k = \frac{\beta}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr}}} \geq 1,0$$

- N_{cr} è il carico critico euleriano;
- β è un coefficiente che dipende dalla distribuzione del momento flettente lungo l'asse dell'elemento;

Il coefficiente β è assunto pari ad 1, quando l'andamento del momento flettente è parabolico o triangolare con valori nulli alle estremità della colonna, ed è dato da

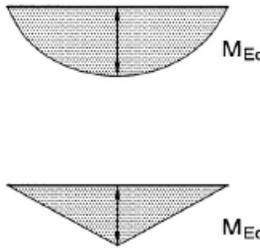
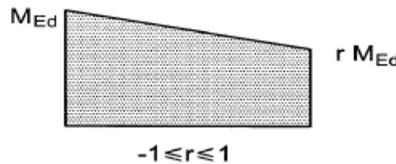
$$\beta = 0,66 + 0,44 \cdot \frac{M_{\min}}{M_{\max}} \geq 0,44$$

quando l'andamento è lineare, con M_{\max} e M_{\min} i momenti alle estremità della colonna, concordi se tendono le fibre poste dalla stessa parte dell'elemento (se M è costante $M_{\max} = M_{\min}$ e $\beta = 1,1$)

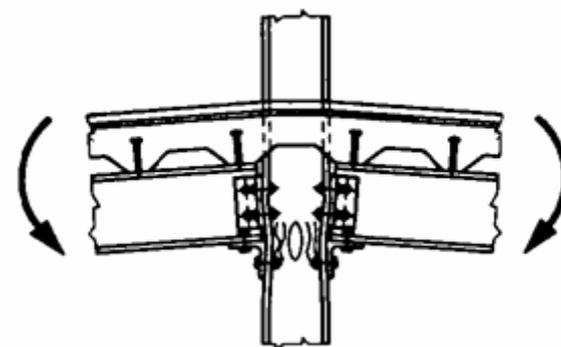
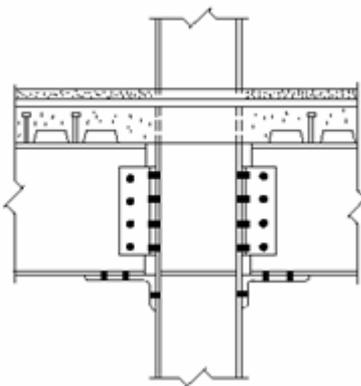
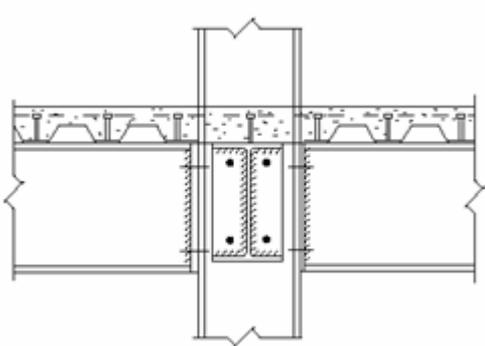
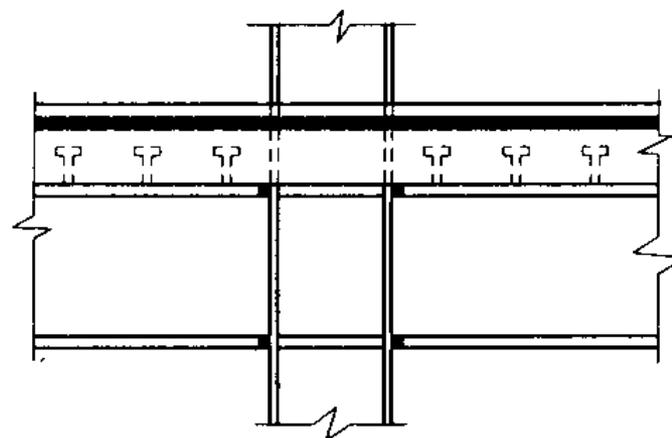
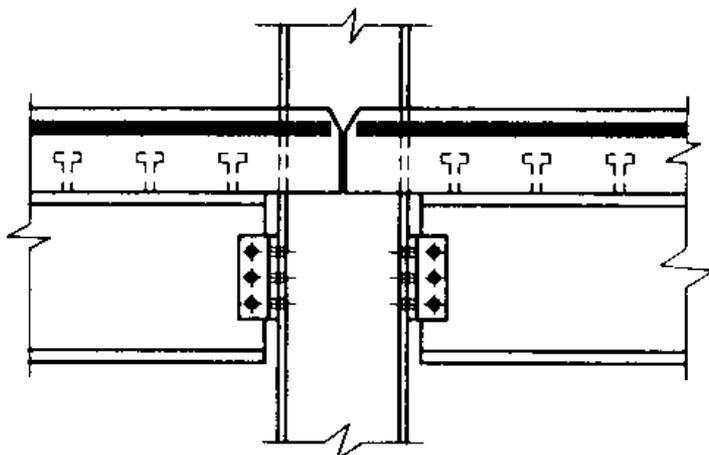
Le indicazioni dell'EC4...

6.7.3.4 Methods of analysis and member imperfections

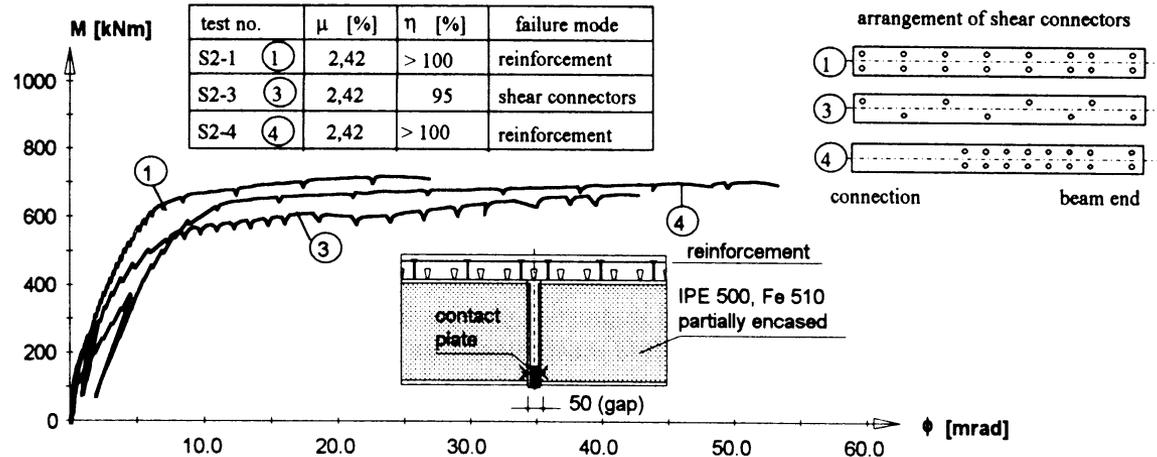
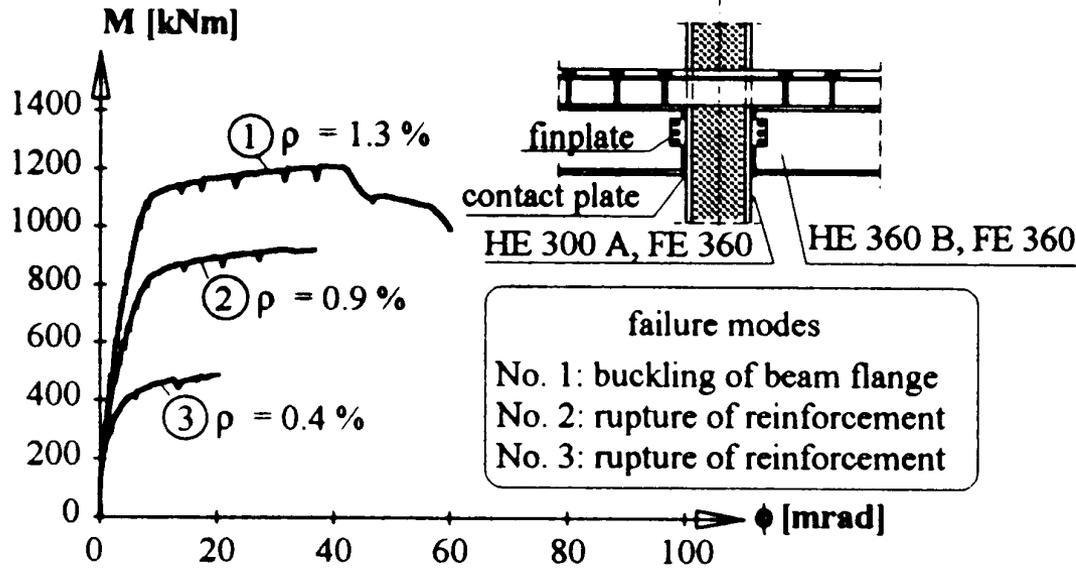
Table 6.4 Factors β for the determination of moments to second order theory

Moment distribution	Moment factors β	Comment
 <p>The top diagram shows a parabolic moment distribution with a vertical line through its peak, labeled M_{Ed}. The bottom diagram shows a triangular moment distribution with a vertical line through its peak, also labeled M_{Ed}.</p>	First-order bending moments from member imperfection or lateral load: $\beta = 1,0$	M_{Ed} is the maximum bending moment within the column length ignoring second-order effects
 <p>The diagram shows a trapezoidal moment distribution. The left vertical side is labeled M_{Ed}, the right vertical side is labeled $r M_{Ed}$, and the bottom horizontal side is labeled $-1 \leq r \leq 1$.</p>	End moments: $\beta = 0,66 + 0,44r$ but $\beta \geq 0,44$	M_{Ed} and $r M_{Ed}$ are the end moments from first-order or second-order global analysis

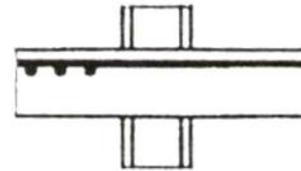
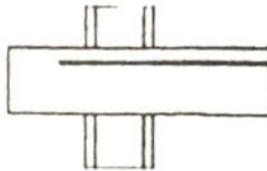
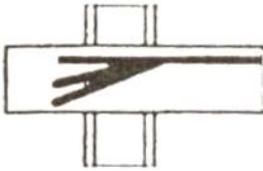
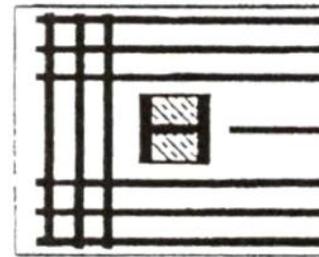
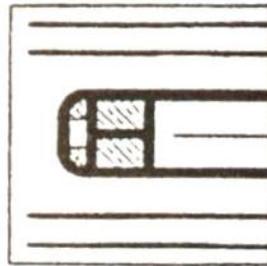
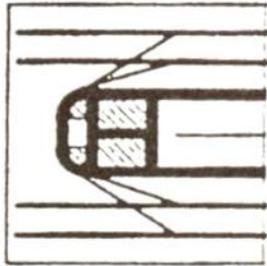
I collegamenti composti



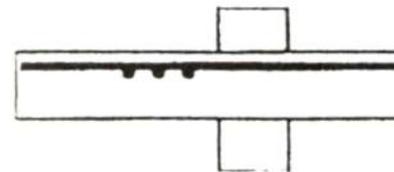
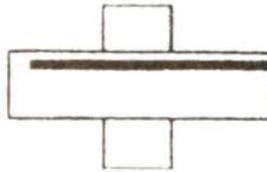
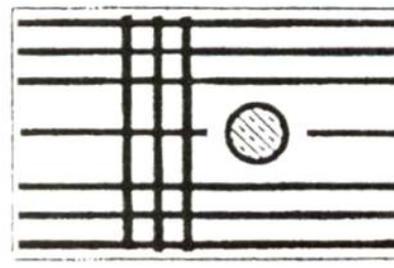
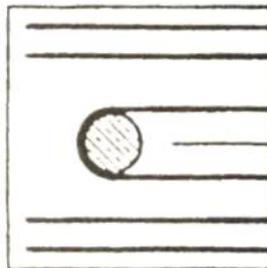
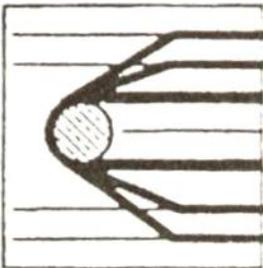
I collegamenti composti



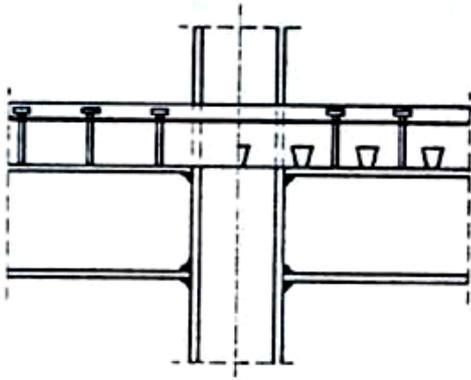
I collegamenti composti



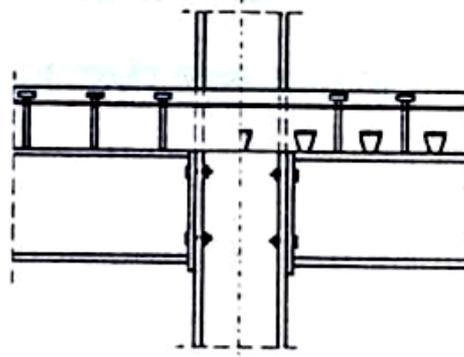
NODI ESTERNI



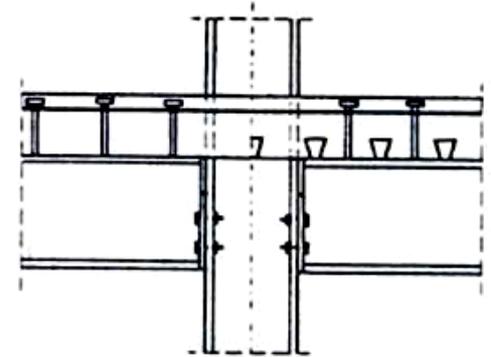
I collegamenti composti



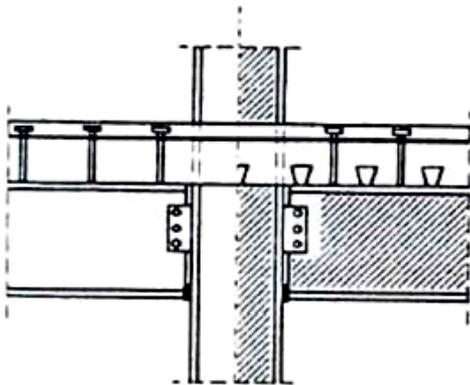
a. joint with welded connections



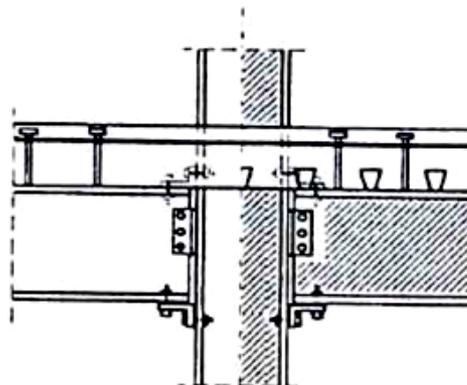
b. joint with endplate connections
(flush or extended)



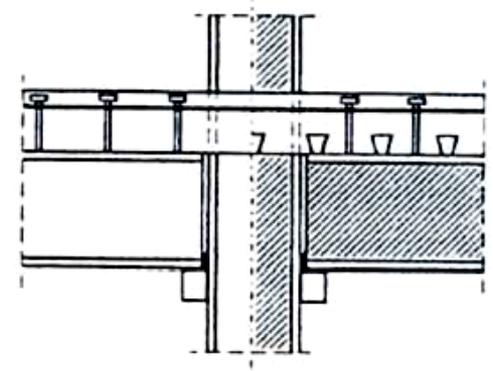
c. joint with partial depth
endplate connections



d. joint with fins and
contact plates

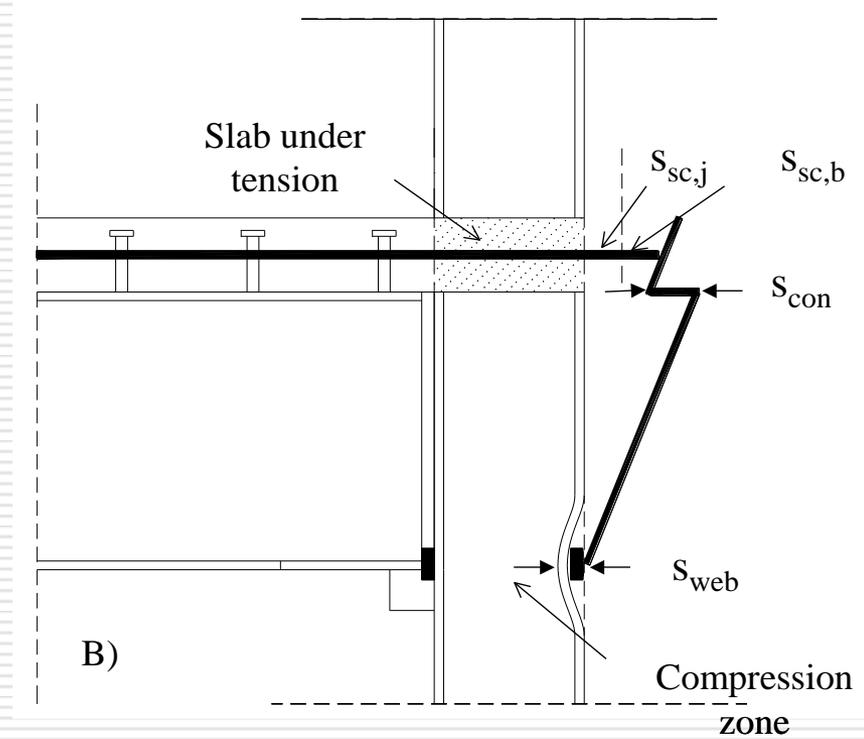
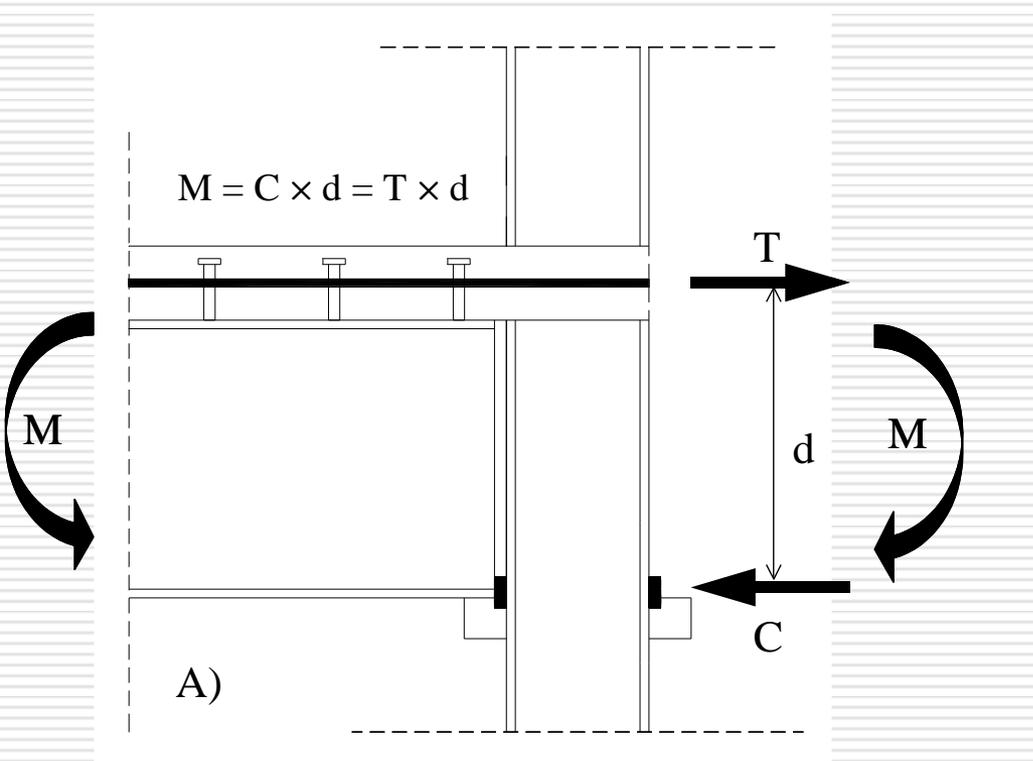


e. joint with cleated
connections



f. joint with boltless steel-
work connections

I collegamenti composti



Resistenza

$$M = C \cdot d = T \cdot D$$

Deformazione

$$\varphi_{joint} = \frac{(s_{web} + s_{conn} + s_{sc,j} + s_{sc,b})}{d}$$

Sommario

- Le costruzioni composte acciaio-calcestruzzo, esempi e quadro normativo
 - Principi essenziali di progettazione: resistenza e rigidezza delle sezioni composte
 - **La progettazione sismica nelle NTC 2008**
 - Qualche esempio...
-

La Progettazione sismica

□ NTC 2008 – Paragrafo 7.6

- 7.6.1. Caratteristiche dei materiali
 - 7.6.2. Tipologie strutturali e fattori di struttura
 - 7.6.3. Rigidezza della sezione trasversale composta
 - 7.6.4. Criteri di progetto e dettagli per strutture dissipative
 - 7.6.5. Regole specifiche per le membrature
 - 7.6.6. Regole specifiche per le strutture intelaiate
 - 7.6.7. Regole specifiche per strutture con controventi concentrici
 - 7.6.8. Regole specifiche per le strutture con controventi eccentrici
-

La Progettazione sismica

- ❑ Integrazione con il capitolo riguardante le strutture in acciaio
 - ❑ Elementi distintivi essenzialmente presenti in materia di strutture intelaiate
 - ❑ Prescrizioni circa le strutture controventate sono mutuata dalle costruzioni in acciaio
 - ❑ Attenzione ai dettagli costruttivi e alla connessione acciaio-calcestruzzo
-

La progettazione sismica

- a) Comportamento dissipativo in componenti e membrature composte acciaio-calcestruzzo
 - b) Comportamento dissipativo in componenti e membrature in acciaio strutturale
 - c) Comportamento strutturale non dissipativo
-

La progettazione sismica

- a) Comportamento dissipativo in componenti e membrature composte acciaio-calcestruzzo
 - b) Comportamento dissipativo in componenti e membrature in acciaio strutturale
-
- Si ammette che la struttura sia portata in campo anelastico, il coefficiente di struttura q è maggiore dell'unità.
 - L'ipotesi di innesco di meccanismi di dissipazione nelle sole parti in acciaio richiede l'adozione di provvedimenti finalizzati a eliminare l'interazione con le parti in calcestruzzo
 - Calcolo per carichi gravitazionale secondo il paragrafo 4.3 e sismico secondo regole specifiche contenute nel paragrafo 7.6
-

La progettazione sismica

c) Comportamento strutturale non dissipativo

- La struttura risponde alle azioni in campo elastico;
 - Il coefficiente di struttura q è pari all'unità o di poco superiore;
 - Strutture con sezioni snelle in zona a bassa sismicità;
 - Non sono richiesti specifici requisiti di duttilità, si applicano i principi contenuti nei paragrafi relativi alla progettazione per carichi gravitazionali;
-

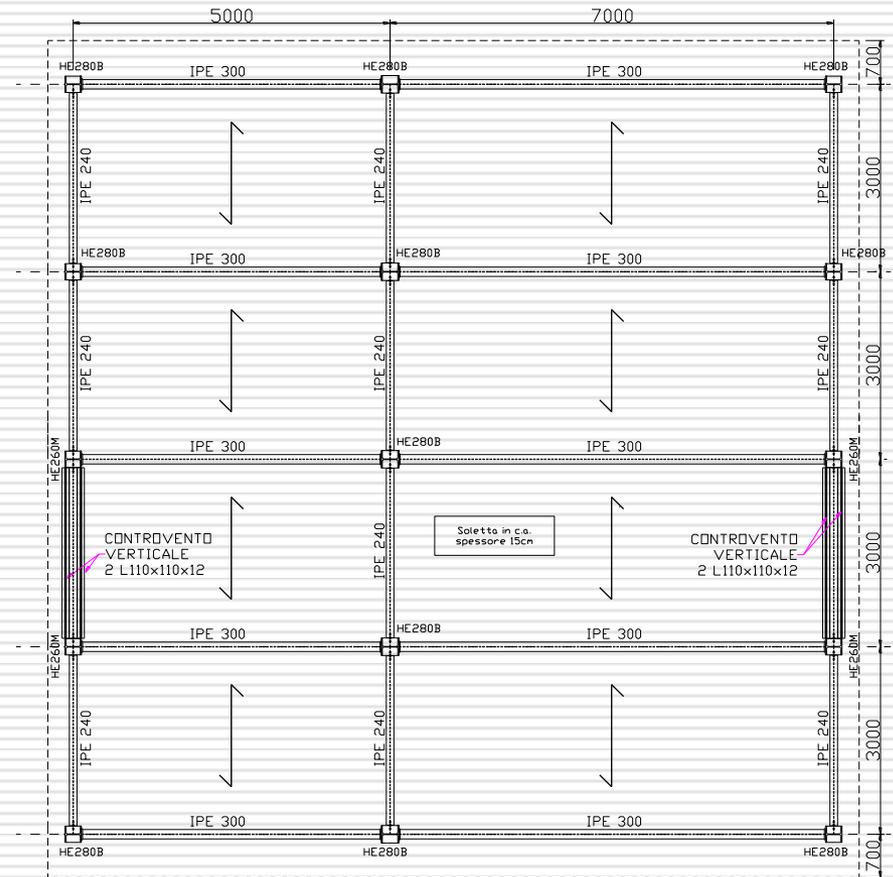
I materiali

- Acciaio strutturale
 - Valgono le corrispondenti prescrizioni relative alle costruzioni in acciaio
 - Calcestruzzo
 - Non è ammessa una classe *inferiore* a C20/25
 - Non è ammessa una classe *superiore* a C40/50
 - Acciaio per armatura
 - B450C
 - Uso assai limitato dell'acciaio B450A
 - solo nel caso di strutture non dissipative $q \leq 1,5$
-

Tipologie strutturali

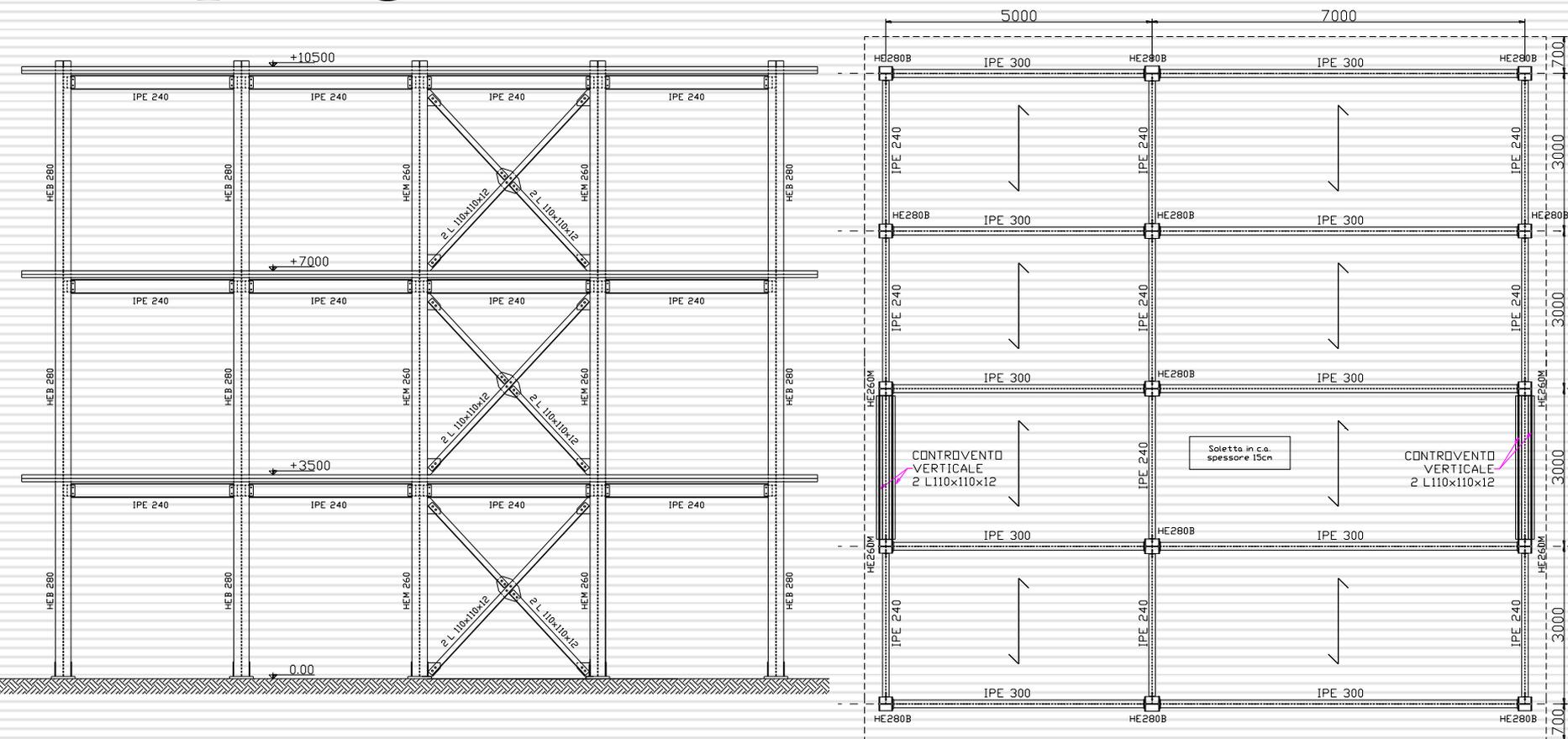
- ❑ **strutture intelaiate** nelle quali le travi o le colonne possono essere composte acciaio-calcestruzzo;
- ❑ **strutture con controventi concentrici** nelle quali le travi o le colonne possono essere composte acciaio-calcestruzzo;
- ❑ **strutture con controventi eccentrici** nelle quali le aste che non contengono i controventi possono essere composte oppure in acciaio strutturale.
- ❑ **strutture a mensola o a pendolo invertito** nelle quali sono presenti membrature pressoinflesse composte;
- ❑ **strutture intelaiate controventate** nelle quali le azioni orizzontali sono assorbite sia da telai composti che da controventi in solo acciaio agenti nel medesimo piano;
- ❑ **strutture con pareti o nuclei in c.a.**, nelle quali la resistenza all'azione sismica è affidata integralmente alle parti in cemento armato. Le eventuali membrature composte sopportano i soli carichi verticali e seguono le indicazioni del paragrafo 4.3.

Tipologie strutturali



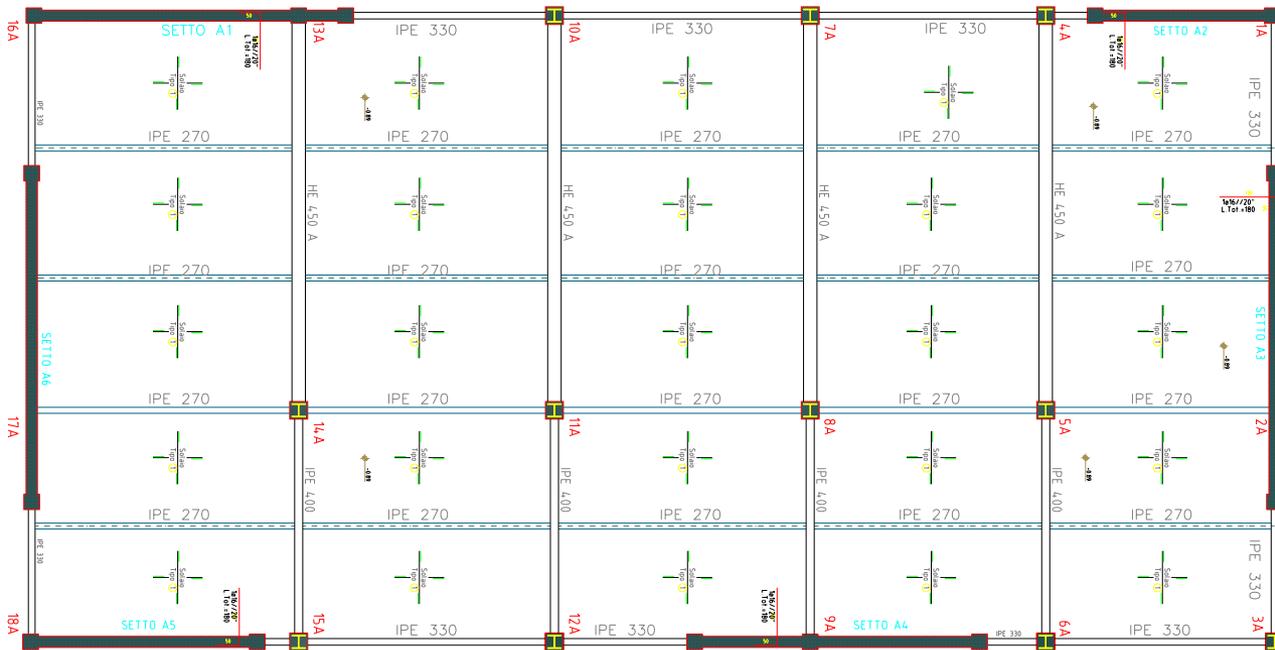
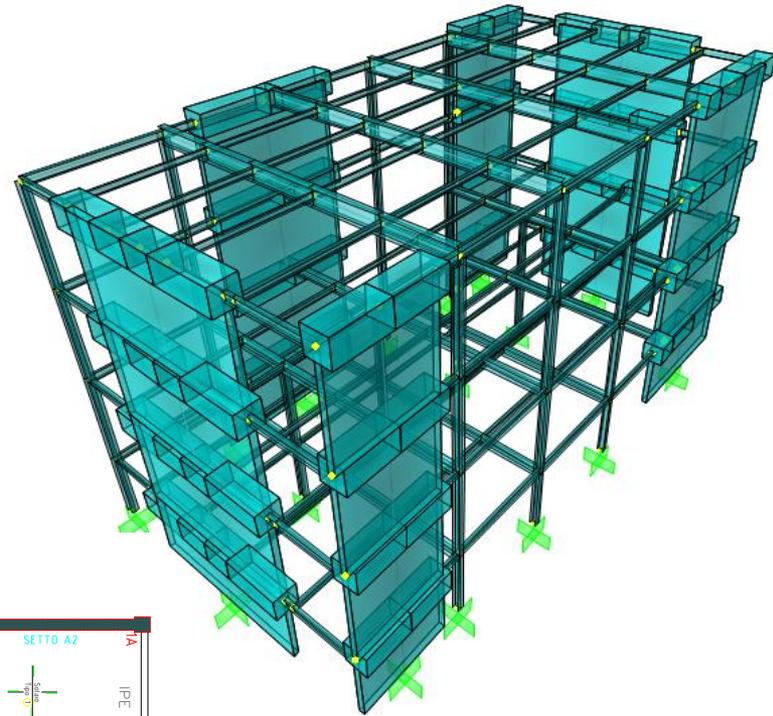
□ Strutture intelaiate

Tipologie strutturali



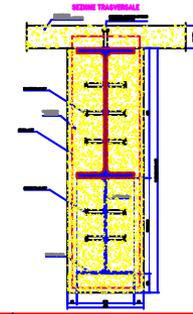
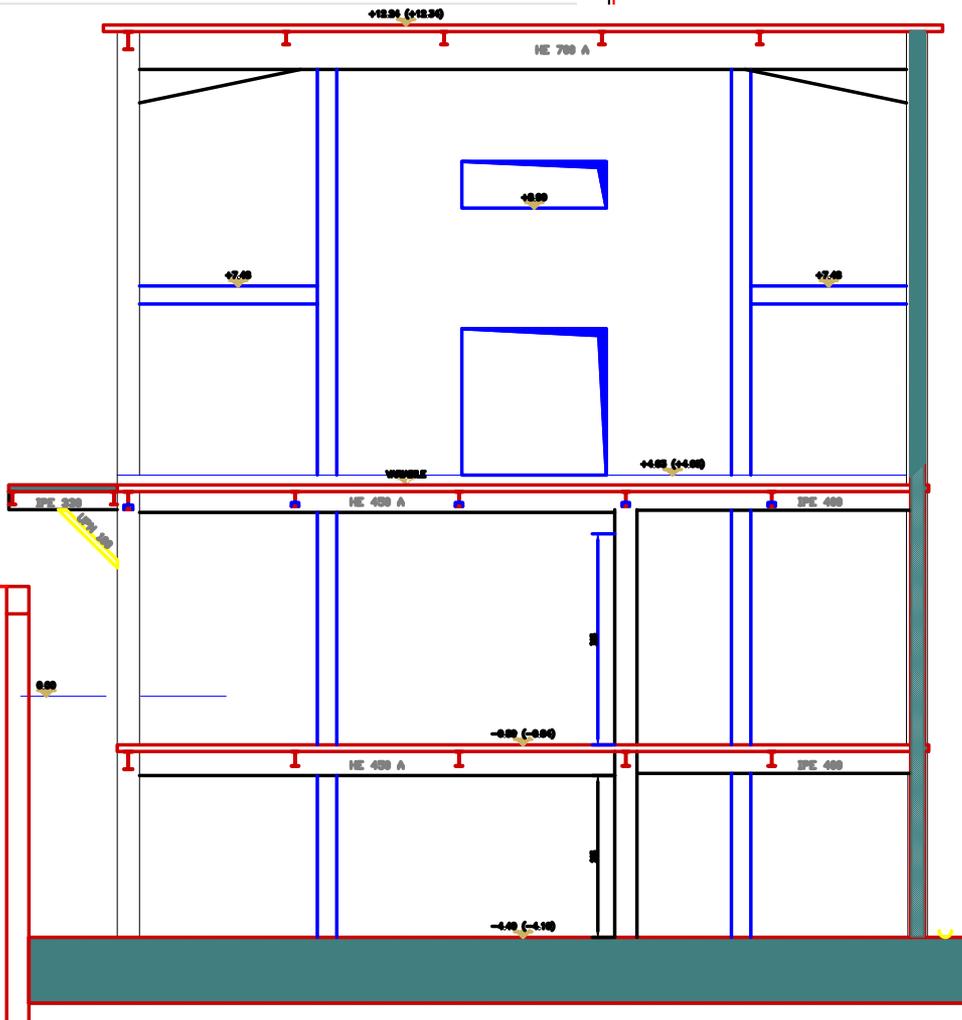
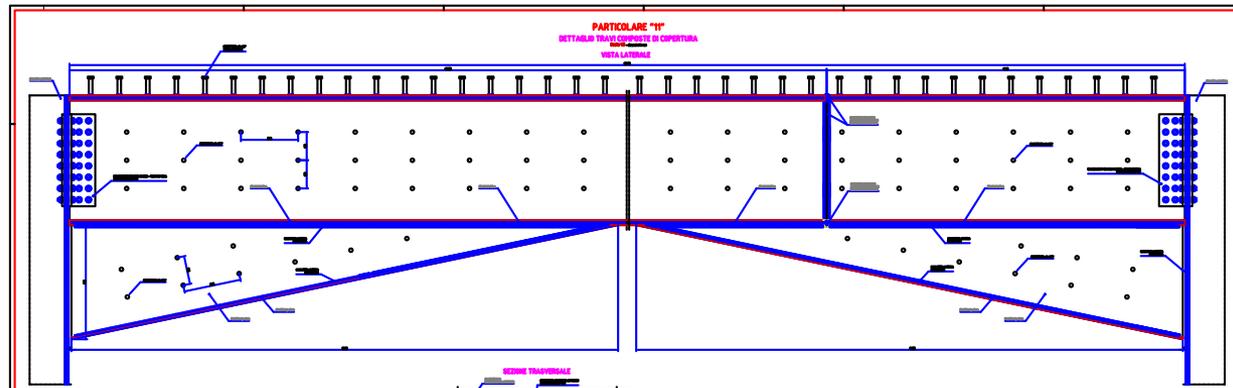
□ Strutture controventate

Tipologie strutturali



□ Strutture a pareti in c.a.

Tipologie strutturali

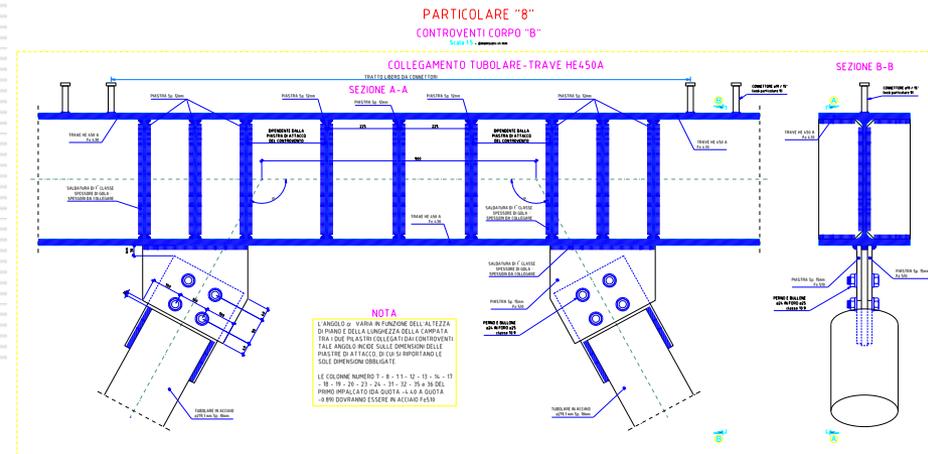
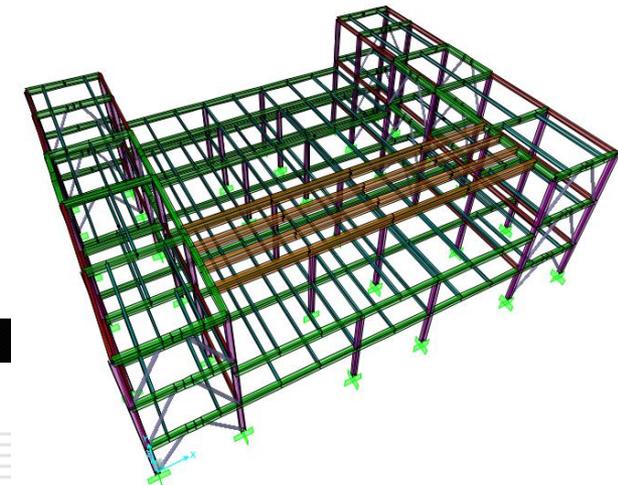
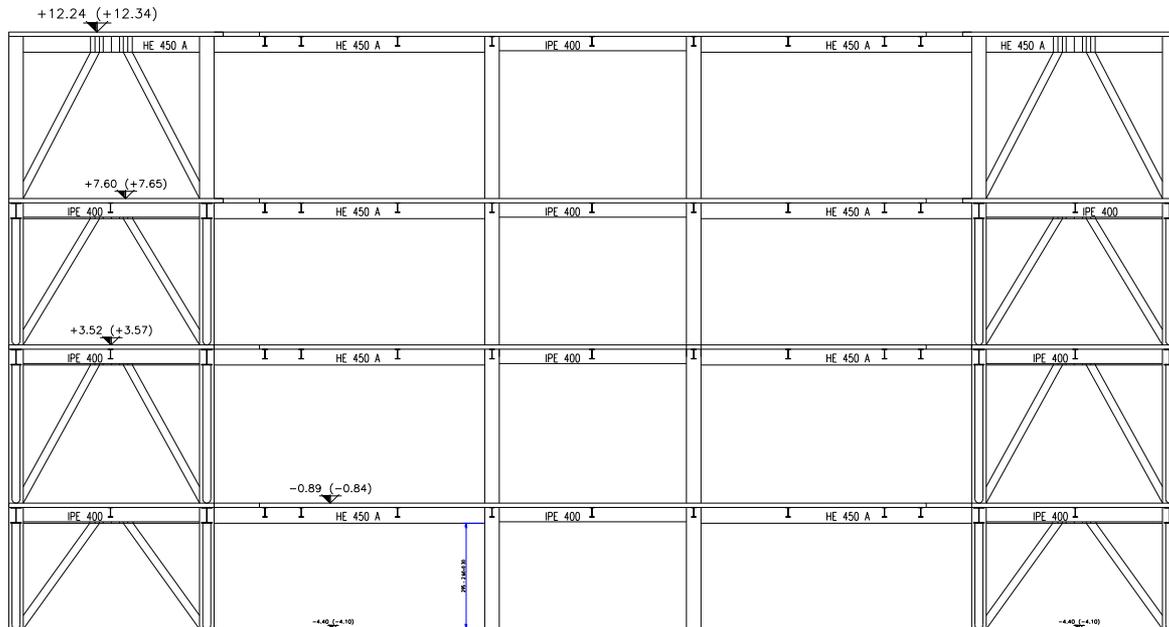


LEGENDA	ABBREVIAZIONI IN USI	SCALE
...

□ Strutture a pareti in c.a.

Tipologie strutturali

□ Strutture con controventi eccentrici



Criteri di dimensionamento

- I criteri di dimensionamento sono simili a quelli validi per le strutture in acciaio.
 - **Strutture con classe di Duttività Alta (A)**
 - **Strutture con classe di Duttività Bassa (B)**

La differenza tra le due classi risiede nella entità delle plasticizzazioni cui ci si riconduce in fase di progettazione; per ambedue le classi, onde assicurare alla struttura un comportamento dissipativo e duttile evitando rotture fragili e la formazione di meccanismi instabili imprevisti, si fa ricorso ai procedimenti tipici della gerarchia delle resistenze.

La capacità di dissipazione può essere attribuita solamente alle membrature; pertanto i collegamenti e tutte le componenti non dissipative della struttura devono essere dotati di adeguata sovraresistenza. criteri di dimensionamento sono simili a quelli validi

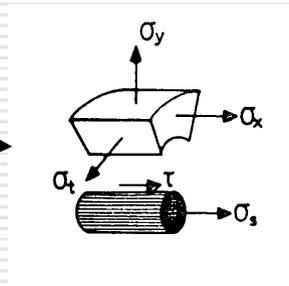
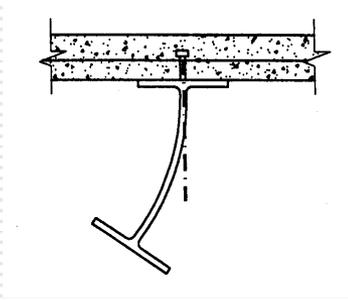
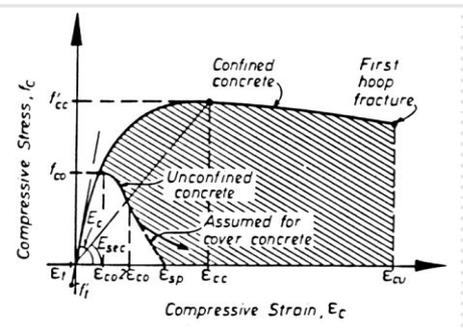
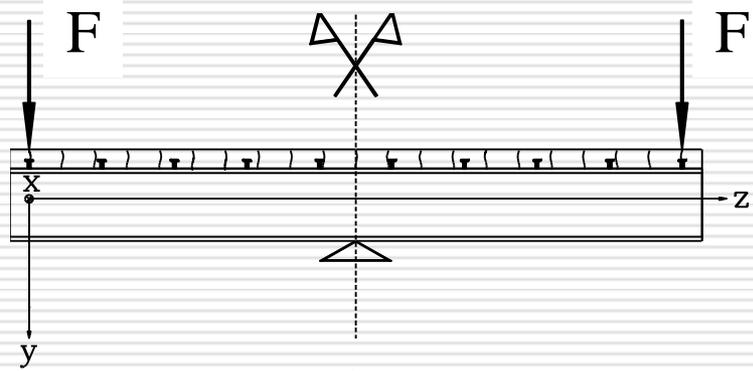
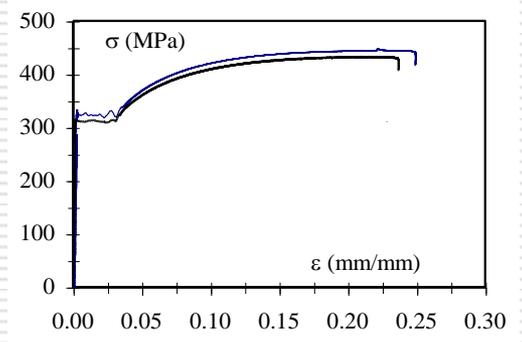
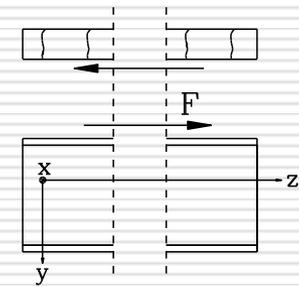
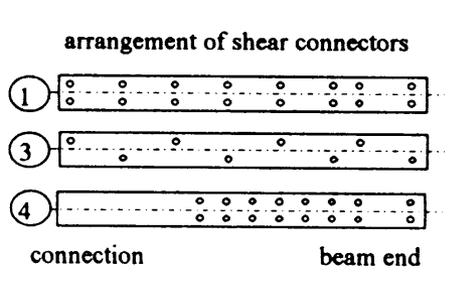
Fattore di struttura q – OPCM 3274

$$q = q_0 k_D k_R$$

TIPOLOGIA STRUTTURALE	CLASSE DI DUTTILITÀ	
	BASSA	ALTA
Strutture intelaiate	4	$5\alpha_u/\alpha_1$
Controventi reticolari concentrici	2	4
Controventi eccentrici	4	$5\alpha_u/\alpha_1$
Strutture a mensola o a pendolo invertito	2	—
Strutture intelaiate controventate	4	$4\alpha_u/\alpha_1$

- q_0 è mutuato dalle strutture in acciaio
- k_D fattore dipendente dalla duttilità locale delle sezioni. Per le strutture in acciaio esso dipende dal rapporto tra la tensione massima che la sezione trasversale può sopportare in condizioni di collasso e la tensione di snervamento.
PUO' RAPPRESENTARE UN ELEMENTO DI VALUTAZIONE PER LA SCELTA DEL FATTORE DI STRUTTURA IN CONFORMITA' ALLE NTC 2008
- k_R fattore dipendente dalla regolarità dell'edificio. Pari a 0,8 in caso di edifici irregolari.

La risposta non lineare



Fattore di struttura q – NTC 2008

TIPOLOGIA STRUTTURALE	q_0	
	CD "B"	CD "A"
Strutture intelaiate Strutture con controventi eccentrici	4	$5\alpha_u/\alpha_1$
Controventi concentrici a diagonale tesa attiva	4	4
Controventi concentrici a V	2	2,5
Strutture a mensola o a pendolo inverso	2	$2\alpha_u/\alpha_1$
Strutture intelaiate con controventi concentrici	4	$4\alpha_u/\alpha_1$

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

Sezioni rivestite

f_y	$1,5 \leq q_0 \leq 4$	$q_0 > 4$
(N/mm ²)	(x/d)limite	(x/d)limite
235	0,36	0,27
275	0,32	0,24

Travi con soletta collaborante

Classificazione delle sezioni composte

Indicazioni per la scelta del coefficiente di struttura

□ Limiti di snellezza

Valore di riferimento del coefficiente di struttura q_0	$q_0 > 4$	$q_0 \leq 4$
<i>Classe di duttilità - OPCM 3274</i>	$k_D = 1.00$	$k_D = 0.75$
Sezioni IPE o HE parzialmente rivestite Sezioni IPE o HE completamente rivestite (c/t _f limite)	9 ε	14 ε
Sezioni rettangolari riempite di calcestruzzo (h/t limite)	24 ε	38 ε
Sezioni circolari riempite di calcestruzzo (d/t limite)	80 ε^2	85 ε^2

Classificazione delle sezioni composte

Indicazioni per la scelta del coefficiente di struttura

- Classe della sezione trasversale di elementi dissipativi in funzione della classe di duttilità e di q_0

Classe di duttilità	Valore di riferimento del coefficiente di struttura q_0	Classe della sezione trasversale richiesta
CD "A"	$q_0 > 4$	Classe 1
CD "B"	$2 < q_0 \leq 4$	Classe 1 o 2

NTC
2008

Classificazione delle sezioni composte

- tutte le flange dei profili IPE, indipendentemente dalla tensione di snervamento dell'acciaio, ricadono nella classe di duttilità $k_D=1$;
- tutte le flange dei profili HEB e HEM corrispondono a un classe $k_D=1$ indipendentemente dalla tensione di snervamento dell'acciaio;
- I profili HEA sono tutti duttili ($k_D=1$) nel caso di acciaio Fe360 (S235), mentre al crescere della tensione di snervamento dell'acciaio taluni profili si distinguono per $k_D=0.75$ (plastici).

OPCM
3274

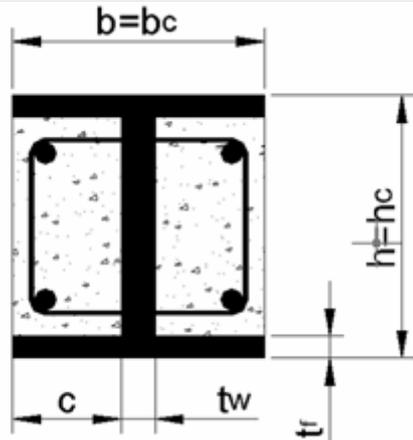
Classificazione delle sezioni composte

- tutte le flange dei profili IPE, indipendentemente dalla tensione di snervamento dell'acciaio, sono compatibili con $q_0 > 4$;
- tutte le flange dei profili HEB e HEM sono compatibili con $q_0 > 4$ indipendentemente dalla tensione di snervamento dell'acciaio;
- I profili HEA sono tutti duttili ($q_0 > 4$) nel caso di acciaio Fe360 (S235), mentre al crescere della tensione di snervamento dell'acciaio taluni profili possono essere impiegati solo con $1,5 < q_0 \leq 4$.

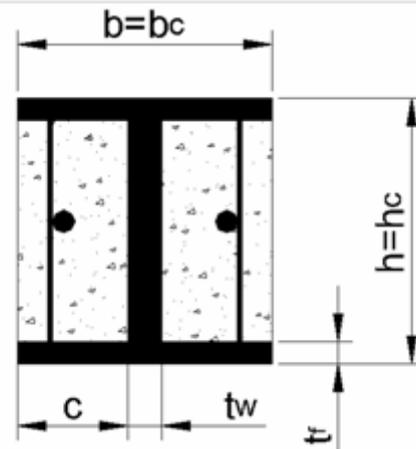
NTC
2008

Membrature - Colonne

- L'armatura trasversale mitiga i fenomeni di stabilità locale



A)



B)

- Armatura trasversale con passo $s < c$ consente di rilassare i limiti dei rapporti dimensionali c/t_f
 - Se $s/c < 0.5$ i valori limite possono essere incrementati fino al 50%
 - Se s/c è compreso tra 0.5 e 1, l'incremento si annulla con andamento lineare
- Le barre dritte indicate in B) devono soddisfare le seguenti condizioni:
 - il diametro d_{bw} delle barre deve essere non inferiore a 6 mm e maggiore di
 - $[(b t_f / 8)(f_{ydf} / f_{ydw})]^{0.5}$
 - b e t_f sono la larghezza e lo spessore della flangia,
 - f_{ydf} and f_{ydw} sono le tensioni di progetto della flangia e dell'armatura;
 - devono essere saldate alle flange ad entrambe le estremità e la saldatura deve essere dimensionata per sopportare uno sforzo di trazione nella barra pari a quello di snervamento.

Classificazione delle sezioni composte

Passo delle armature trasversali aggiuntive. Transizione da profili plastici a duttili per sezioni HEA.

Designazione	s_1	c	s_1/c	c/t_f	S275		S355		S420		S460	
	(mm)	(mm)			$(c/t_f)_{limite}$	q_0	$(c/t_f)_{limite}$	q_0	$(c/t_f)_{limite}$	q_0	$(c/t_f)_{limite}$	q_0
HE 240 A	40	95,25	0,420	7,94	-	-	10,98	>4	10,10	>4	9,65	>4
	60		0,630		-	-	10,03	>4	9,22	>4	8,81	>4
	80		0,840		-	-	8,49	>4	7,81	≤4	7,46	≤4
HE 260 A	40	102,25	0,391	8,18	-	-	10,98	>4	10,10	>4	9,65	>4
	60		0,587		-	-	10,35	>4	9,51	>4	9,09	>4
	80		0,782		-	-	8,92	>4	8,20	>4	7,83	≤4
HE 280 A	40	112,00	0,357	8,62	12,48	>4	10,98	>4	10,10	>4	9,65	>4
	60		0,536		12,18	>4	10,72	>4	9,86	>4	9,42	>4
	80		0,714		10,70	>4	9,41	>4	8,66	>4	8,27	≤4
HE 300 A	50	118,75	0,421	8,48	12,48	>4	10,98	>4	10,10	>4	9,65	>4
	75		0,632		11,38	>4	10,02	>4	9,21	>4	8,80	>4
	100		0,842		9,63	>4	8,48	≤4	7,80	≤4	7,45	≤4
HE 320 A	50	118,50	0,422	7,65	-	-	10,98	>4	10,10	>4	9,65	>4
	75		0,633		-	-	10,01	>4	9,20	>4	8,79	>4
	100		0,844		-	-	8,47	>4	7,78	>4	7,44	≤4
HE 340 A	50	118,25	0,423	7,17	-	-	-	-	10,10	>4	9,65	>4
	75		0,634		-	-	-	-	9,19	>4	8,79	>4
	100		0,846		-	-	-	-	7,77	>4	7,43	>4
HE 360 A	50	118,00	0,424	6,74	-	-	-	-	10,10	>4	9,65	>4
	75		0,636		-	-	-	-	9,19	>4	8,78	>4
	100		0,847		-	-	-	-	7,76	>4	7,41	>4

Classificazione di profili tubolari

I (mm)	t (mm)	I/t	Valore riferimento fattore di struttura q_0				
			S235	S275	S355	S420	S460
250	7	35,71	≤4	-	-	-	-
250	8	31,25	≤4	≤4	-	-	-
250	10	25,00	≤4	≤4	≤4	≤4	≤4
250	12	20,83	>4	>4	≤4	≤4	≤4
250	14	17,86	>4	>4	>4	>4	≤4
250	16	15,63	>4	>4	>4	>4	>4
400	8	50,00	-	-	-	-	-
400	10	40,00	-	-	-	-	-
400	12	33,33	≤4	≤4	-	-	-
400	16	25,00	≤4	≤4	≤4	≤4	≤4
400	20	20,00	>4	>4	≤4	≤4	≤4
400	22	18,18	>4	>4	>4	≤4	≤4
400	23	17,39	>4	>4	>4	>4	≤4
400	24	16,67	>4	>4	>4	>4	>4

□ Profili quadrati

Classificazione di profili tubolari

d (mm)	t (mm)	d/t	Valore riferimento fattore di struttura q_0				
			S235	S275	S355	S420	S460
273	4	68,25	>4	>4	-	-	-
273	5	54,60	>4	>4	≤4	-	-
273	6	45,50	>4	>4	>4	≤4	-
273	7	39,00	>4	>4	>4	>4	>4
273	8	34,13	>4	>4	>4	>4	>4
406	4	101,50	-	-	-	-	-
406	5	81,20	≤4	-	-	-	-
406	6	67,67	>4	>4	-	-	-
406	7	58,00	>4	>4	-	-	-
406	8	50,75	>4	>4	>4	-	-
406	9	45,11	>4	>4	>4	≤4	-
406	9,5	42,74	>4	>4	>4	>4	≤4
406	10	40,60	>4	>4	>4	>4	>4
609	6	101,50	-	-	-	-	-
609	7	87,00	-	-	-	-	-
609	8	76,13	>4	-	-	-	-
609	10	60,90	>4	>4	-	-	-
609	11	55,36	>4	>4	≤4	-	-
609	12	50,75	>4	>4	>4	-	-
609	13	46,85	>4	>4	>4	≤4	-
609	14	43,50	>4	>4	>4	>4	-
609	14,5	42,00	>4	>4	>4	>4	≤4
609	15	40,60	>4	>4	>4	>4	>4

□ Profili circolari

Classificazione di profili tubolari

b (mm)	h (mm)	t (mm)	h/t	Valore riferimento fattore di struttura q_0				
				S235	S275	S355	S420	S460
250	300	4,00	75,00	-	-	-	-	-
250	300	8,00	37,50	≤4	-	-	-	-
250	300	10,00	30,00	≤4	≤4	≤4	-	-
250	300	12,00	25,00	≤4	≤4	≤4	≤4	≤4
250	300	14,00	21,43	>4	>4	≤4	≤4	≤4
250	300	16,00	18,75	>4	>4	>4	≤4	≤4
250	300	18,00	16,67	>4	>4	>4	>4	>4
300	400	4,00	100,00	-	-	-	-	-
300	400	8,00	50,00	-	-	-	-	-
300	400	10,00	40,00	-	-	-	-	-
300	400	12,00	33,33	≤4	≤4	-	-	-
300	500	14,00	35,71	≤4	-	-	-	-
300	500	16,00	31,25	≤4	≤4	-	-	-
300	500	18,00	27,78	≤4	≤4	≤4	≤4	-
300	500	20,00	25,00	≤4	≤4	≤4	≤4	≤4
300	500	24,00	20,83	>4	>4	≤4	≤4	≤4
300	500	28,00	17,86	>4	>4	>4	>4	≤4
300	500	30,00	16,67	>4	>4	>4	>4	>4
400	600	8,00	75,00	-	-	-	-	-
400	600	10,00	60,00	-	-	-	-	-
400	600	12,00	50,00	-	-	-	-	-
400	600	16,00	37,50	≤4	-	-	-	-
400	600	20,00	30,00	≤4	≤4	≤4	-	-
400	600	24,00	25,00	≤4	≤4	≤4	≤4	≤4
400	600	28,00	21,43	>4	>4	≤4	≤4	≤4
400	600	30,00	20,00	>4	>4	≤4	≤4	≤4
400	600	32,00	18,75	>4	>4	>4	≤4	≤4
400	600	35,00	17,14	>4	>4	>4	>4	>4

□ Profili rettangolari

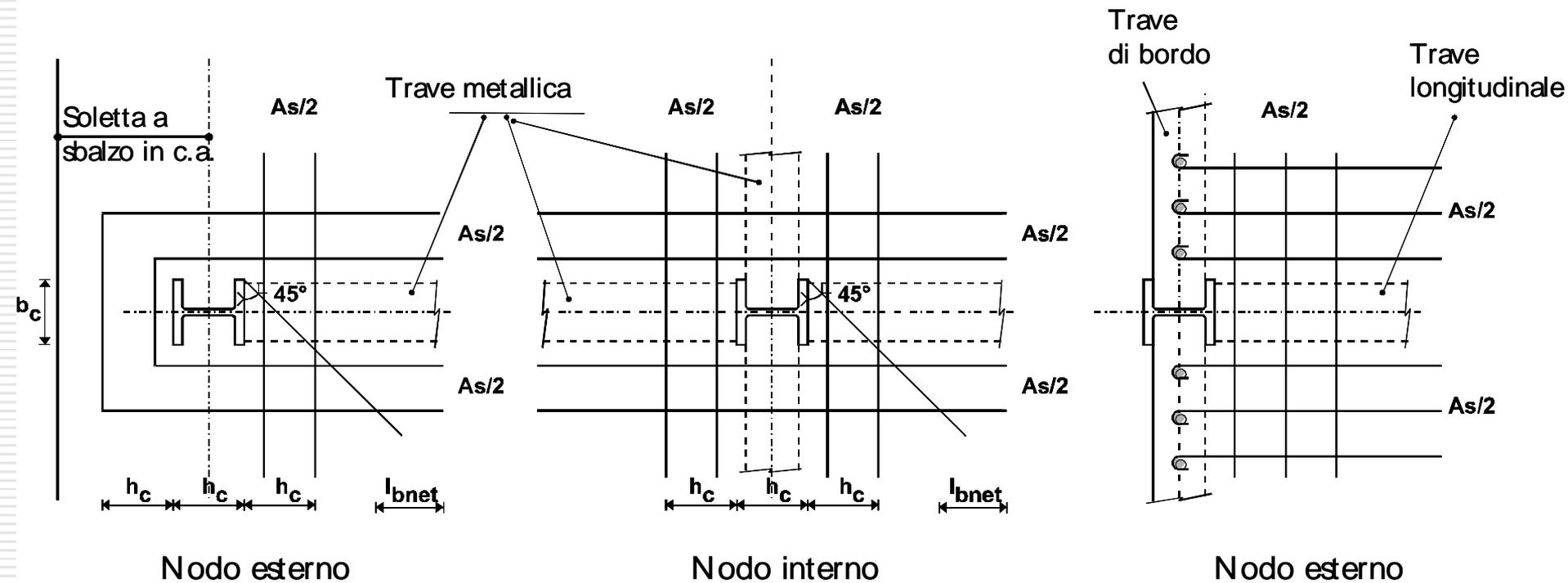
Classificazione delle sezioni, Travi

Indicazioni per la scelta del coefficiente di struttura

□ La duttilità delle sezioni trasversali va garantita

- controllando la profondità dell'asse neutro adimensionalizzata x/d
- Disponendo apposita armatura 'sismica' nei nodi (HD)

Tensione di snervamento f_y (MPa)	$1,5 < q_0 \leq 4$	$q_0 > 4$
	$(x/d)_{limite}$	$(x/d)_{limite}$
235	0,36	0,27
275	0,32	0,24
355	0,27	0,20
420	0,24	0,17
460	0,22	0,16



Classificazione delle sezioni, Travi

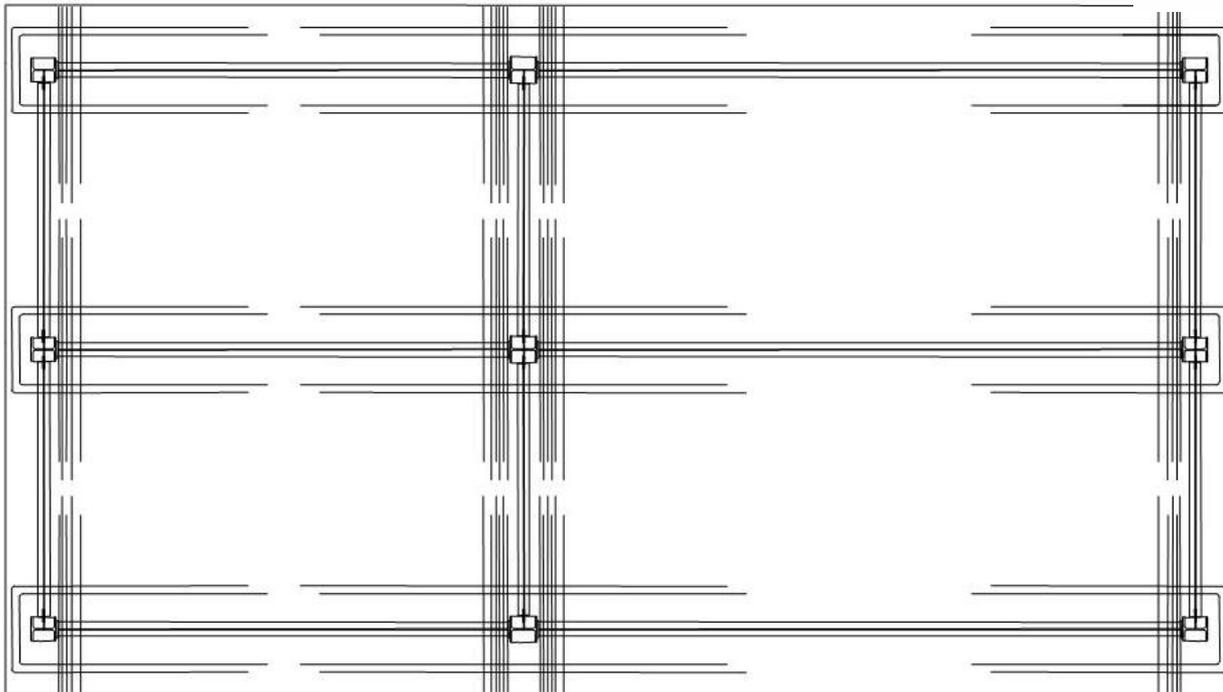
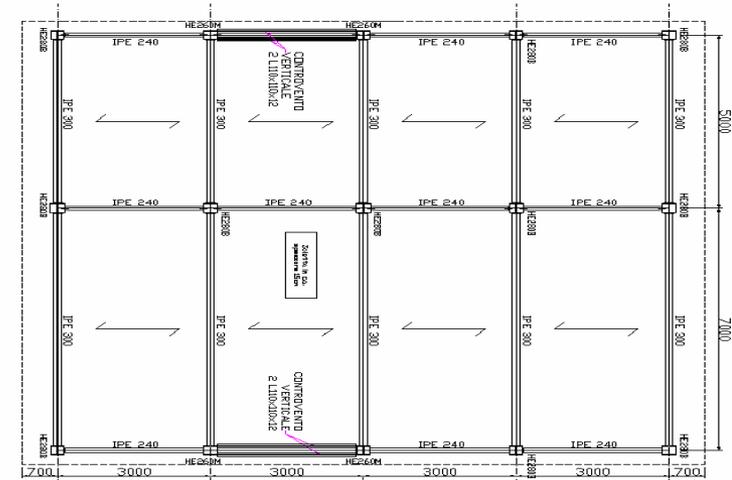
□ Calcolo dell'asse neutro x/d

$$x/d < \varepsilon_{cu} / (\varepsilon_{cu} + \varepsilon_a)$$

nella quale

- d è l'altezza totale della sezione composta;
 - ε_{cu} è la deformazione a rottura del calcestruzzo valutata tenendo conto degli effetti di degrado ciclico del materiale;
 - ε_a è la deformazione totale al lembo teso del profilo metallico; in assenza di valutazioni più accurate tale limite può essere assunto pari a $\varepsilon_a = q \varepsilon_y = q f_y / E_s$, essendo q il coefficiente di struttura adottato nel calcolo.
-

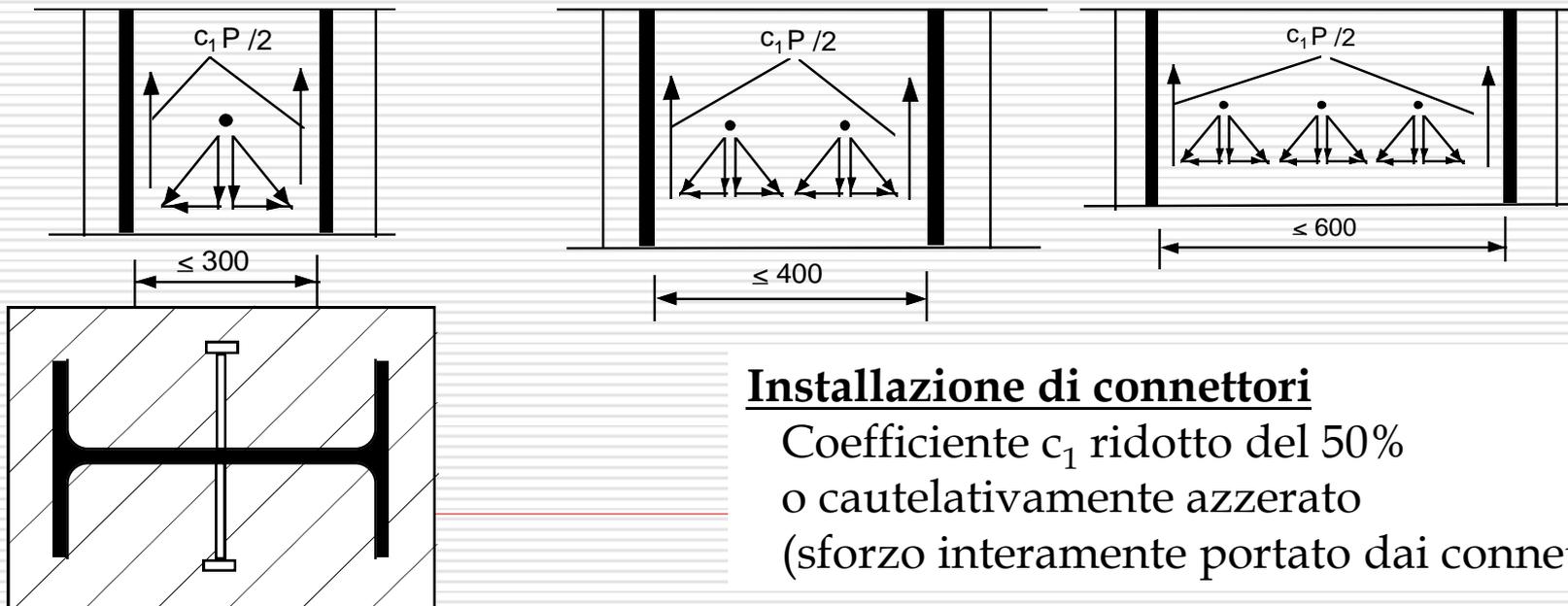
Disposizione in pianta delle armature sismiche



Connessione acciaio-calcestruzzo

- Interazione di tipo superficiale essa è legata allo sviluppo di tensioni di aderenza e di attrito all'interfaccia assunta pari al 50% di quella fornita nella progettazione a carichi verticali

Tipo di interfaccia	Tensione limite (MPa)
Sezioni completamente rivestite	0,6
Sezioni riempite di calcestruzzo	0,4
Ali sezioni parzialmente rivestite	0,2
Anima sezioni parzialmente rivestite	0,0



Analisi strutturale

La rigidezza delle sezioni

- Omogeneizzazione della sezione - $n=7$ -
- Influenza della fessurazione

TRAVI

- Suddivisione delle travi in due zone, fessurata, EI_2 , e non fessurata, EI_1
- E' altresì possibile assumere un momento d'inerzia equivalente costante:

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

Analisi strutturale

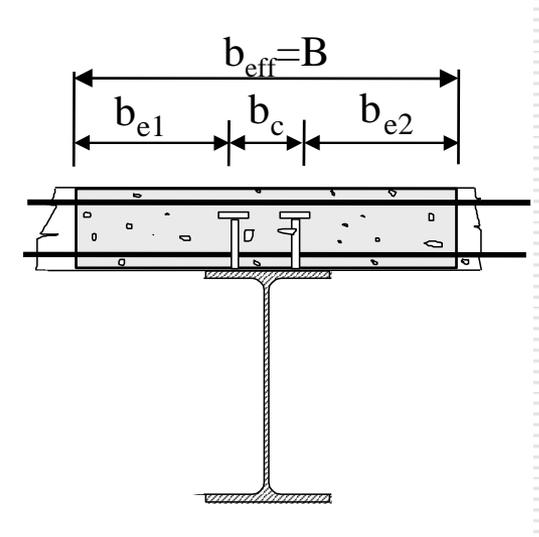
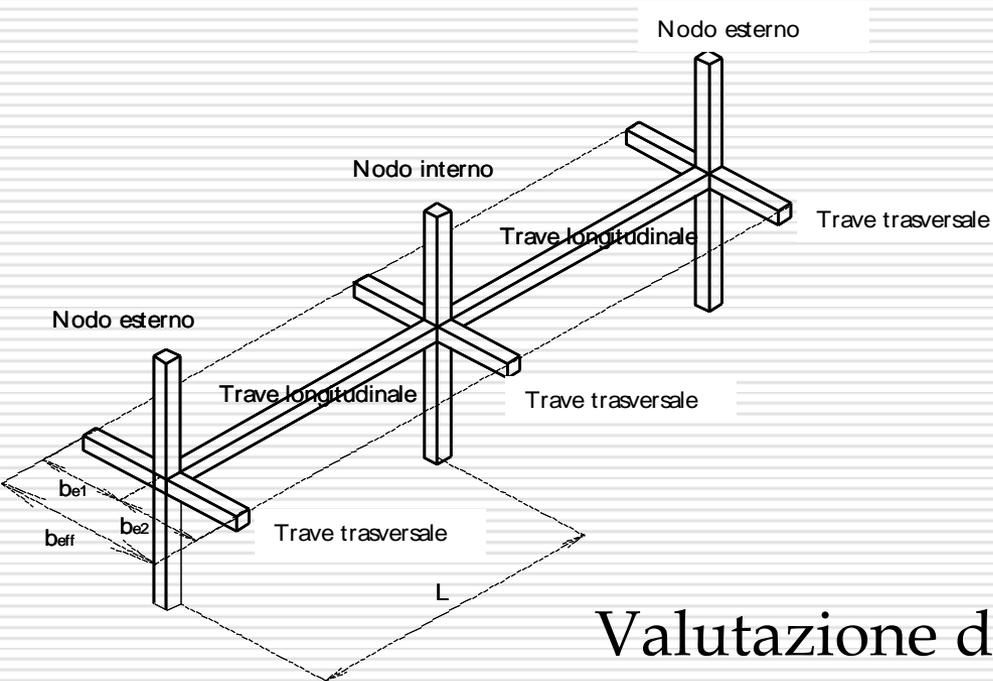
La rigidezza delle sezioni

□ COLONNE

$$(EI)_c = 0.9 (EI_a + r E_{cm} I_c + E I_s)$$

- E modulo elastico acciaio
 - E_{cm} modulo elastico calcestruzzo
 - I_a , I_c e I_s sono i momenti di inerzia della sezione in acciaio, del calcestruzzo e delle armature rispettivamente.
 - r è un coefficiente di riduzione che può essere generalmente assunto pari a 0.5.
-

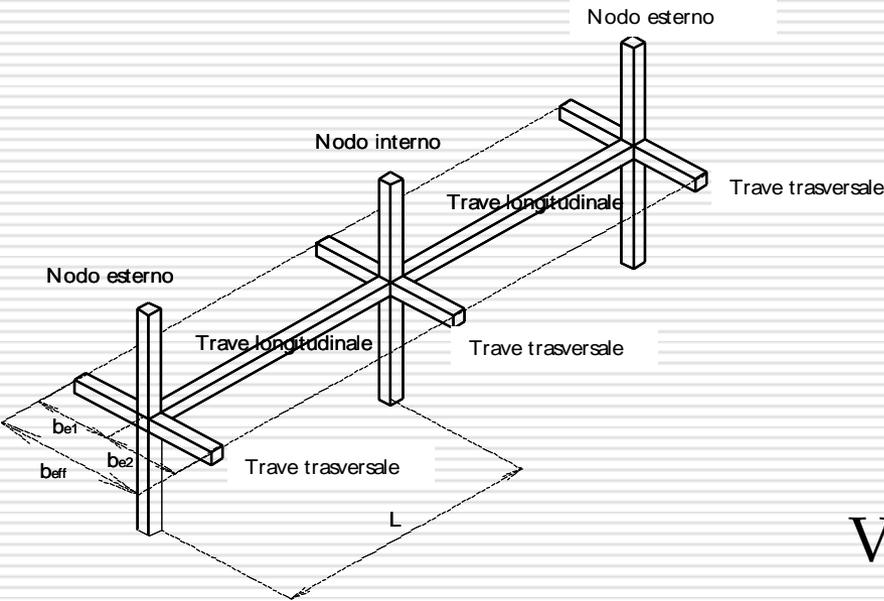
Larghezza efficace



Valutazione della rigidezza - analisi elastica

	Membratura trasversale	Larghezza efficace b_e
Nodo/Colonna interni	Presente o non presente	Per M^- : $0.05 L$ Per M^+ : $0.0375 L$
Nodo/Colonna esterni		
Nodo/Colonna esterni	Non presente / Armatura non ancorata	Per M^- : 0 Per M^+ : $0.025 L$

Larghezza efficace

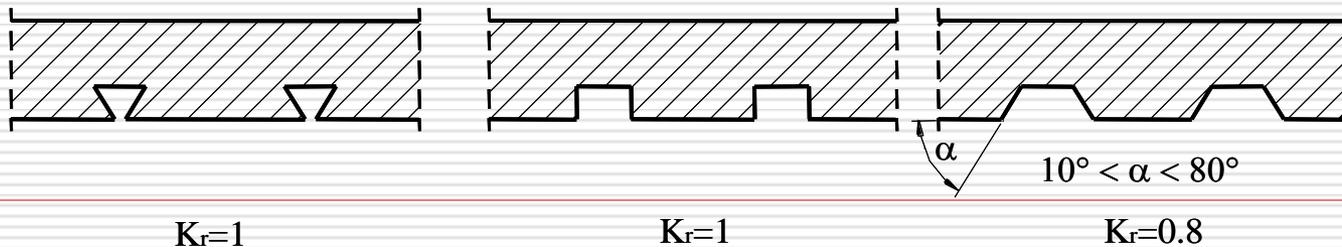


Valutazione dei momenti plastici

Segno del momento flettente	Posizione	Membratura trasversale	Larghezza efficace parziale b_{ei}
Negativo, M^-	Colonna interna	Dettagli di armatura sismici conformi alla Figura 7.2	$0.10 L$
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	0.0
Positivo, M^+	Colonna interna	Dettagli di armatura sismici conformi alla Figura 7.2	$0.075 L$
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 come in Figura 7.2; Dettagli di armatura sismici conformi alla Figura 7.2	$0.075 L$
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 come in Figura 7.2; Dettagli di armatura sismici conformi alla Figura 7.2	$b_{magg}/2 + 0.7 h_c/2$
Positivo, M^+	Colonna esterna	Disposizioni differenti, ma compatibili con la disposizione di armatura di cui alla Figura 7.2	$b_{magg}/2 \leq 0.05 L$

Regole di dettaglio: Travi nelle strutture

- ❑ Le travi composte possono essere a parziale ripristino di resistenza;
- ❑ Il rapporto nominale N/N_f non deve scendere al di sotto di 0,8 e solamente nelle zone di momento positivo;
- ❑ Nelle zone di momento negativo, i connettori devono garantire la plasticizzazione dell'armatura metallica ($N/N_f \geq 1$);
- ❑ La resistenza di progetto dei connettori va assunta pari al 75% di quella desunta dalle norme CNR 10016-98;
- ❑ E' consentito l'uso di solette composte, ma il carico di progetto dei connettori va corretto attraverso il coefficiente K_r dipendente dalla forma della lamiera grecata



Resistenza a taglio

$$V_{pl} = A_v \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

Valutazione dell'area a taglio A_v

CNR 10016

$$A_v = h_w t_w$$

EC3 < 2003

$$A_v = 1,04 \cdot h \cdot t_w$$

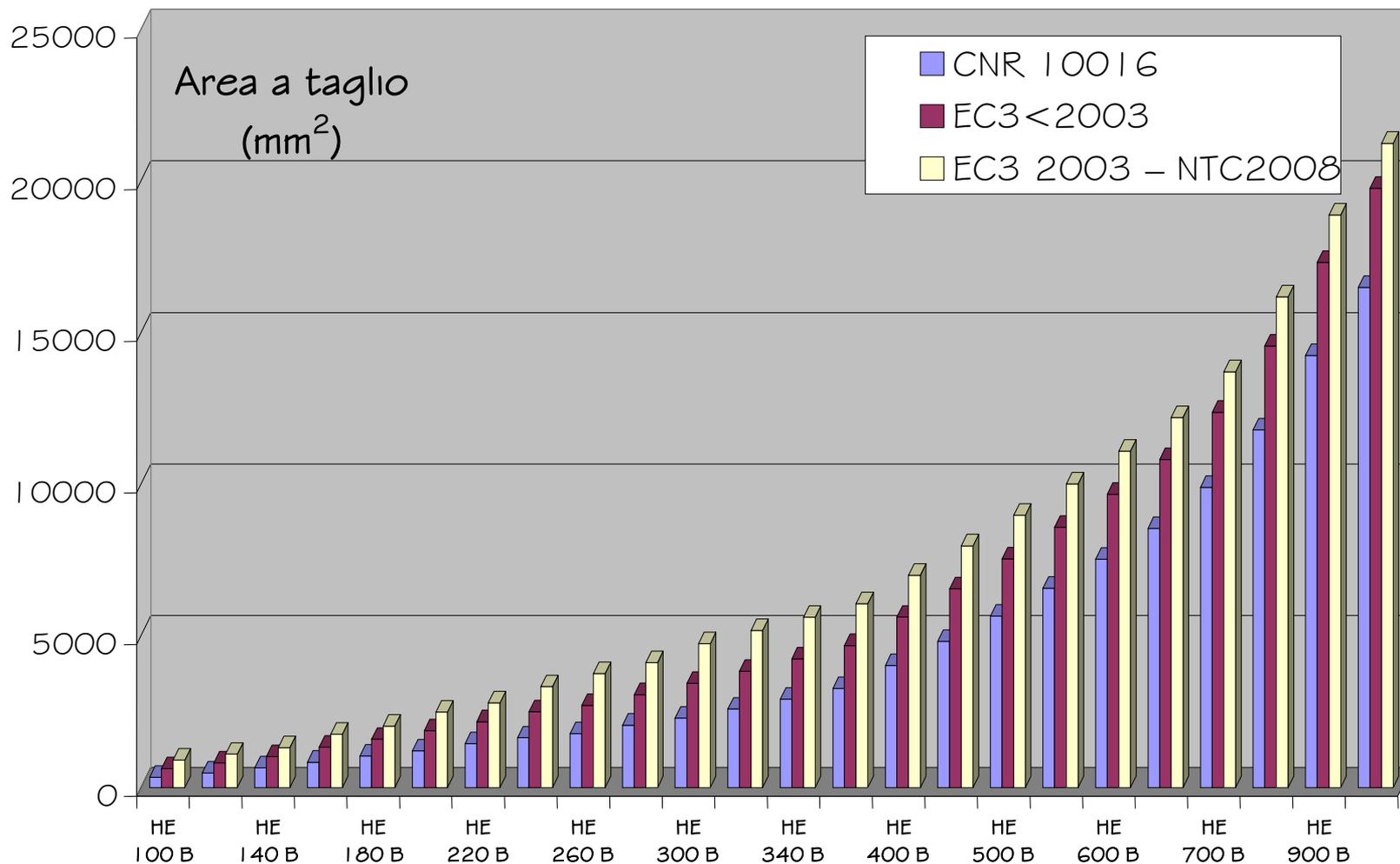
EC3 dic. 2003/NTC 2008

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f \geq \eta \cdot h_w \cdot t_w$$

η cautelativamente unitario

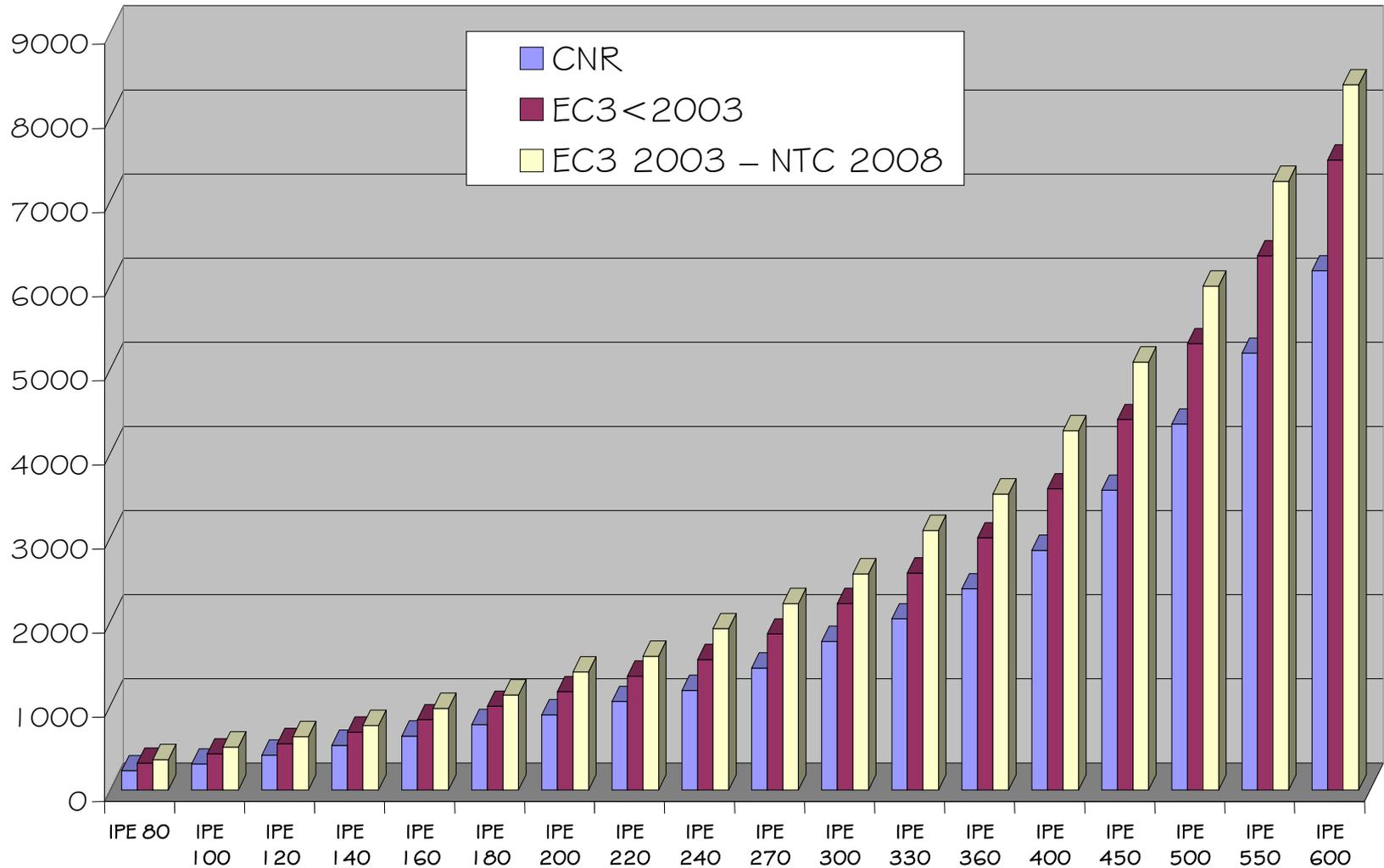
Resistenza a taglio

► Valutazione dell'area a taglio A_v



Resistenza a taglio

➤ Valutazione dell'area a taglio A_v

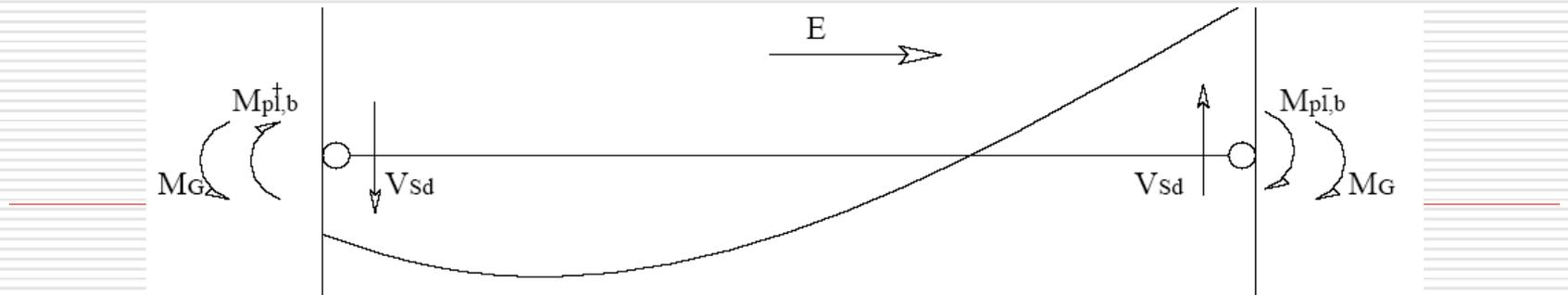


Regole di dettaglio: Travi

- Verifiche da effettuare nelle zone dissipative:

$$\frac{M_{Sd}}{M_{pl,Rd}} \leq 1,0 \quad \frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}} \leq 0,15 \quad \frac{V_{Sd}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5 \quad V_{Sd} = V_{Sd,G} + V_{Sd,M}$$

- N_{Sd} , M_{Sd} sono lo sforzo normale e il momento flettente di progetto, desunti dall'analisi strutturale;
- $N_{pl,Rd}$, $M_{pl,Rd}$, $V_{pl,Rd}$ sono le resistenze di progetto;
- $V_{Sd,G}$ è il taglio indotto dai carichi di natura non sismica;
- $V_{Sd,M}$ è il taglio connesso all'applicazione dei due momenti plastici $M_{Rd,A}$ and $M_{Rd,B}$ con segni opposti alle estremità A e B della trave.



Colonne composte: verifiche

► Le sollecitazioni di progetto sono determinate come:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{Rd} \times \Omega \times N_{Ed,E}$$

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

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1\gamma_{Rd} \times \Omega \times V_{Ed,E}$$

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

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

γ_{Rd} è il fattore di sovraresistenza ;

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

Colonne composte: verifiche

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

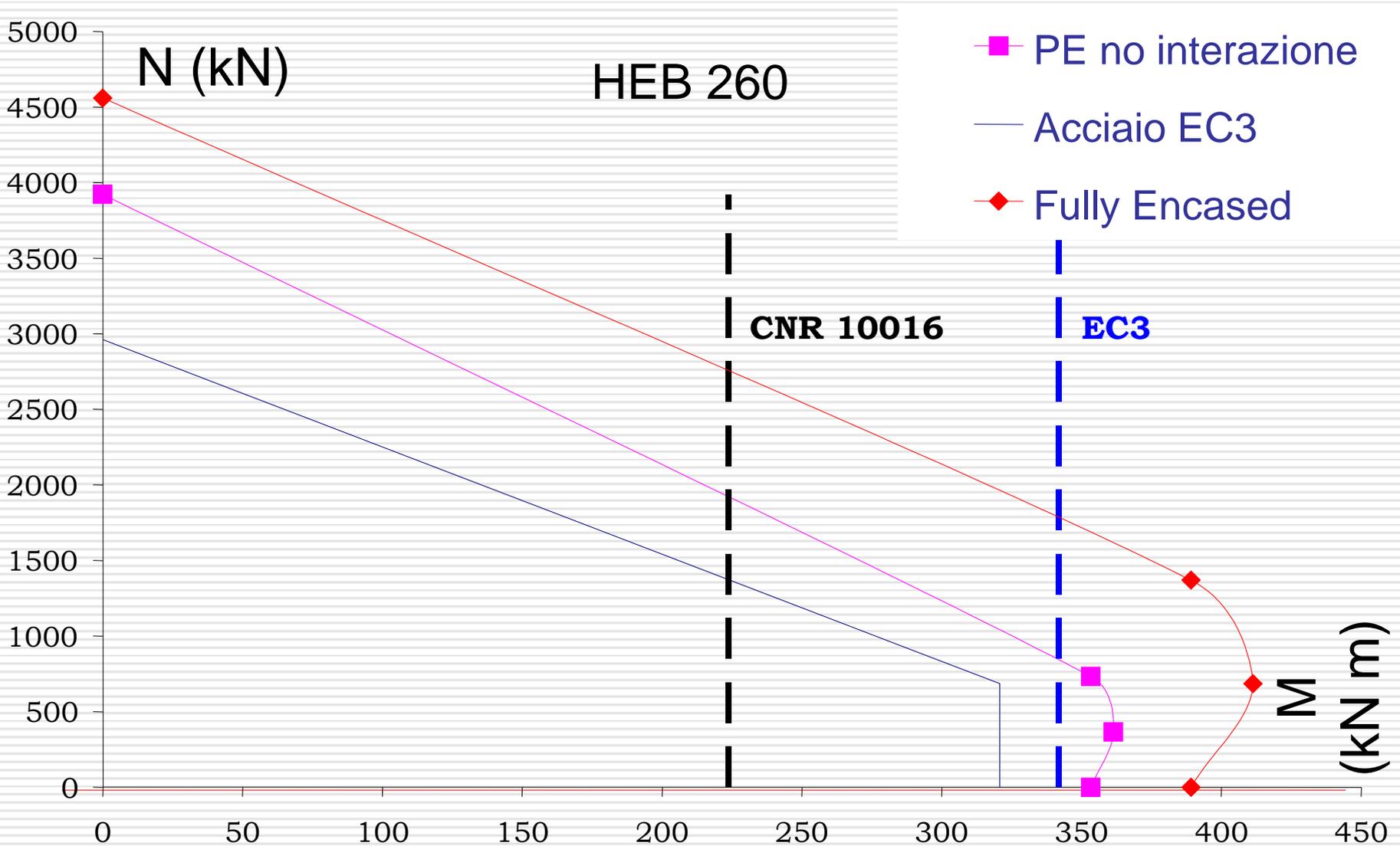
Il taglio di progetto deve rispettare la seguente limitazione:

$$V_{Ed}/V_{pl,Rd} \leq 0,50$$



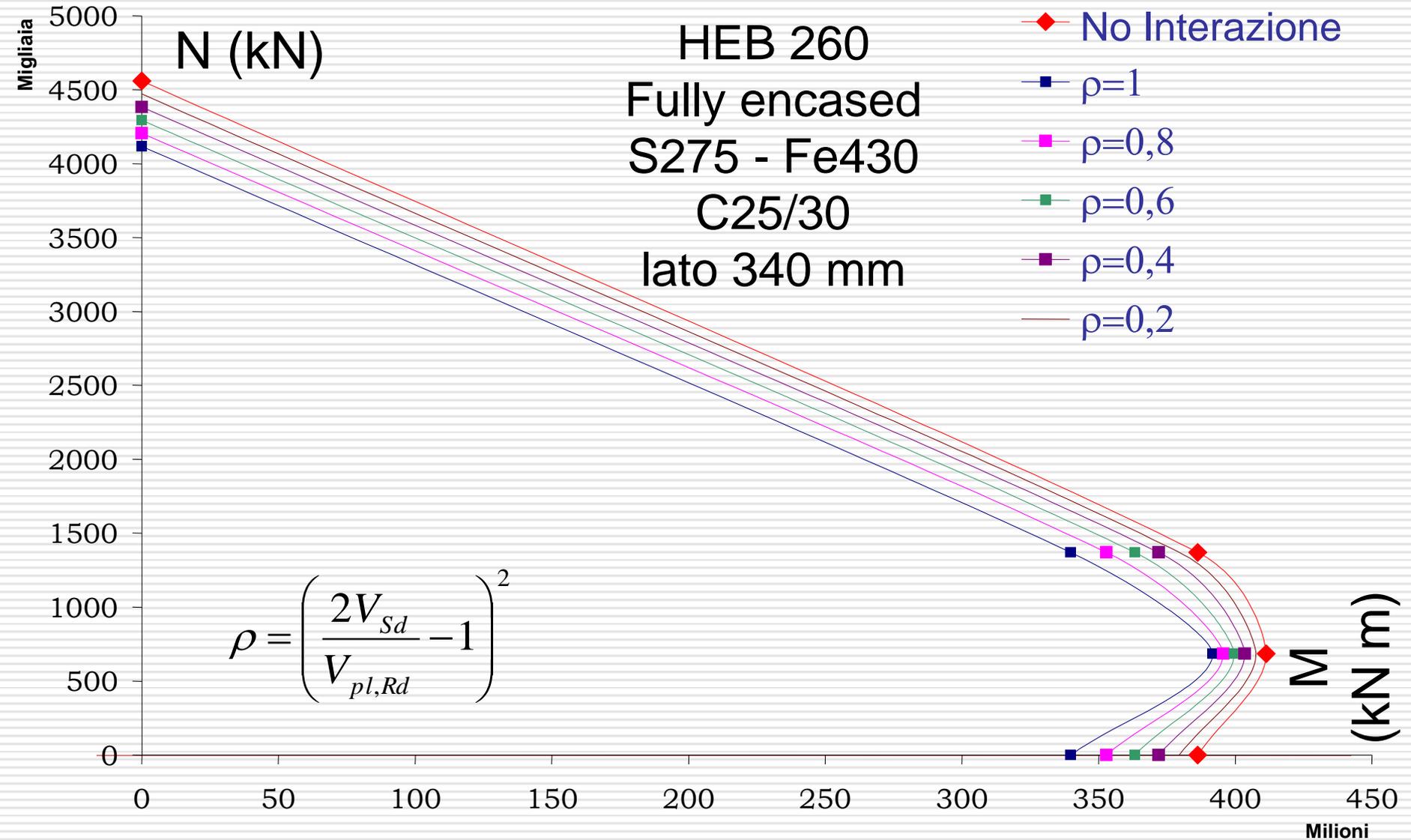
Colonne composte: verifiche

✓ *Domini M-N: Interazione M-V*

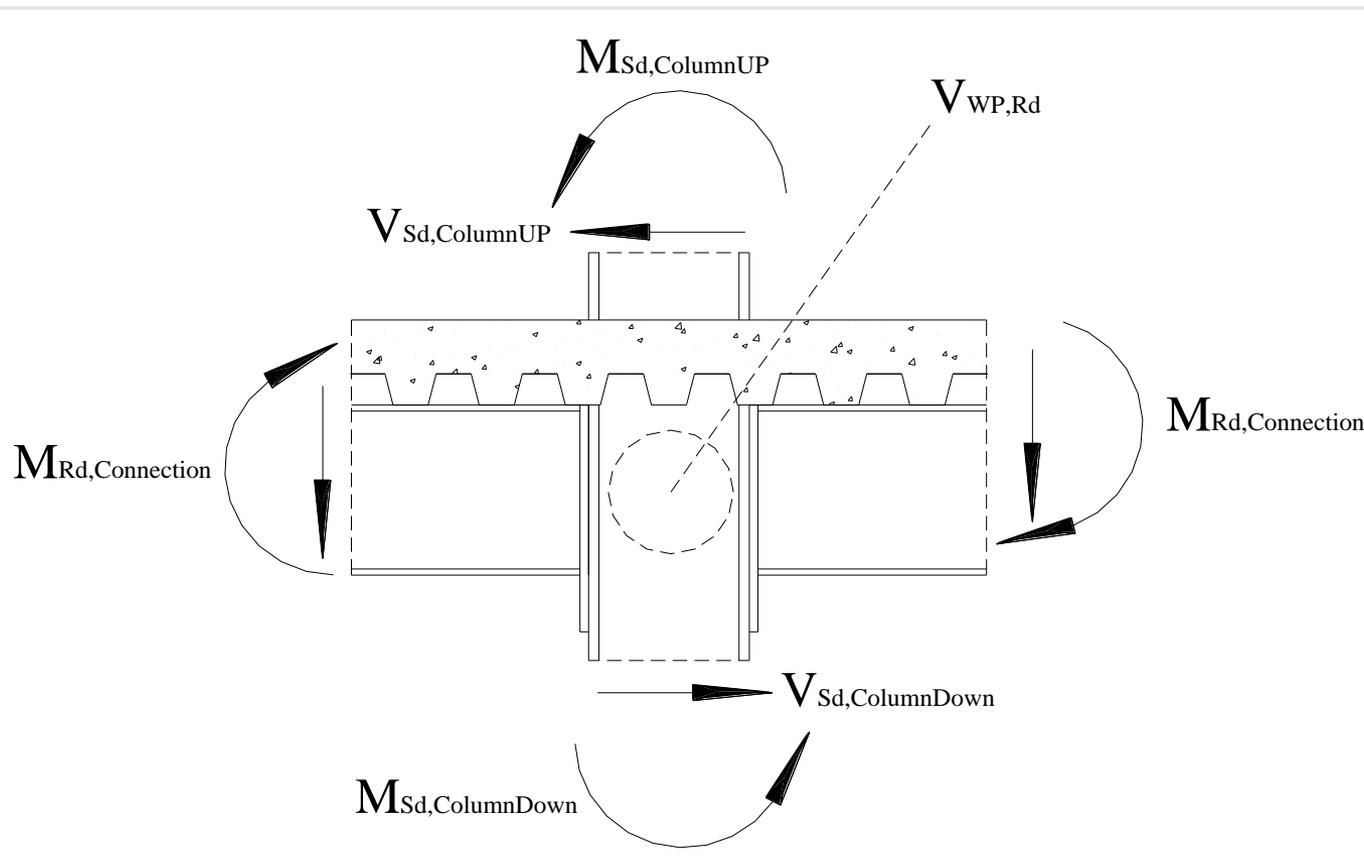


Colonne composte: verifiche

✓ *Domini M-N: verifiche delle gerarchie - Interazione M-V*



Il collegamento trave colonna



Lo sviluppo dei meccanismi dissipativi in corrispondenza dell'estremità delle travi richiede un'adeguata sovraresistenza della zona nodale.

Gerarchia delle resistenze trave-colonna

Per assicurare lo sviluppo delle cerniere plastiche secondo la configurazione prevista occorre definire un meccanismo dissipativo che assicuri una richiesta locale di duttilità compatibile con gli elementi strutturali coinvolti, eliminando perciò meccanismi di piano soffice. Si deve quindi assicurare in ogni nodo la seguente condizione:

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

- $\gamma_{Rd} = 1,30$ per le strutture in CD "A"
 - $\gamma_{Rd} = 1,10$ per le strutture in CD "B"
-
- $M_{C,pl,Rd}$ è il momento resistente della colonna calcolato per i livelli di sollecitazione assiale presenti nella colonna nelle combinazioni sismiche delle azioni
 - $M_{b,pl,Rd}$ è il momento resistente delle travi che convergono nel nodo travecolonna

Collegamenti: Gerarchia resistenza

I collegamenti devono essere sovradimensionati per avere la plasticizzazione degli elementi strutturali

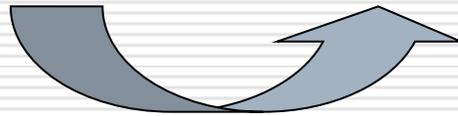
Resistenza plastica zone dissipative:

Limite inferiore resistenza ($E_{pl,RD}$)

Limite superiore resistenza ($E_{u,RD}$):

$$E_{uRd} = 1.1 \cdot \gamma_{Rd} E_{pl,RD}$$

$$\gamma_{Rd} = \frac{f_{y,m}}{f_y}$$



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

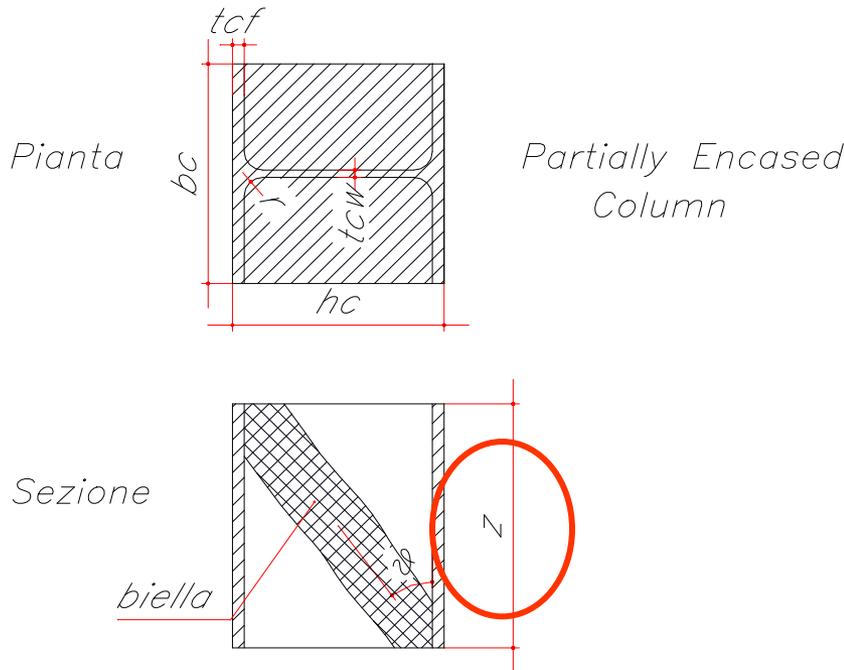
Per i collegamenti $R_{j,d} \geq R_{U,Rd}$

$R_{j,d}$ è la resistenza di progetto

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

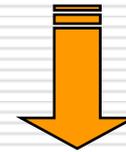
Calcestruzzo nell'area nodale

➤ Biella di calcestruzzo:



$$A_c = [0.8(h_c - 2t_{fc}) \cos \vartheta] \cdot [b_c - t_{cw}]$$

$$\vartheta = \arctan [(h_c - 2t_{cf})/z];$$



$$V_{WP,C,RD} = v \cdot (0.85 \cdot f_{ck} / \gamma_c) \cdot A_c \cdot \sin \vartheta$$

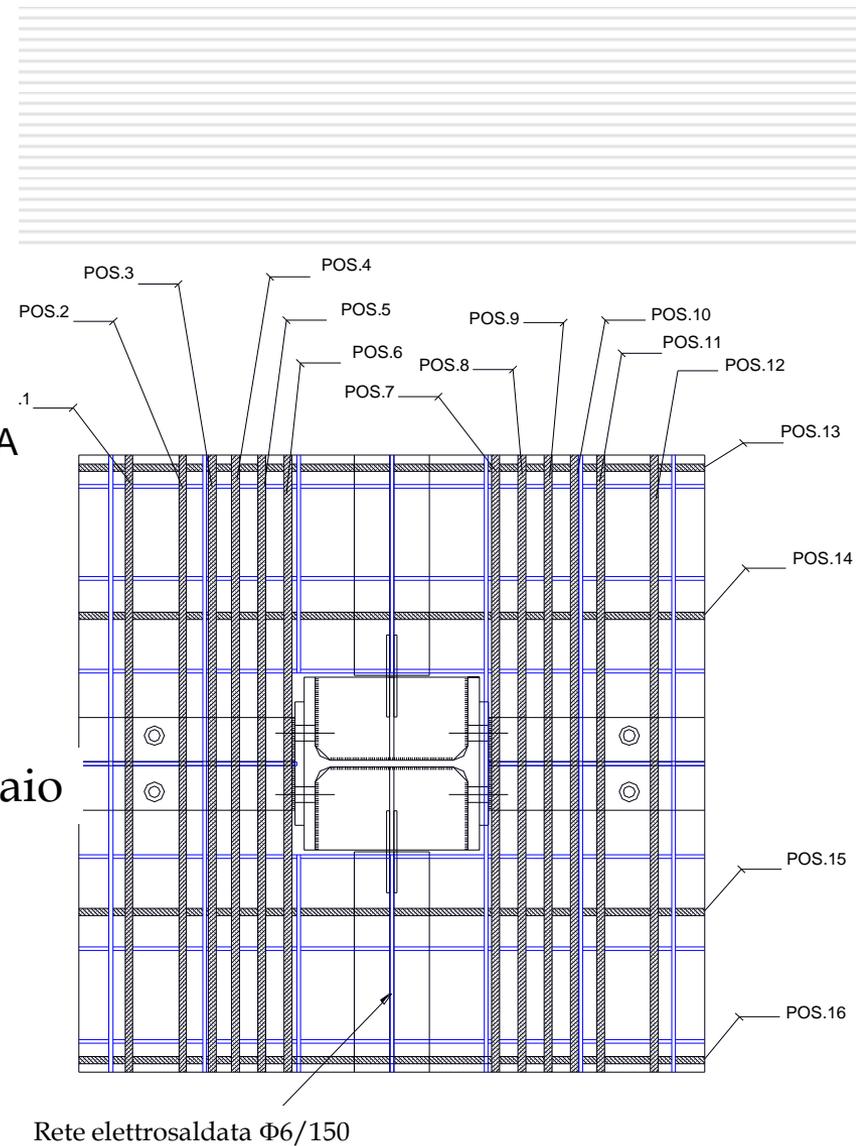
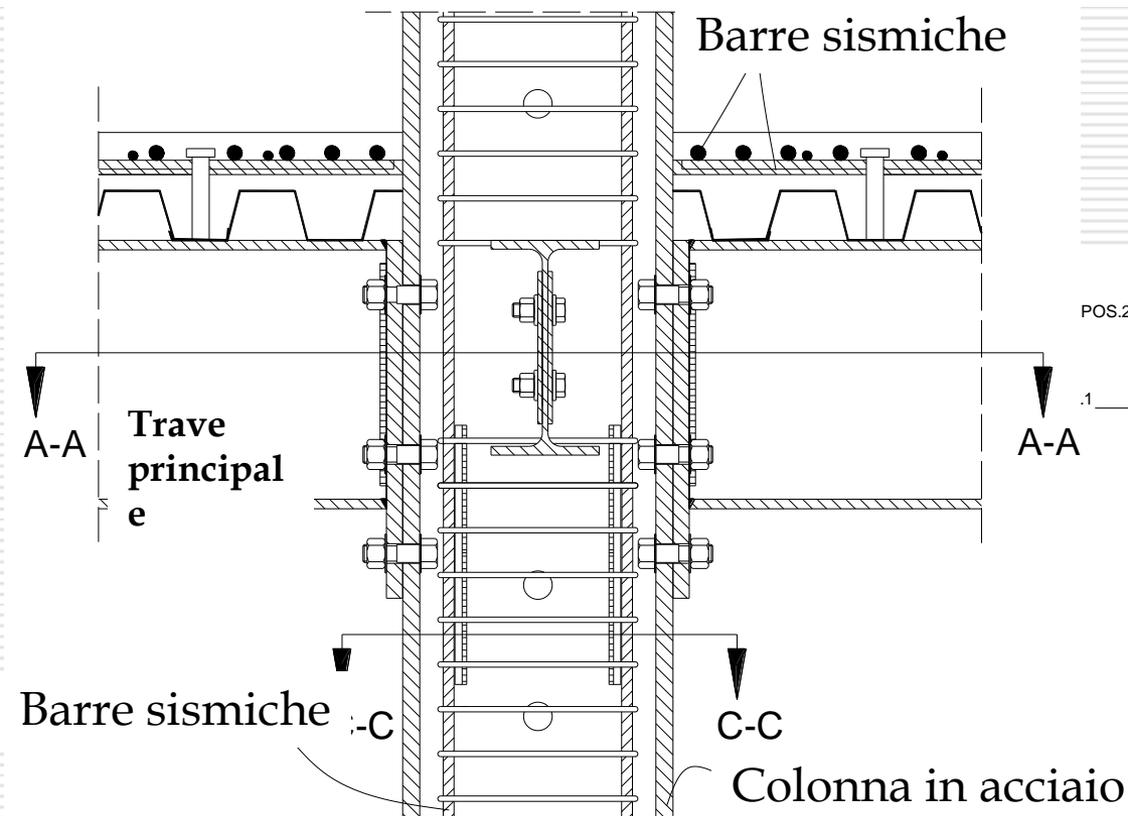
$$v = 0.55 [1 + 2(N_{Sd} / N_{pl,Rd})] \leq 1.1$$

✓ Risposta dei nodi

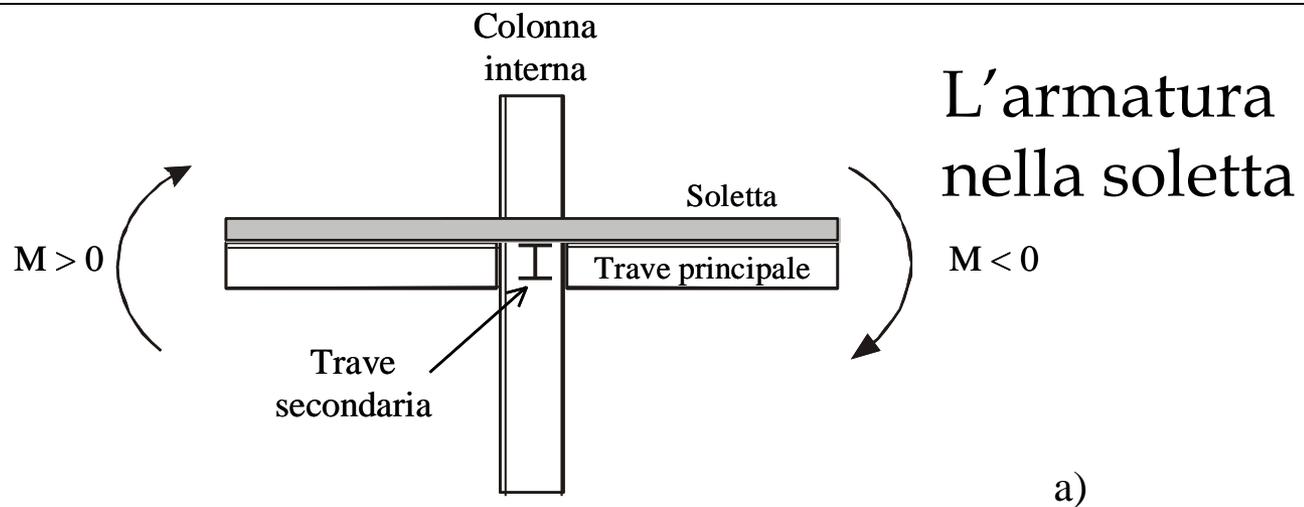
Le componenti che concorrono alla resistenza e alla deformabilità dei nodi devono soddisfare i seguenti tre requisiti:

- le forze interne devono essere in equilibrio con le forze esterne applicate al giunto;
- le forze interne non devono mai superare la resistenza delle componenti;
- non deve essere superata la capacità di deformazione;

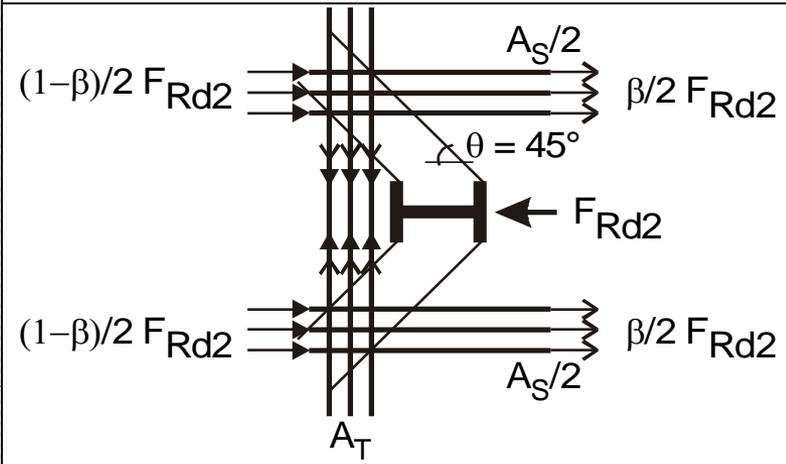
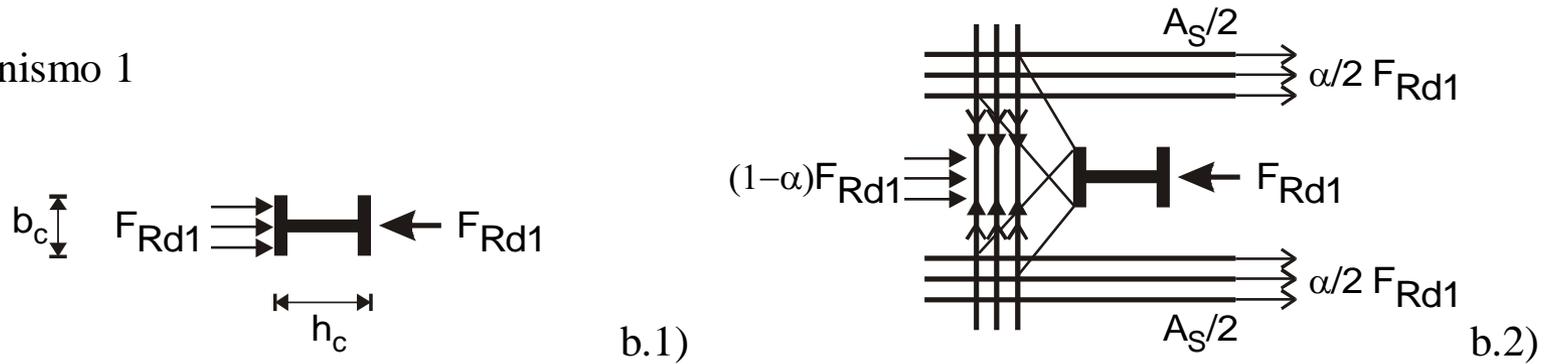
Il collegamento trave-colonna



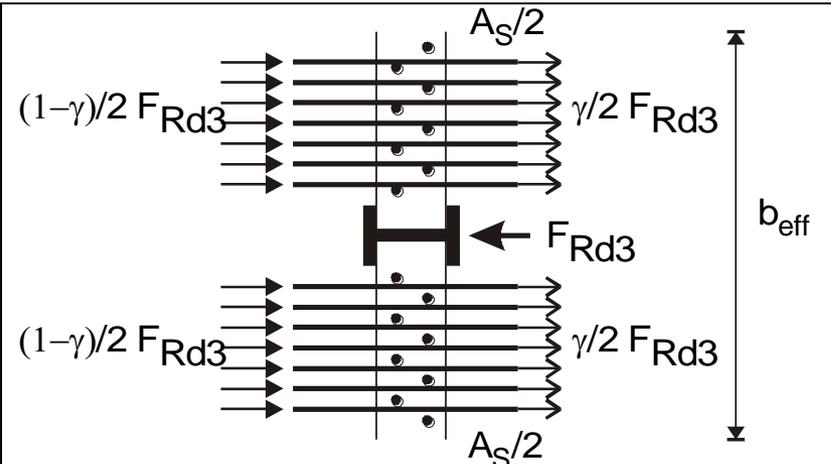
La presenza della trave
secondaria condiziona le
prestazioni del pannello
in calcestruzzo



Meccanismo 1



Meccanismo 2



c) Meccanismo 3

d)

Eliminazione dell'azione composta per dissipazione in soli componenti metallici (OPCM 3274 - utilizzabile come riferimento applicativo)

- La resistenza plastica di una sezione composta può essere valutata sulla base della sola sezione metallica se la soletta è completamente sconnessa dal telaio metallico nell'intorno della colonna.
 - A tale scopo si può considerare **un'area circolare di diametro $2b_{eff}$, essendo b_{eff} la maggiore delle larghezze efficaci delle travi collegate alla colonna considerata.** Ciò comporta non solo la **mancanza di connettori a taglio** nella zona sopra definita, ma anche la **presenza di franchi** che consentano lo **spostamento relativo tra la soletta e ogni parte metallica** verticale.
 - Nelle colonne parzialmente rivestite di calcestruzzo è necessario portare in conto il contributo del calcestruzzo presente tra le due flange della sezione metallica.
-

Le colonne composte nelle combinazioni di carico sismiche

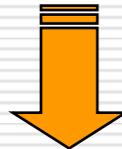
- Effetti torsionali accidentali
- Combinazione degli effetti connessi all'azione sismica agente nelle due direzioni principali della struttura

$$\gamma_I E_i + G_k + \psi_{2.I} Q_{k,1}$$

Combinazione degli effetti delle componenti dell'azione sismica E_i

$$E_x = E_{EX} + 0,3 \cdot E_{EY}$$

$$E_x = E_{EY} + 0,3 \cdot E_{EX}$$

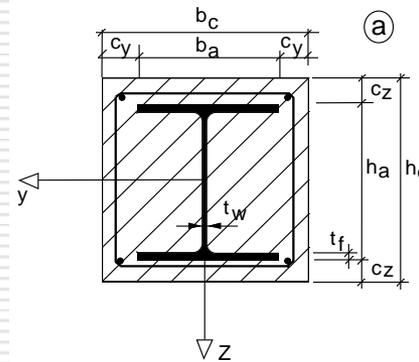
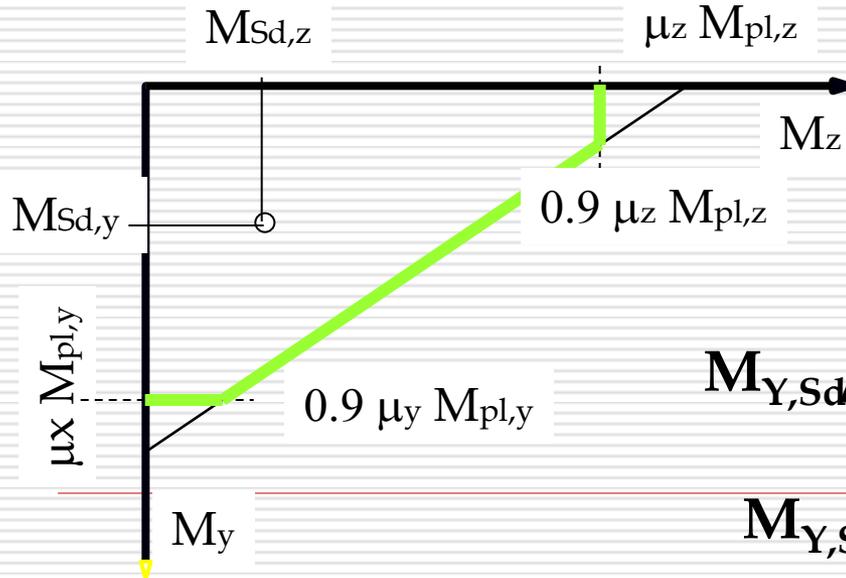
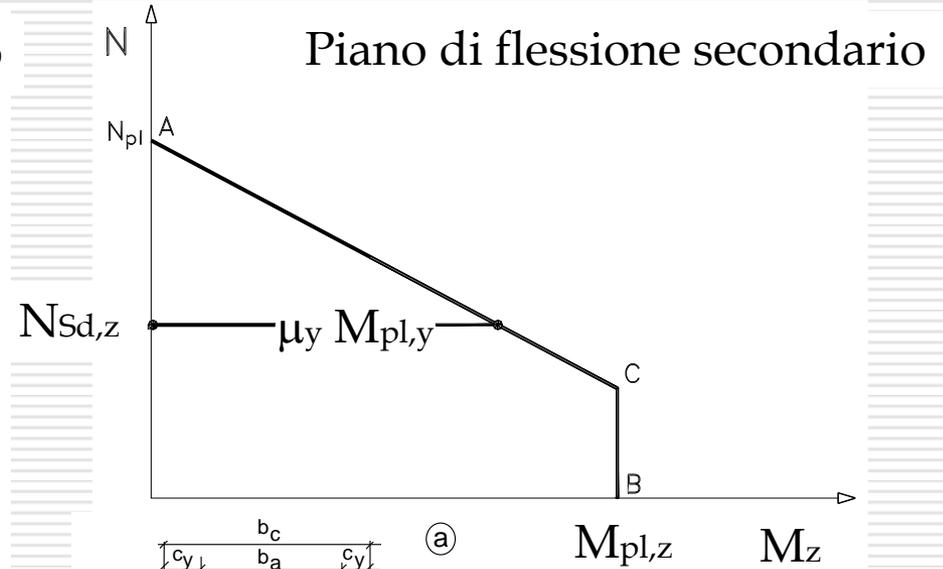
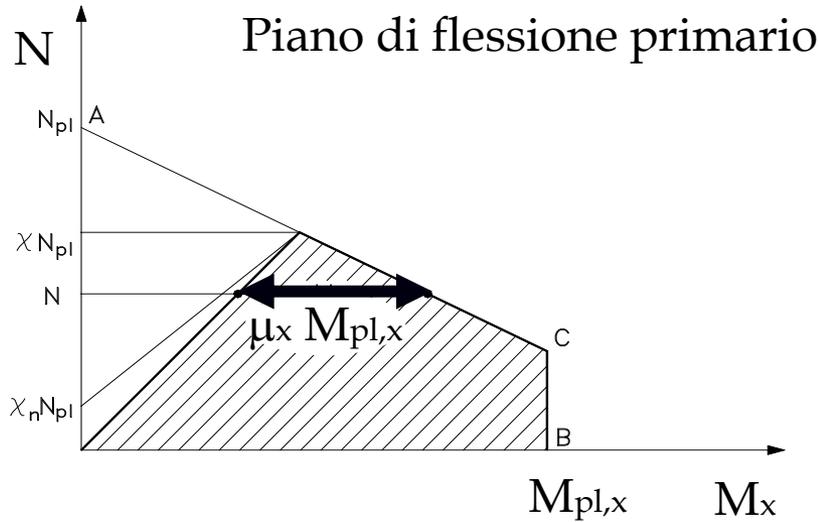


PRESSOFLESSIONE DEVIATA NELLE
COLONNE COMPOSTE

Colonne – Verifiche semplificate in flessione deviata

- ❑ Individuazione del piano di flessione prevalente
 - ❑ Definizione del dominio di interazione relativo a ciascun piano di flessione
 - ❑ Introduzione degli effetti delle imperfezioni nel piano di flessione prevalente
 - ❑ Definizione di un dominio di interazione tra i momenti flettenti.
-

Colonne - Verifiche a flessione deviata



$$M_{Y,Sd}/(\mu_Y M_{ply}) \leq 0,9$$

$$M_{z,Sd}/(\mu_x M_{plz}) \leq 0,9$$

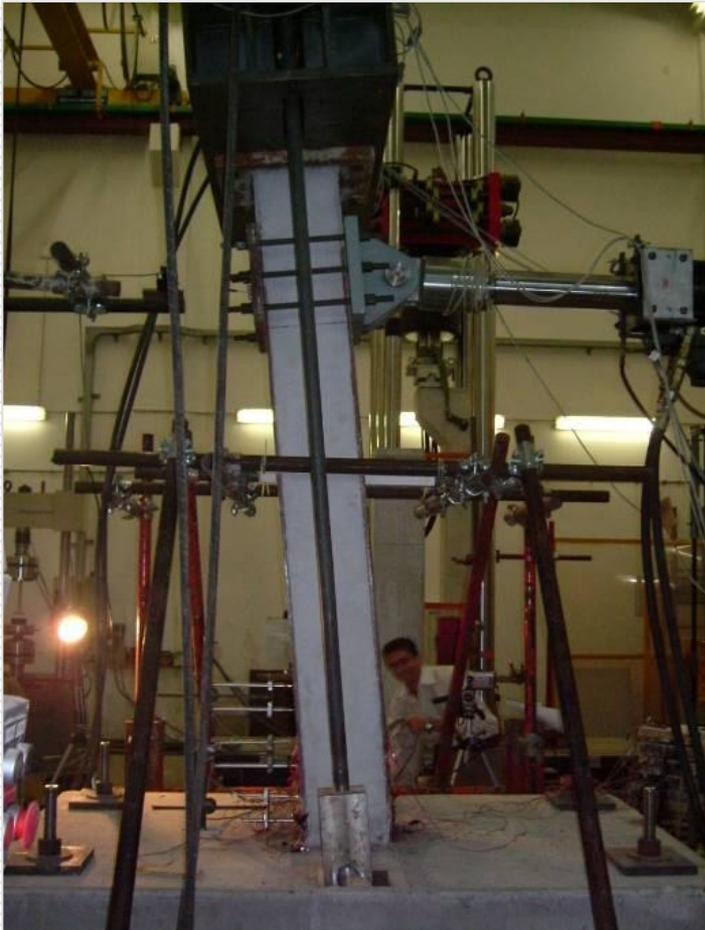
$$M_{Y,Sd}/(\mu_Y M_{ply}) + M_{z,Sd}/(\mu_x M_{plz}) \leq 1,0$$



Collegamento tradizionale:

Concentrazione degli sforzi
e della richiesta di
duttilità nei tirafondi





Collegamento a bicchiere:

Sviluppo della capacità
rotazionale della colonna...



Sommario

- ❑ Le costruzioni composte acciaio-calcestruzzo, esempi e quadro normativo
 - ❑ Principi essenziali di progettazione delle strutture composte
 - ❑ La progettazione sismica nelle NTC 2008
 - ❑ **Qualche esempio...**
-