Corsi di aggiornamento

Progettazione in zona sismica

Procedure semplificate e calcoli manuali per il controllo dell'ordine di grandezza dei risultati ottenuti dal programma di calcolo

04 – Progetto a flessione semplice e composta

Vasto

30 settembre – 1 ottobre 2016

Aurelio Ghersi

Progetto a flessione semplice e composta

- Questa presentazione richiama alcune formule utili per dimensionare sezioni in c.a. allo SLU e relative armature
- L'obiettivo è mostrare come il dimensionamento di sezioni e armature allo SLU:
  - Nel caso della flessione semplice richiede formule analoghe a quelle usate col metodo delle tensioni ammissibili
  - Nel caso di flessione composta, è addirittura più semplice rispetto a quanto si faceva con le TA
- La presentazione affianca, in parallelo, quella relativa al dimensionamento delle sezioni

Progetto di sezioni soggette a flessione semplice (travi)

Progetto - stato limite ultimo
Duttilità della sezione

Un parametro fondamentale nel valutare il modo in cui la sezione giunge al collasso è la duttilità.

Duttilità = rapporto tra rotazione ultima e rotazione corrispondente allo snervamento dell'armatura tesa

Una sezione che presenti una rottura duttile dà chiari segnali di preavviso (elevata fessurazione, notevole incremento della deformazione) che possono mettere in allarme e consentire interventi prima del crollo

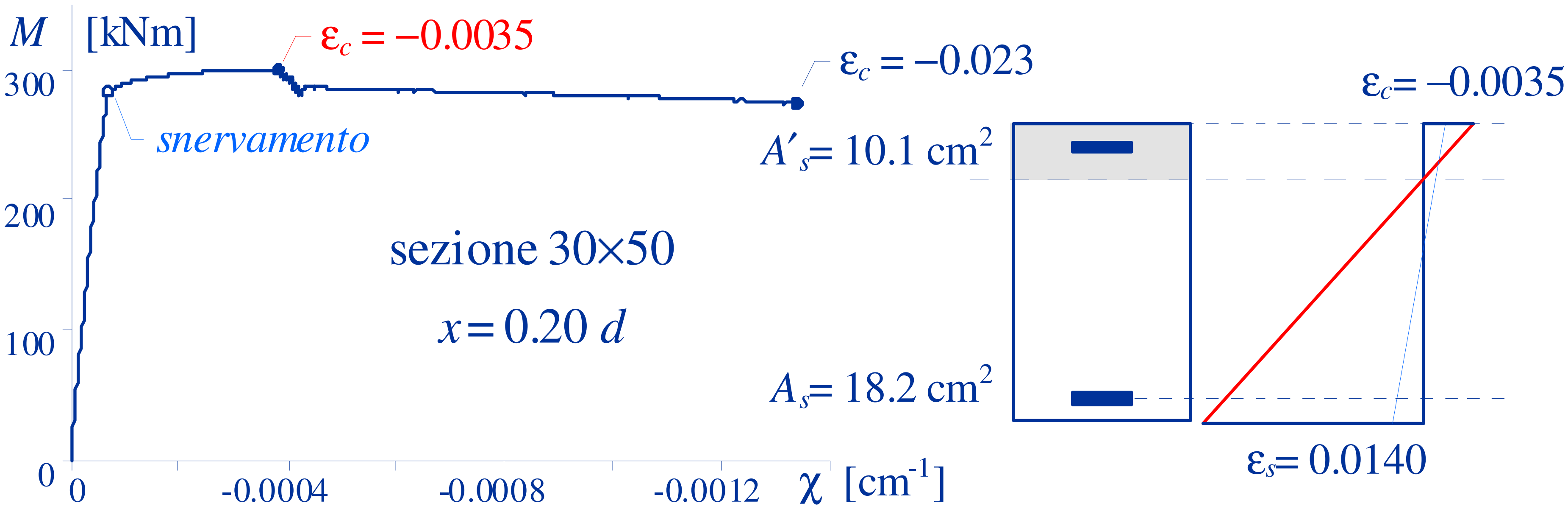
In zona sismica la capacità di deformarsi plasticamente permette di dissipare con cicli isteretici

Duttilità della sezione - esempio

Sezione 30x50 M_{Rd} = 300 kNm

x= 0.20 d χ_u=-0.00132 $\mu \cong 20$

Ottima duttilità

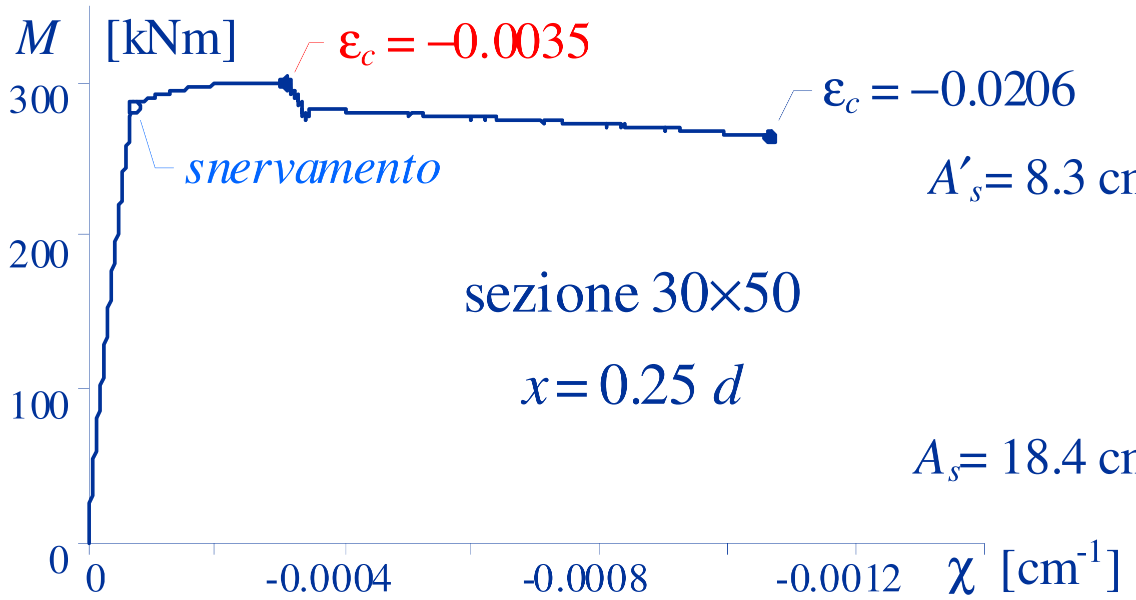


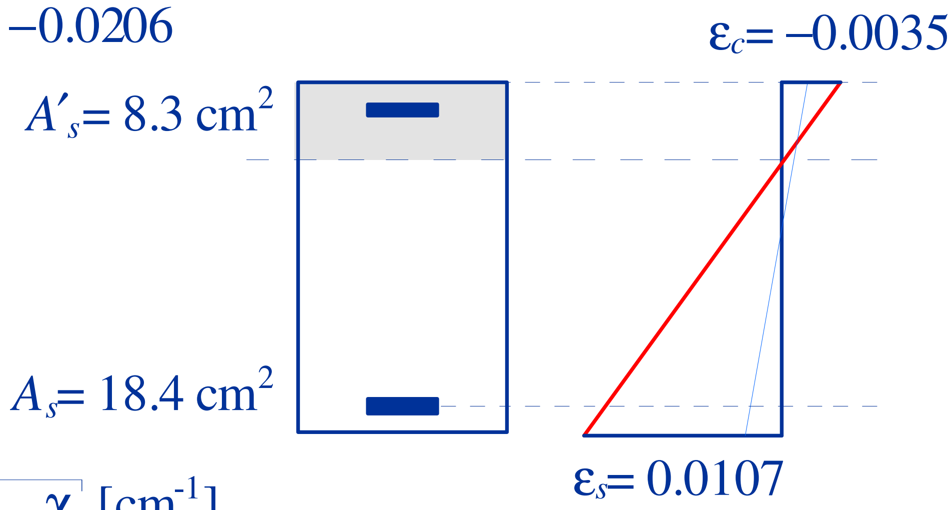
Duttilità della sezione - esempio

Sezione 30x50 M_{Rd} = 300 kNm

x= 0.25 d χ_u=-0.00106 $\mu \cong 16$

Buona duttilità



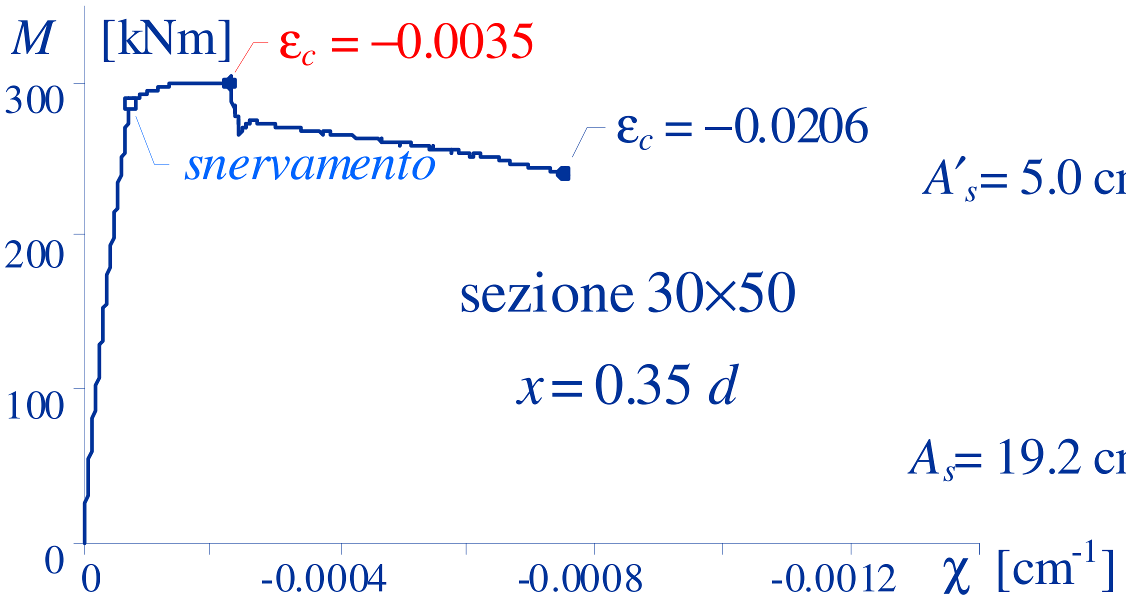


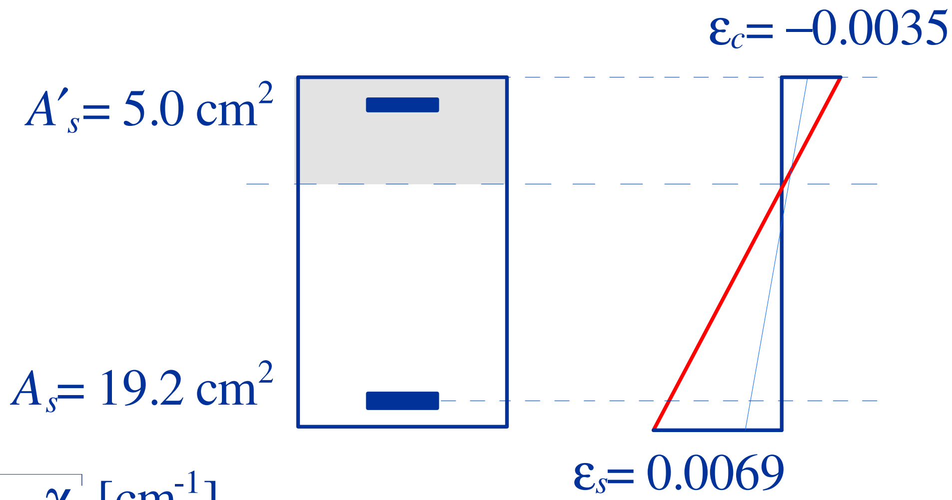
Duttilità della sezione - esempio

Sezione 30x50 M_{Rd} = 300 kNm

x= 0.35 d χ_u=-0.00076 $\mu \cong 10$

Discreta duttilità



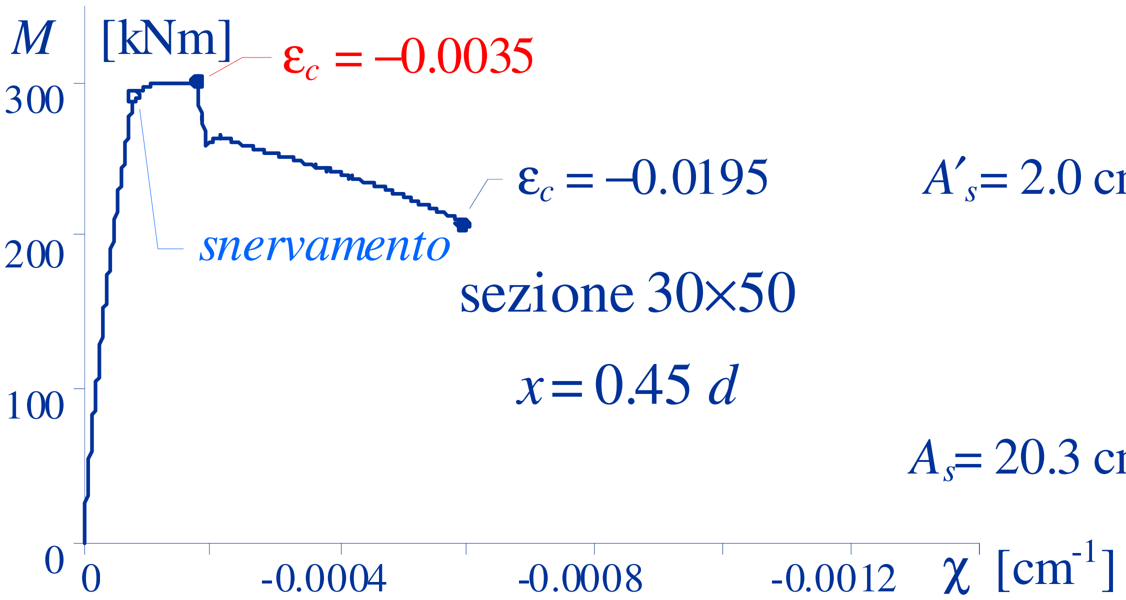


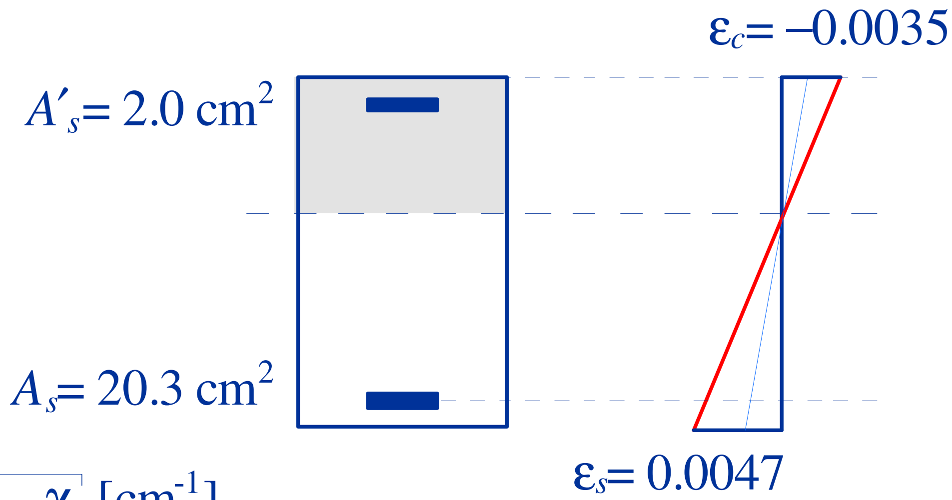
Duttilità della sezione - esempio

Sezione 30x50 M_{Rd} = 300 kNm

x= 0.45 d χ_u=-0.00059 $\mu \cong 7$

Bassa duttilità





Duttilità della sezione

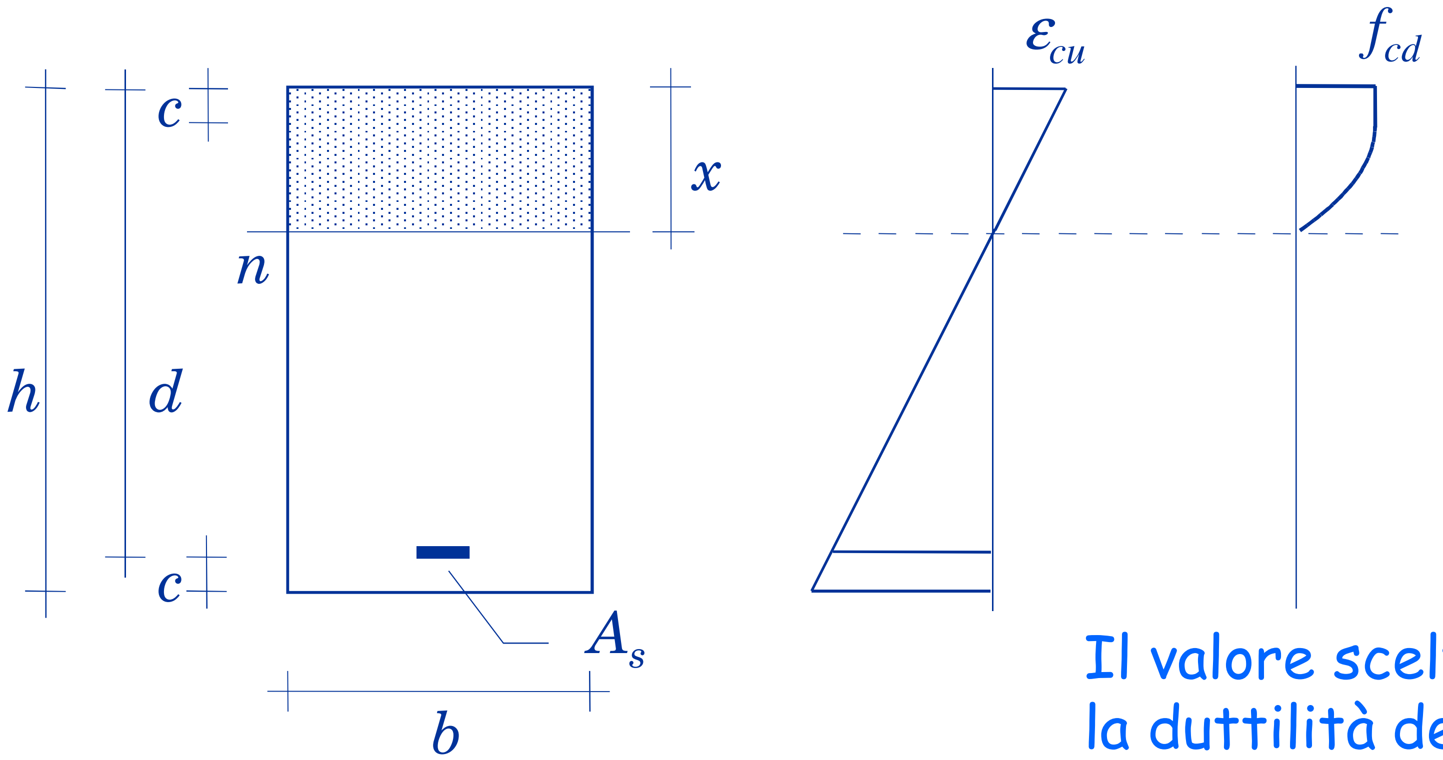
- La duttilità è maggiore se x/d è piccolo e se la deformazione ε_s dell'armatura tesa allo SLU è alta

Possiamo classificare le sezioni inflesse:

- ad alta duttilità se $\varepsilon_s \geq 0.010$ $x \leq 0.259\ d$
- a media duttilità se $\varepsilon_{yd} < \varepsilon_s < 0.010$
- a bassa duttilità se $\varepsilon_s \leq \varepsilon_{yd}$

Per ottenere sezioni in c.a. duttili le progetteremo sempre assumendo $\xi = x/d = 0.25$

Progetto - stato limite ultimo



Posso assumere

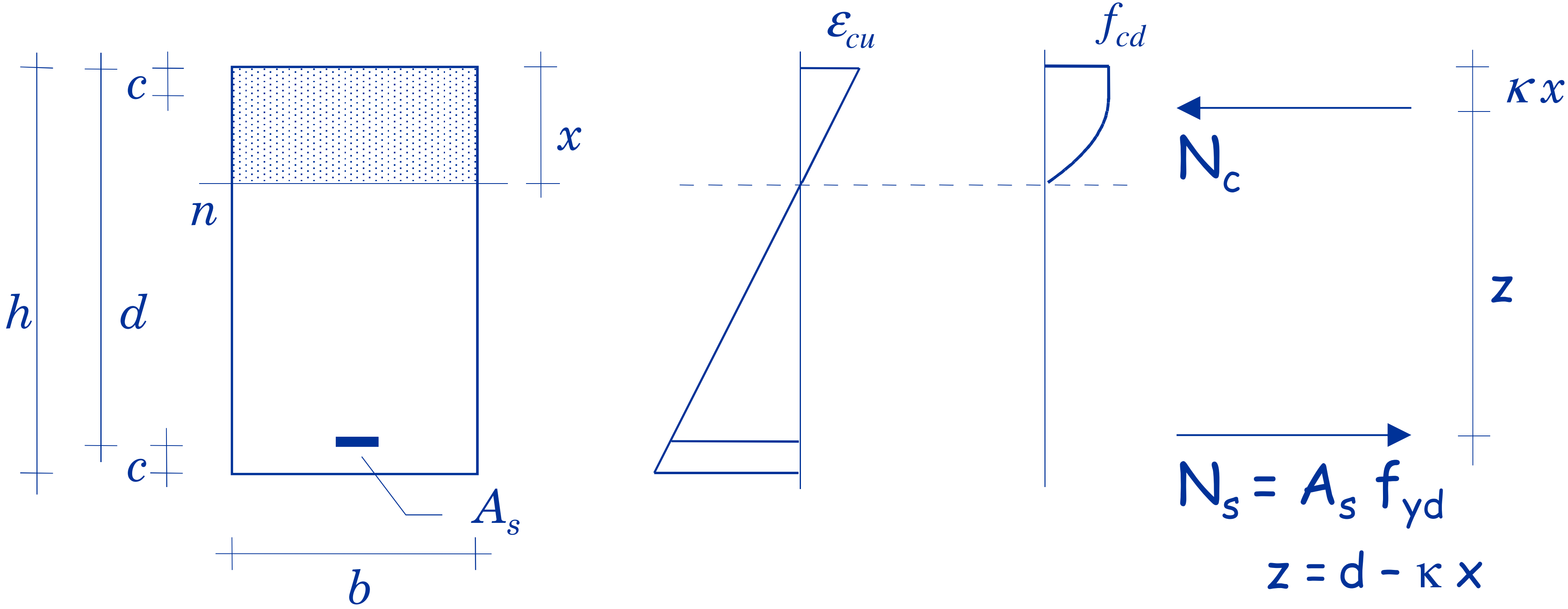
$$\xi = \frac{x}{d} = 0.25$$

Il valore scelto per ξ condiziona la duttilità della sezione

1 - Si assegna il diagramma di deformazioni che si vuole avere nella sezione

Buona duttilità con ξ=0.25

Progetto - stato limite ultimo

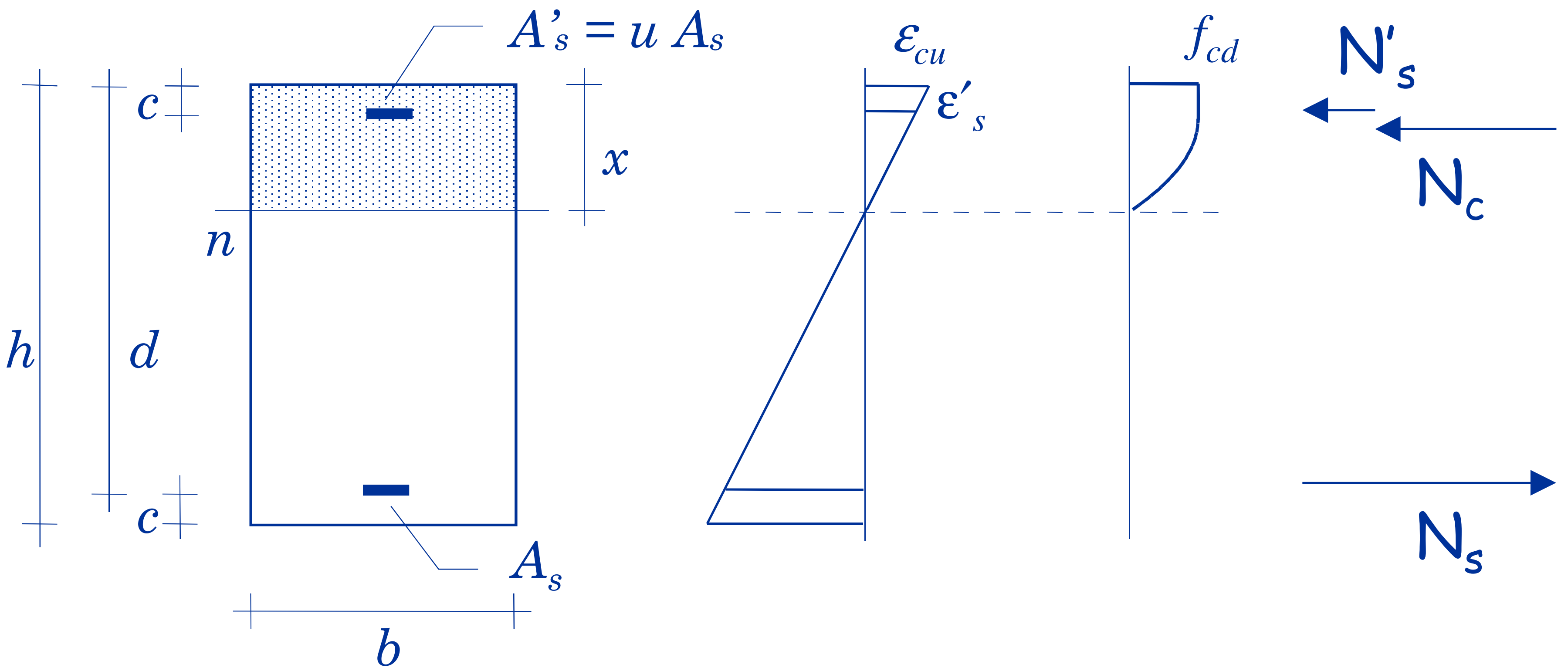


2 - Dall'equilibrio alla rotazione rispetto all'armatura si ottiene

$$d = r\sqrt{\frac{M}{b}}$$

con: $r = \dfrac{1}{\sqrt{\beta\,\xi\,(1-\kappa\,\xi)\;f_{cd}}}$

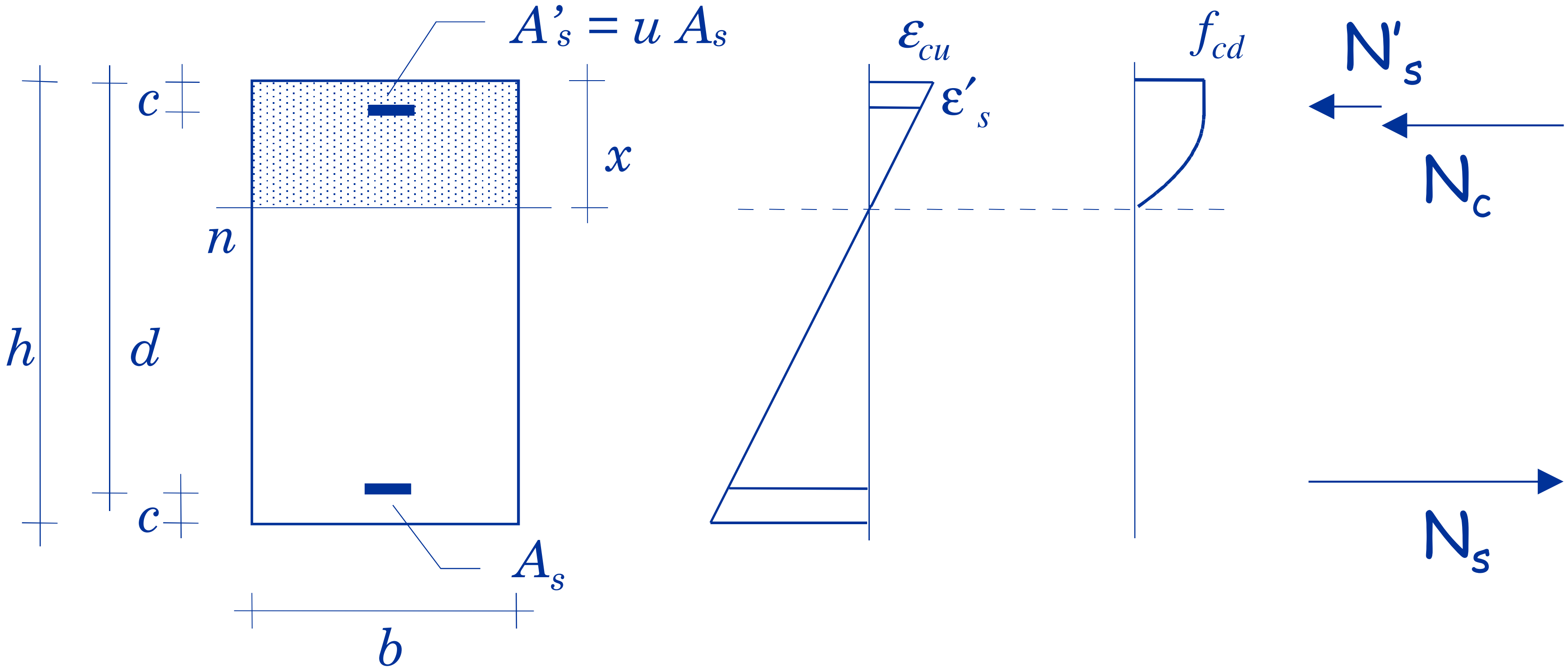
Progetto - stato limite ultimo



ovvero, in presenza di doppia armatura

$$d = r' \sqrt{\frac{M}{b}}$$

Progetto - stato limite ultimo



3 - Dall'equilibrio alla rotazione rispetto alla risultante di compressione si ottiene

$$A_s = \frac{M}{z\, f_{yd}} \cong \frac{M}{0.9\, d\, f_{yd}}$$

Valori di z/d (C25/30, B450C)

sezioni progettate con $\varepsilon_c=\varepsilon_{cu}$ ed ε_s=0.010 (ξ = 0.25)

Tensioni ammissibili

	γ = 0.05	γ = 0.10	γ = 0.20
u	s' = 0.49	s' = 0.42	s' = 0.26
0	0.878		
0.25	0.887	0.881	0.873
0.50	0.896	0.883	0.868
0.75	0.905	0.885	0.863
1.00	0.914	0.888	0.858

Stato limite ultimo

	γ = 0.05	γ = 0.10	γ = 0.20
u	s' = 1.00	s' = 1.00	s' = 0.42
0	0.892		
0.25	0.907	0.894	0.884
0.50	0.921	0.896	0.876

Sempre molto prossimo a 0.9

Quanto vale il coefficiente r?

Stato limite ultimo:
dipende solo dal calcestruzzo

per C25/30: $r = 0.0197$

Col metodo delle tensioni ammissibili:
dipende da calcestruzzo e acciaio

per C25/30 e B450C: $r = 0.0256$

valore maggiore, ma i carichi sono minori ed il risultato finale è quasi lo stesso

Esempio n. 1

progetto di sezione a semplice armatura

Stato limite ultimo: M_{Ed} = 160 kNm

$$d = r\sqrt{\frac{M_{Ed}}{b}} = 0.0197\sqrt{\frac{160}{0.30}} = 0.45\text{ m}$$

uso 30x50

$$A_s = \frac{M}{0.9\,d\,f_{yd}} = \frac{160 \times 10}{0.9 \times 0.46 \times 391} = 9.88\text{ cm}^2$$

Tensioni ammissibili: M = 115 kNm

$$d = r\sqrt{\frac{M}{b}} = 0.0256\sqrt{\frac{115}{0.30}} = 0.50\text{ m}$$

uso 30x55

$$A_s = \frac{M}{0.9\,d\,\overline{\sigma}_s} = \frac{115\ \times 10}{0.9 \times 0.51 \times 255} = 9.41\text{ cm}^2$$

Che relazione c'è tra r ed r'?

Sia per SLU che per TA:

$$r' \cong r\sqrt{1 - s'u} \qquad \text{con} \qquad s' = \frac{\sigma'_s}{\sigma_{s,\max}} \qquad u = \frac{A'_s}{A_s}$$

Si noti che s' dipende principalmente dal copriferro c (o meglio, dal rapporto $\gamma = c/d$)

Ma per SLU s' è molto spesso pari a 1 (è minore solo per travi a spessore)

mentre per TA s' è sempre basso (meno di 0.5)

Valori di r' (C25/30, B450C)

Tensioni ammissibili

	$\gamma = 0.10$	$\gamma = 0.15$	$\gamma = 0.20$
u	$s' = 0.42$	$s' = 0.34$	$s' = 0.26$
0	0.0256		
0.25	0.0243	0.0246	0.0249
0.50	0.0229	0.0235	0.0242
0.75	0.0214	0.0223	0.0234
1.00	0.0198	0.0210	0.0226

Stato limite ultimo

	$\gamma = 0.10$	$\gamma = 0.15$	$\gamma = 0.20$
u	$s' = 1.00$	$s' = 1.00$	$s' = 0.42$
0	0.0197		
0.25	0.0171	0.0180	0.0189
0.50	0.0139	0.0160	0.0181

Nota: $\gamma = 0.10$ per travi emergenti
$\gamma = 0.20$ per travi a spessore

Contributo dell'armatura compressa

Il contributo dell'armatura compressa nelle verifiche di resistenza allo SLU è diverso da quello fornito nelle verifiche alle TA

Come si vede, ciò è dovuto al fatto che nel caso di stato limite ultimo l'armatura compressa lavora al massimo o quasi ($s' \cong 1$) mentre nel metodo delle tensioni ammissibili essa ha un tasso di lavoro molto più basso di quello ammissibile ($s' \cong 0.2 \div 0.5$)

Le differenze sono significative nel progetto delle travi emergenti e si riducono nel progetto delle travi a spessore

Quanto è possibile ridurre la sezione grazie all'armatura compressa?

- Aumentando u = A'_s/A_s è possibile ridurre l'altezza della sezione
- Riducendo l'altezza aumenta l'armatura necessaria
- Necessità tecnologiche impongono limiti alla quantità di armatura (ribaditi dalla normativa)

Armatura minima:

$$A_s \geq 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b\, d \geq 0.13\,\%\, b\, d$$

0.15% per C25/30 e B450C

Armatura massima:

$$A_s \leq 3\,\%\, b\, h$$

$$A_s' \leq 3\,\%\, b\, h$$

Percentuale massima consigliata: $1 \div 1.5\%$

Limiti alle formule di progetto
per tener conto dei limiti all'armatura

Imponendo un limite all'armatura tesa:

$$A_s \leq \rho\, b\, d \qquad \text{con } \rho = 0.010 \div 0.015$$

Si ha:

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{0.9\, d\, f_{yd}} \leq \rho\, b\, d$$

E quindi:

$$d \geq r_s \sqrt{\frac{M_{Ed}}{b}} \qquad \text{con} \qquad r_s = \sqrt{\frac{1}{0.9\, \rho\, f_{yd}}}$$

$= 0.0169$ se $\rho=0.010$

$= 0.0138$ se $\rho=0.015$

Non si può utilizzare un valore di r' inferiore a r_s

Suggerisco per r' un limite tra 0.015 e 0.017

Esempio n. 2

progetto di sezione a doppia armatura (u=0.25, γ=0.10)

Stato limite ultimo: M_{Ed} = 160 kNm

$$d = r'\sqrt{\frac{M_{Ed}}{b}} = 0.0171\sqrt{\frac{160}{0.30}} = 0.39\ \text{m}$$

uso 30x45

era d=0.45 m per u=0

Tensioni ammissibili: M = 115 kNm

$$d = r'\sqrt{\frac{M}{b}} = 0.0243\sqrt{\frac{115}{0.30}} = 0.48\ \text{m}$$

uso 30x55

era d=0.50 m per u=0

Esempio n. 2

progetto di sezione a doppia armatura (u=0.25, γ=0.10)

Stato limite ultimo: M_{Ed} = 160 kNm

$$d = r'\sqrt{\frac{M_{Ed}}{b}} = 0.0171\sqrt{\frac{160}{0.30}} = 0.39\ \text{m}$$

uso 30x45

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{0.9\,d\,f_{yd}} = \frac{160\times10}{0.9\times0.41\times391} = 11.09\ \text{cm}^2$$

Tensioni ammissibili: M = 115 kNm

$$d = r'\sqrt{\frac{M}{b}} = 0.0243\sqrt{\frac{115}{0.30}} = 0.48\ \text{m}$$

uso 30x55

$$A_s = \frac{M}{0.9\,d\,\overline{\sigma}_s} = \frac{115\ \times10}{0.9\times0.51\times266} = 9.41\ \text{cm}^2$$

Progetto allo stato limite ultimo - commento

Si ottengono sezioni trasversali:

- simili a quelle richieste dal metodo delle tensioni ammissibili se non si considera l'armatura compressa
- sensibilmente più basse quando si considera l'armatura compressa

L'armatura tesa:

- é simile a quella richiesta dal metodo delle tensioni ammissibili per sezioni a semplice armatura
- può divenire eccessivamente grande quando si riduce l'altezza della sezioni sfruttando l'effetto positivo dell'armatura compressa

Criteri di buona progettazione (SLU)

Per il progetto della sezione assumere un valore
r' = 0.018 o 0.017

(corrisponde a 0<u<25% per C25/30)

Per travi molto basse (a spessore) assumere valori un po' maggiori
r' = 0.019 (corrisponde a 0<u<25% per C25/30)

Se si ritiene accettabile una percentuale di armatura dell'1.5% si può scendere al valore
r' = 0.015 (ma non andare mai al di sotto di questi)

Criteri di buona progettazione (SLU)

Per il progetto dell'armatura tesa considerare un braccio della coppia interna pari a 0.9 d

Nota:

Per sezioni a forte armatura (sconsigliate per la carenza di duttilità) il braccio della coppia interna potrebbe essere minore (0.8 d)

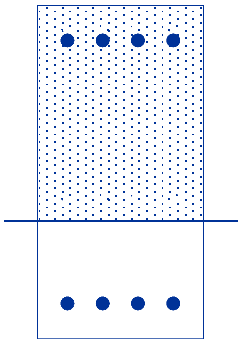
Progetto di sezioni soggette a flessione composta (pilastri)

Domini di resistenza - stato limite ultimo

Dominio di resistenza, o curva di interazione = insieme delle coppie M-N per cui ε_{max} è uguale a ε_{lim}

Per ricavare una coppia M-N del dominio

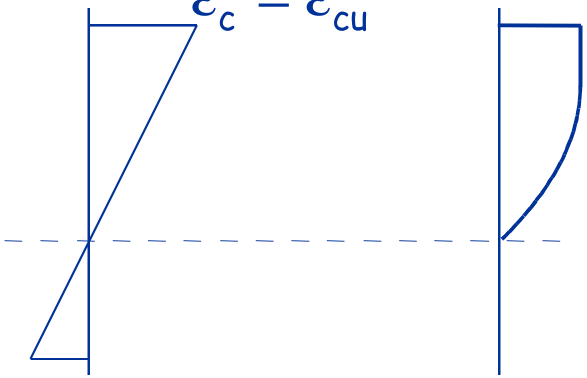
sezione



si assegna un diagramma di ε, di σ

$\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$

$\sigma_c = f_{cd}$



si calcolano M ed N

$$N = \int \sigma \, dA$$

$$M = -\int \sigma \, y \, dA$$

Domini di resistenza – stato limite ultimo

Dominio di resistenza, o curva di interazione = insieme delle coppie M-N per cui ε_{max} è uguale a $\bar{\varepsilon}_{cu}$

Per ricavare una coppia M-N del dominio

si calcolano M ed N

$$N = \int \sigma \, dA$$

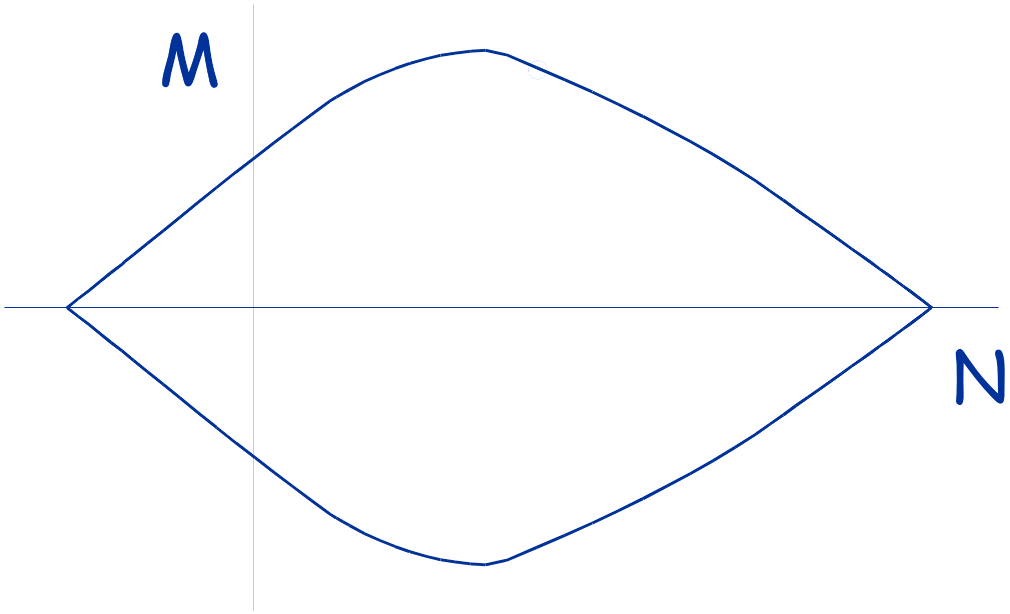
$$M = -\int \sigma \, y \, dA$$

e si riporta la coppia M – N nel diagramma

Domini di resistenza – stato limite ultimo

Dominio di resistenza, o curva di interazione = insieme delle coppie M-N per cui ε_{max} è uguale a $\bar{\varepsilon}_{cu}$

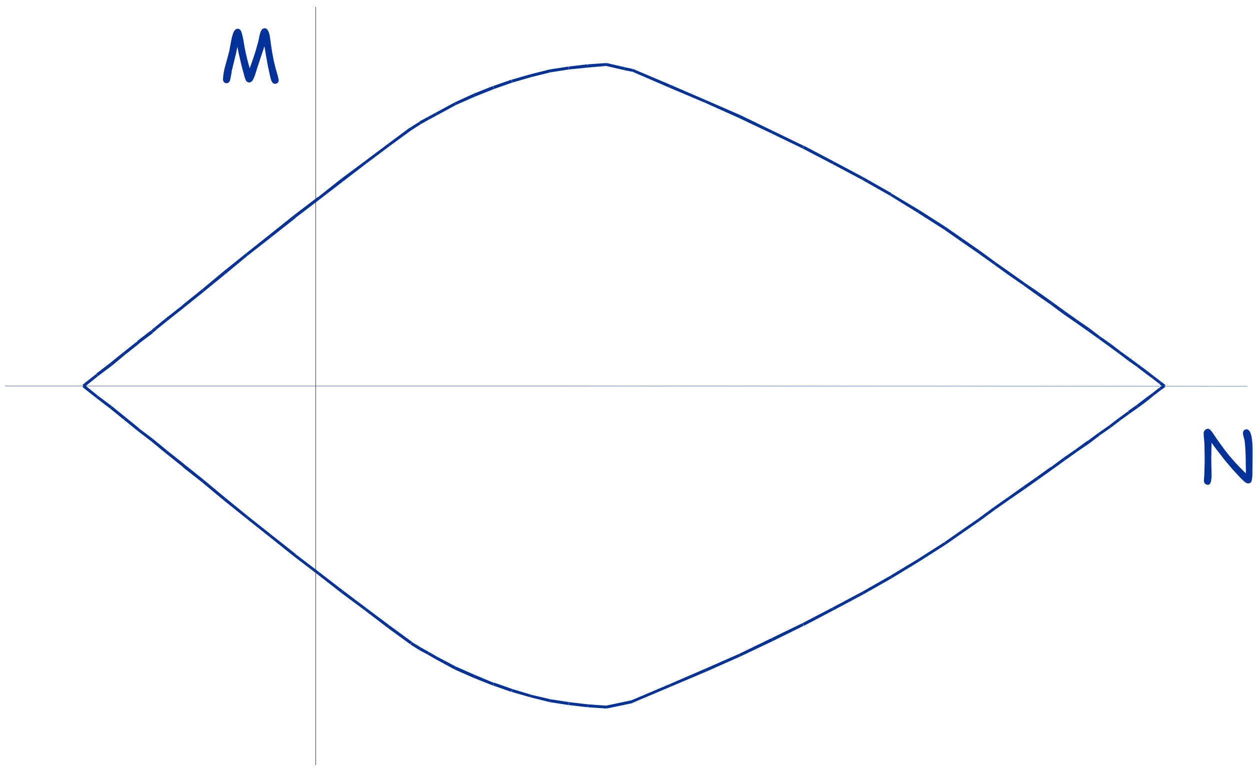
Ripetendo con tutti i possibili diagrammi …



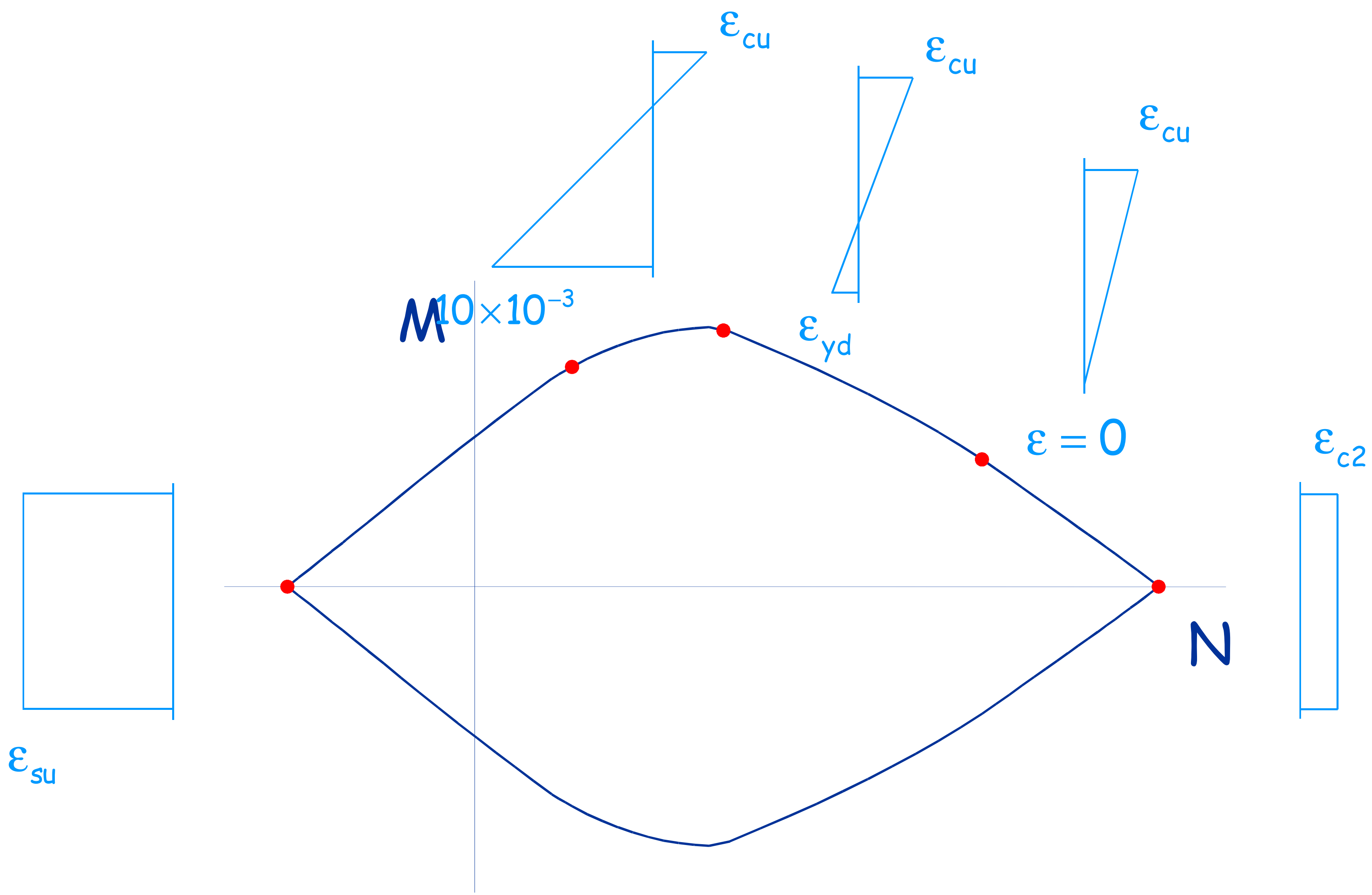
si ottiene il dominio completo

Domini di resistenza - stato limite ultimo

Ogni punto corrisponde a un diverso diagramma di deformazioni

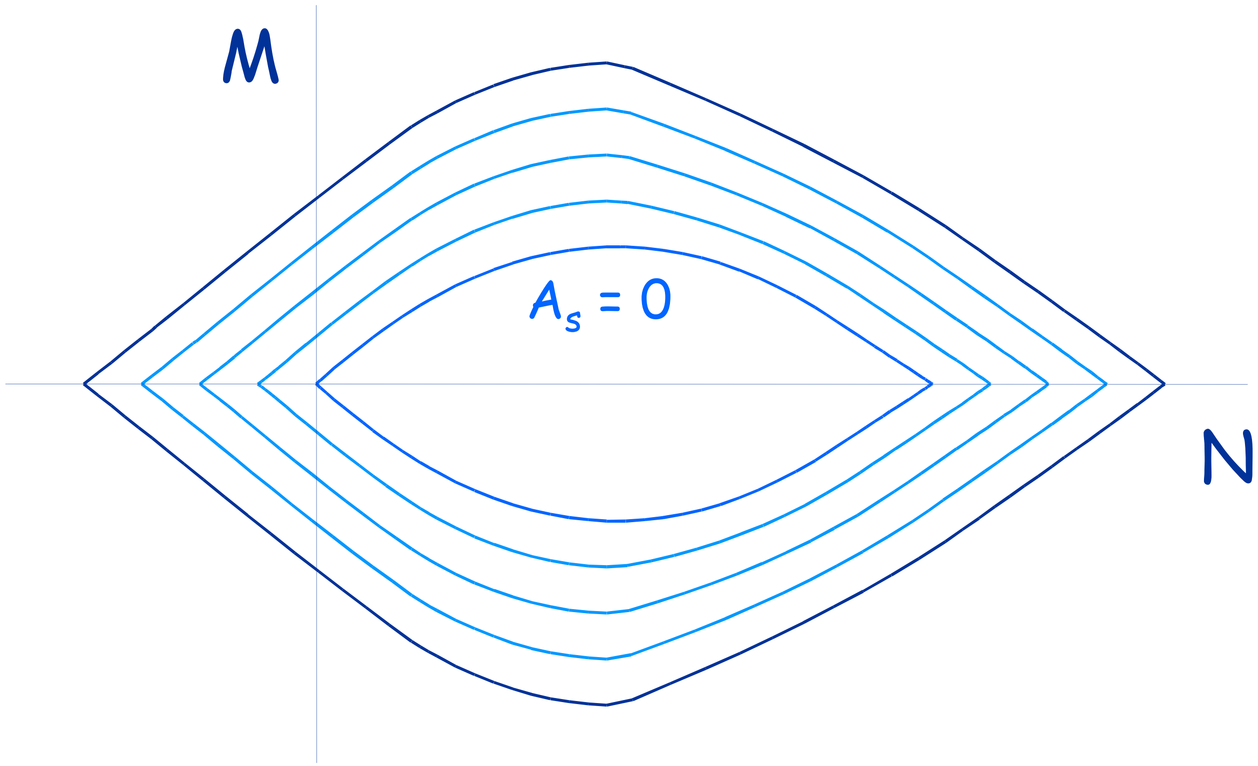


Domini di resistenza - stato limite ultimo



Domini di resistenza - stato limite ultimo

Cambiando l'armatura, si ottengono tanti diagrammi

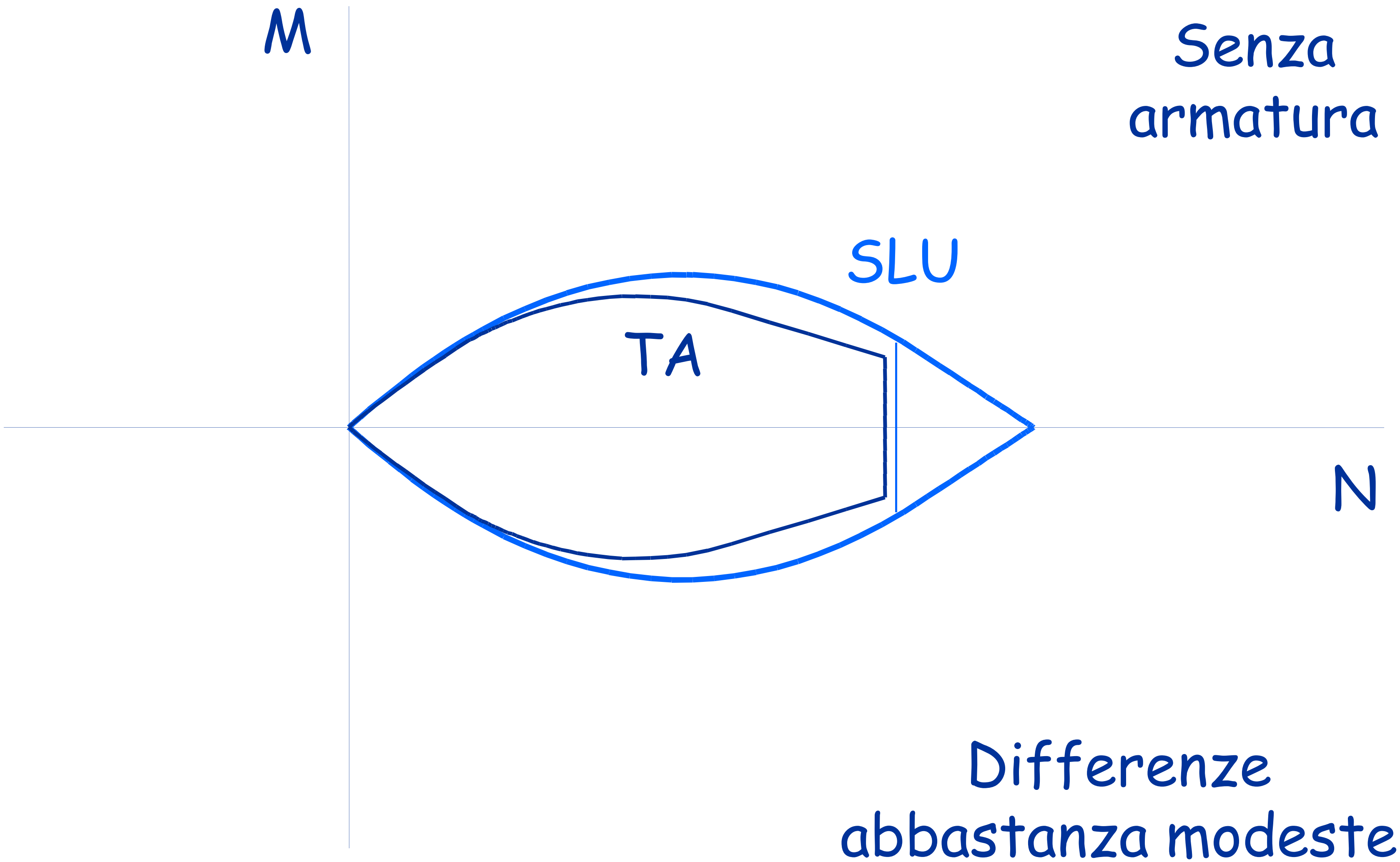


Domini: confronto tra SLU e TA

Il confronto può essere effettuato sovrapponendo i domini ricavati per SLU e TA

Poiché i carichi allo SLU sono maggiori (circa 1.4 volte) di quelli alle TA, il dominio relativo alle TA deve essere opportunamente scalato (ad esempio x 1.4)

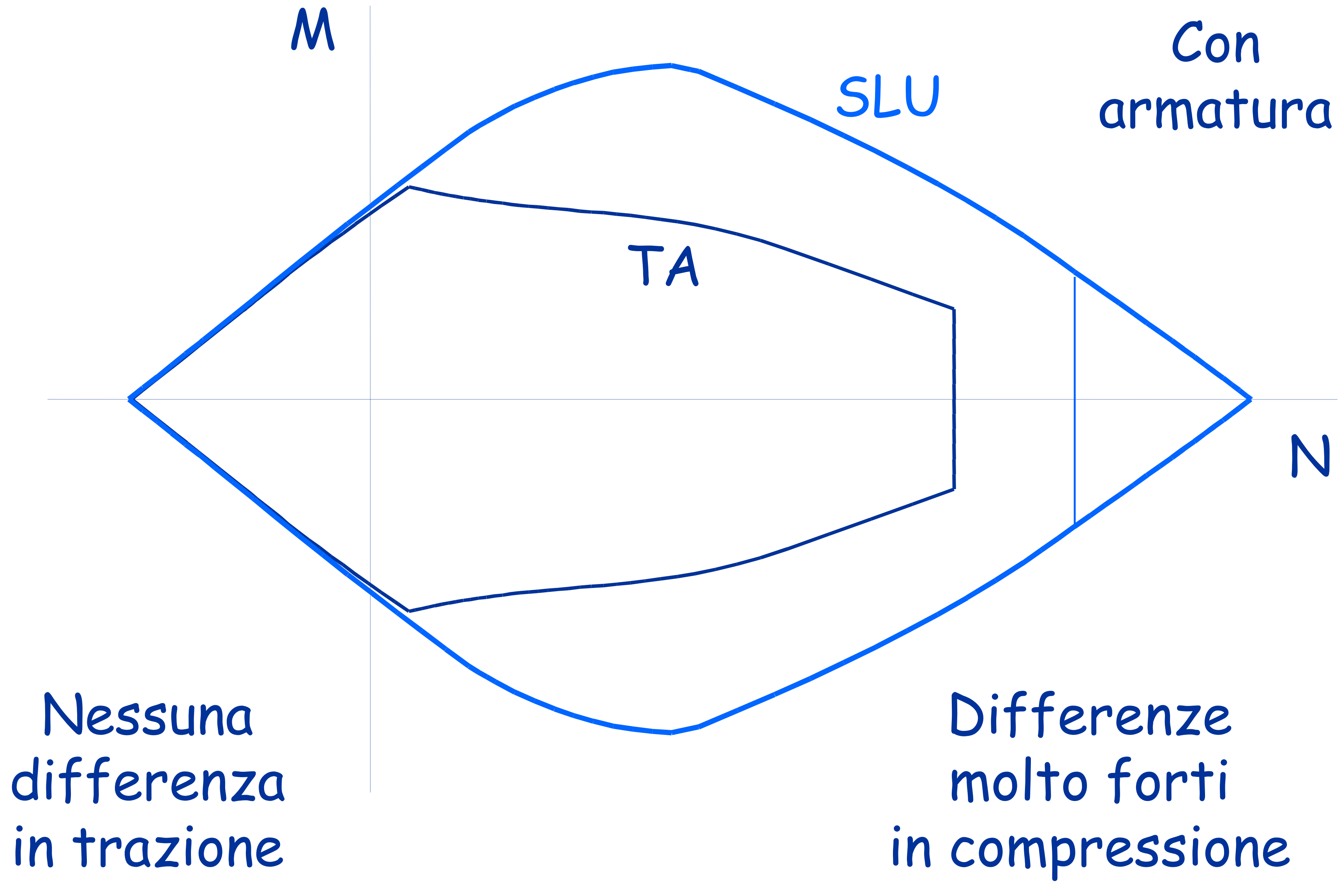
Domini: confronto tra TA e SLU



Senza armatura

Differenze abbastanza modeste

Domini: confronto tra TA e SLU

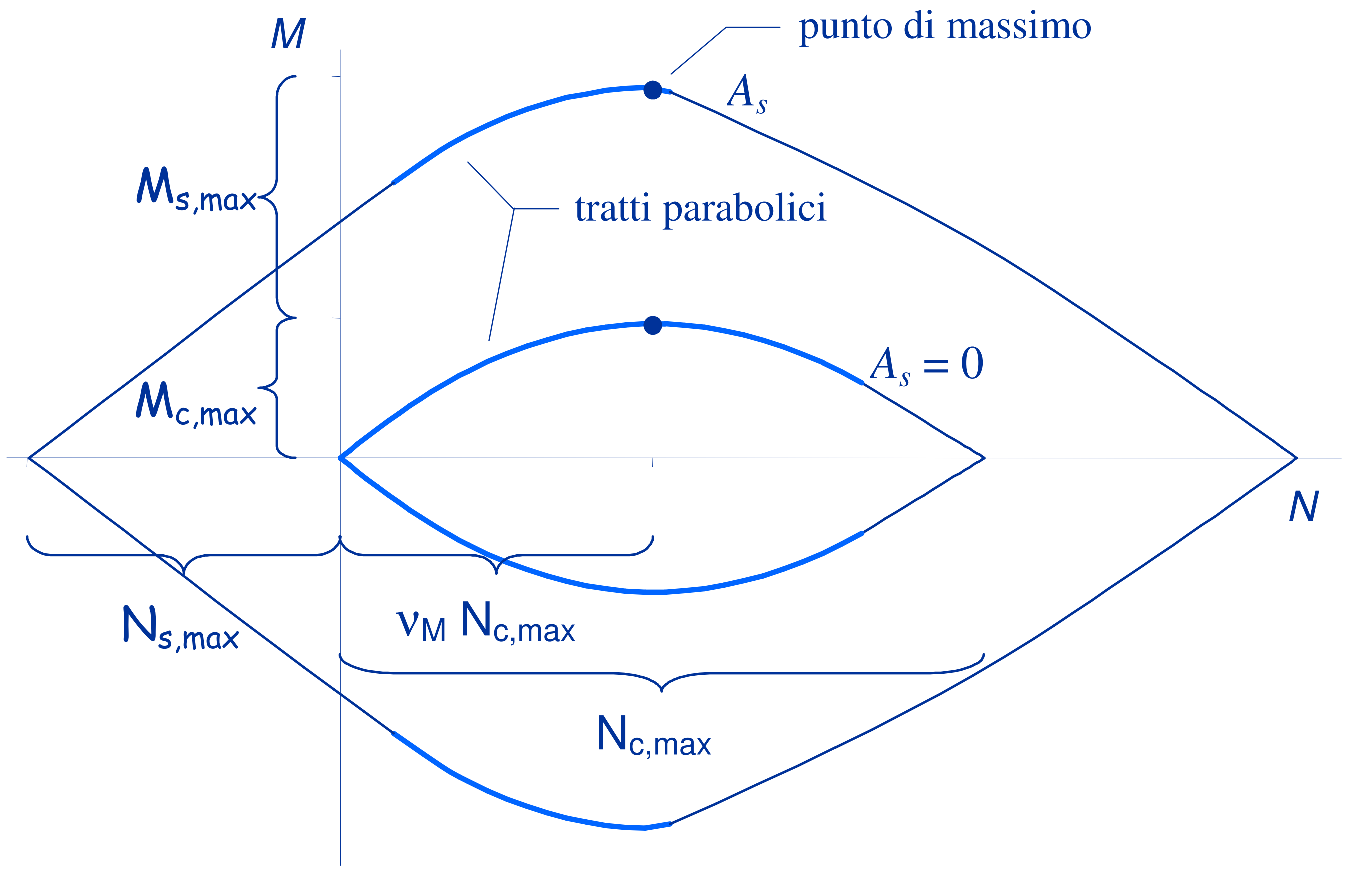


Considerazioni operative per SLU

- La forma del dominio di resistenza (per sezioni rettangolari ad armatura simmetrica) è molto regolare
- È possibile approssimare tale forma con relazioni analitiche
- Le relazioni analitiche facilitano la verifica e consentono un agevole progetto delle armature

Dominio M-N allo SLU

L'andamento delle curve è in più tratti parabolico



Dominio M-N allo SLU

Quando entrambe le armature sono snervate

$$N = -\beta\, b\, x\, f_{cd}$$

$$M = \beta\, b\, x\, f_{cd}\left(\frac{h}{2} - \kappa\, x\right) + 2\, A_s\, f_{yd}\left(\frac{h}{2} - c\right)$$

Il punto di massimo momento si ottiene derivando M

$$\frac{dM}{dx} = 0 \quad \Rightarrow \quad \beta\, b\, f_{cd}\left(\frac{h}{2} - 2\,\kappa\, x\right) = 0 \qquad x = \frac{h}{4\,\kappa} = \frac{119}{198}h \cong 0.60\, h$$

Dominio M-N allo SLU

Quando entrambe le armature sono snervate

$$N = -\beta\, b\, x\, f_{cd} \qquad N = \underbrace{\frac{289}{584}}_{\cong 0.48} b\, h\, f_{cd}$$

$$M = \beta\, b\, x\, f_{cd}\left(\frac{h}{2} - \kappa\, x\right) + 2\, A_s\, f_{yd}\left(\frac{h}{2} - c\right) \qquad M = \underbrace{\frac{289}{2376}}_{\cong 0.12} b\, h^2\, f_{cd} + A_s\, f_{yd}\left(h - 2\, c\right)$$

Il punto di massimo momento si ottiene derivando M

$$\frac{dM}{dx} = 0 \quad \Rightarrow \quad \beta\, b\, f_{cd}\left(\frac{h}{2} - 2\,\kappa\, x\right) = 0 \qquad x = \frac{h}{4\,\kappa} = \frac{119}{198} h \cong 0.60\, h$$

Per questo valore di x si ha

Dominio M-N allo SLU

Nel punto di massimo

$$N = \nu_M \, N_{c,max}$$

$$N_{c,max} = b\,h\,f_{cd}$$

$$\nu_M \cong 0.48$$

$$M_{c,max} \cong 0.12\, b\, h^2\, f_{cd}$$

$$N = \underbrace{\frac{289}{584}}_{\cong 0.48} b\,h\,f_{cd}$$

$$M = \underbrace{\frac{289}{2376}}_{\cong 0.12} b\,h^2\, f_{cd} + A_s\, f_{yd}\,(h - 2\,c)$$

Inoltre:
contributo
dell'armatura

$$M = M_{c,max} + M_{s,max}$$

$$M_{s,max} = A_s\,(h - 2\,c)\,f_{yd}$$

Infine:
massimo sforzo
normale di trazione

$$N_{s,max} = 2\,A_s\,f_{yd}$$

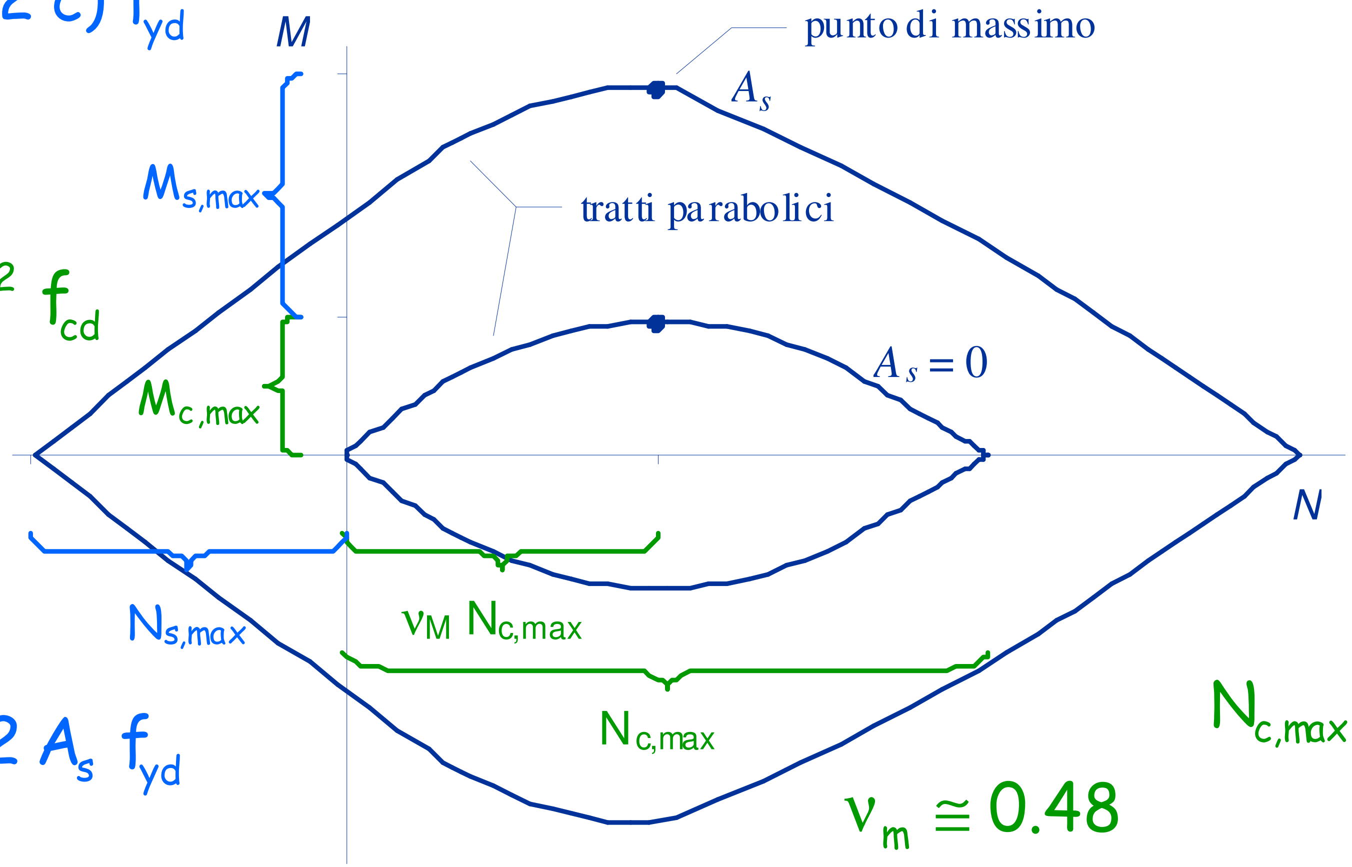
Dominio M-N allo SLU

$M_{s,max} =$

$= A_s\,(h - 2\,c)\,f_{yd}$

$M_{c,max} =$

$\cong 0.12\,b\,h^2\;f_{cd}$



$N_{s,max} = 2\,A_s\;f_{yd}$

$N_{c,max} = b\,h\,f_{cd}$

$\nu_m \cong 0.48$

Valori base per dominio M-N

	Calcestruzzo	Acciaio
N	$N_{c,max} = b\,h\,f_{cd}$	$N_{s,max} = 2\,A_s\,f_{yd}$
M	$M_{c,max} \cong 0.12\,b\,h^2\,f_{cd}$	$M_{s,max} = A_s\,(h - 2\,c)\,f_{yd}$

Formulazione analitica

Momento resistente M_{Rd} in funzione di N_{Rd}:

$$M_{Rd} = (M_{c,max} + M_{s,max})\left[1 - \left|\frac{N_{Rd} + 0.48\,N_{c,max}}{0.48\,N_{c,max} + N_{s,max}}\right|^m\right]$$

con $$m = 1 + \frac{0.48\,N_{c,max}}{0.48\,N_{c,max} + N_{s,max}}$$

Nota: uso N>0 per tensoflessione, N<0 per pressoflessione

Formulazione analitica

Verifica di resistenza:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,max} + M_{s,max}} + \left| \frac{N_{Ed} + 0.48\, N_{c,max}}{0.48\, N_{c,max} + N_{s,max}} \right|^m \leq 1$$

con $$m = 1 + \frac{0.48\, N_{c,max}}{0.48\, N_{c,max} + N_{s,max}}$$

Nota: uso N>0 per tensoflessione, N<0 per pressoflessione

Formule alternative

– per N_{Ed} < 0 (tensoflessione)

$$M_{Rd} = M_{s,max}\left(1 + \frac{N_{Ed}}{N_{s,max}}\right)$$

– per 0 < N_{Ed} < 0.48 $N_{c,max}$

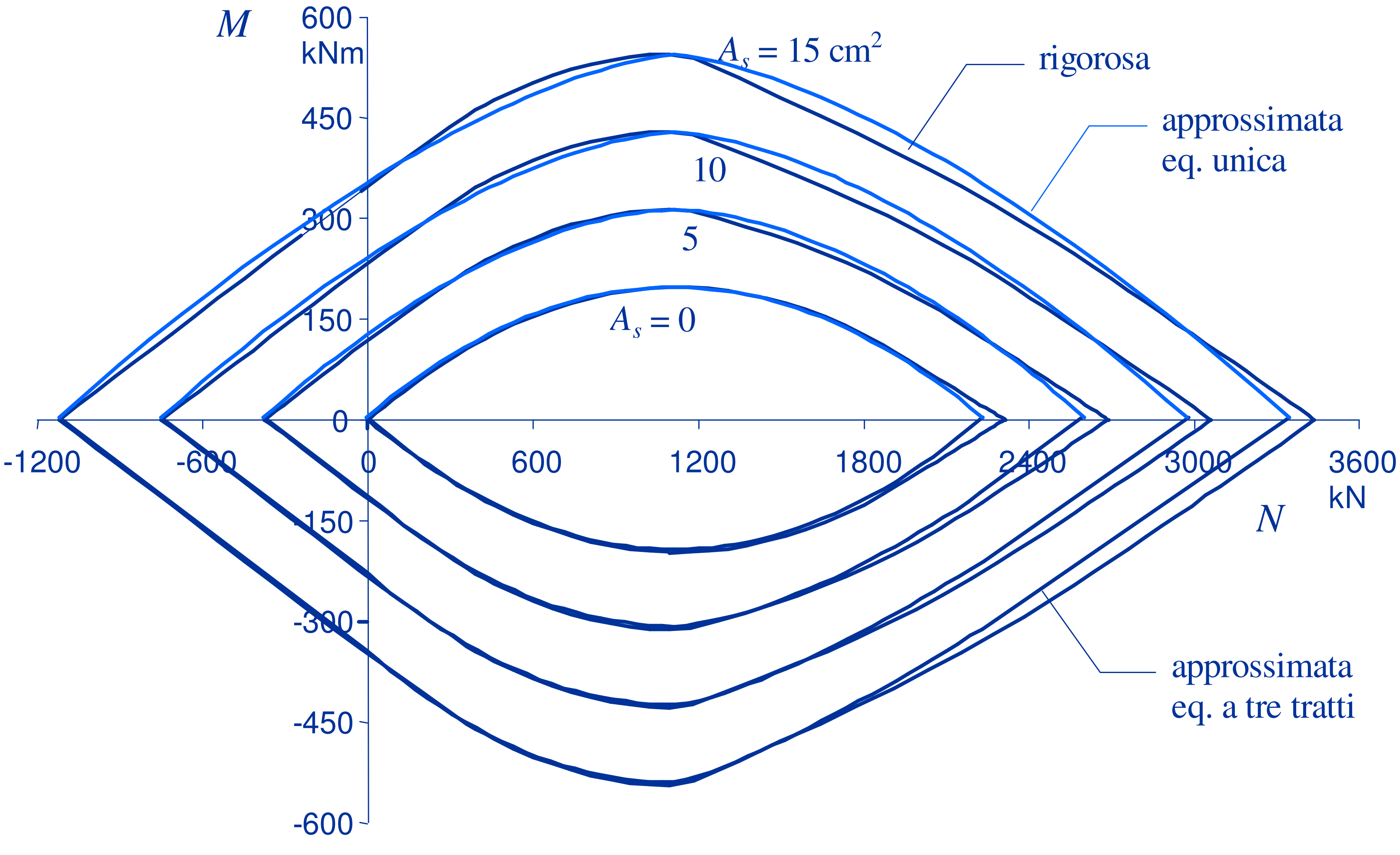
$$M_{Rd} = M_{c,max}\left[1 - \left(\frac{N_{Ed} + 0.48\,N_{c,max}}{0.48\,N_{c,max}}\right)^2\right] + M_{s,max}$$

– per N_{Ed} > 0.48 $N_{c,max}$

$$M_{Rd} = \left(M_{c,max} + M_{s,max}\right)\left[1 - \left(\frac{\left|N_{Ed} + 0.48\,N_{c,max}\right|}{0.52\,N_{c,max} + N_{s,max}}\right)^n\right]$$

$$\text{con} \qquad n = 1 + \left(\frac{0.48\,N_{c,max}}{0.52\,N_{c,max} + N_{s,max}}\right)^2$$

Confronto



M
600
kNm
450
300
150
0
-150
-300
-450
-600
-1200
-600
0
600
1200
1800
2400
3000
3600
kN
N
$A_s = 15$ cm^2
10
5
$A_s = 0$
rigorosa
approssimata
eq. unica
approssimata
eq. a tre tratti

Esempio – verifica a pressoflessione

Dati geometrici

Sezione 40x70

$A_s = A'_s = 3\ \varnothing 14$

Materiale

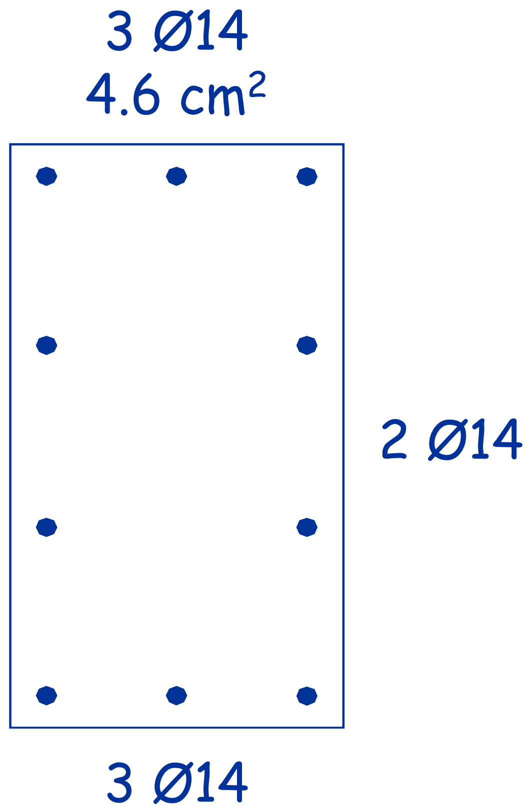
Calcestruzzo C25/30

Acciaio B450C

Sollecitazioni

$N_{Ed} = -1300$ kN

$M_{Ed} = 400$ kNm



Esempio - verifica a pressoflessione

Valori resistenti del calcestruzzo:

$$N_{c,max} = b\,h\,f_{cd} = 0.40 \times 0.70 \times 14.2 \times 10^3 = 3976\ \mathrm{kN}$$

$$\nu_M\ N_{c,Rd} = 0.486 \times 3976 = 1932\ \mathrm{kN}$$

$$M_{c,max} = \frac{289}{2376}\, b\,h^2\ f_{cd} = 0.1216 \times 0.40 \times 0.70^2 \times 14.2 \times 10^3$$

$$M_{c,max} = 338.4\ \mathrm{kNm}$$

Esempio - verifica a pressoflessione

Valori resistenti dell'acciaio:

$$N_{s,max} = 2\,A_s\,f_{yd} = 2 \times 4.62 \times 391 \times 10^{-1}$$
$$N_{s,max} = 361.2\text{ kN}$$

$$M_{s,max} = A_s(h-2c)f_{yd} = 4.62 \times (0.70 - 2 \times 0.04) \times 391 \times 10^{-1}$$
$$M_{s,max} = 112.0\text{ kNm}$$

Esempio - verifica a pressoflessione

Momento resistente:

$$m = 1 + \frac{\nu_M N_{c,max}}{\nu_M N_{c,max} + N_{s,max}} = 1 + \frac{1932}{1932 + 361.2} = 1.842$$

$$M_{Rd} = (M_{c,max} + M_{s,max}) \left[1 - \left| \frac{N_{Rd} + \nu_M N_{c,max}}{\nu_M N_{c,max} + N_{s,max}} \right|^m \right] =$$

$$= (338.4 + 112.0) \left[1 - \left| \frac{-1300 + 1932}{1932 + 361.2} \right|^{1.842} \right] =$$

$$= 408.5 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} < M_{Rd}$$

Sezione verificata

Esempio - verifica a pressoflessione

Oppure:

$$m = 1.842$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,max} + M_{s,max}} + \left| \frac{N_{Ed} + \nu_M N_{c,max}}{\nu_M N_{c,max} + N_{s,max}} \right|^m \leq 1$$

$$\frac{400}{338.4 + 112.0} + \left| \frac{-1300 + 1932}{1932 + 361.2} \right|^{1.842} =$$

$$= 0.888 + 0.093 = 0.981 \leq 1$$

Sezione verificata

Progetto dell'armatura

Il momento affidato alle armature è

$$M_{Ed,red} = M_{Ed} - M_{c,max}\left[1-\left(\frac{N_{Ed}+\nu_M\, N_{c,max}}{\nu_M\, N_{c,max}}\right)^2\right]$$

L'armatura necessaria è quindi $$A_s = \frac{M_{Ed,red}}{z\, f_{yd}}$$

z è il braccio della coppia interna costituita dalle armature $$z = h - 2\,c \cong 0.9\,d$$

Nota: la formula vale rigorosamente solo per $0 \leq |N_{Ed}| \leq \nu_M\, N_{c,max}$

Esempio - progetto dell'armatura

Dati geometrici

Sezione 40x70

Sollecitazioni

N_{Ed} = -1300 kN
M_{Ed} = 400 kNm

$$M_{Ed,red} = 400 - 338.4\left[1 - \left(\frac{-1300 + 1932}{1932}\right)^2\right] = 97.8 \text{ kNm}$$

Armatura necessaria:

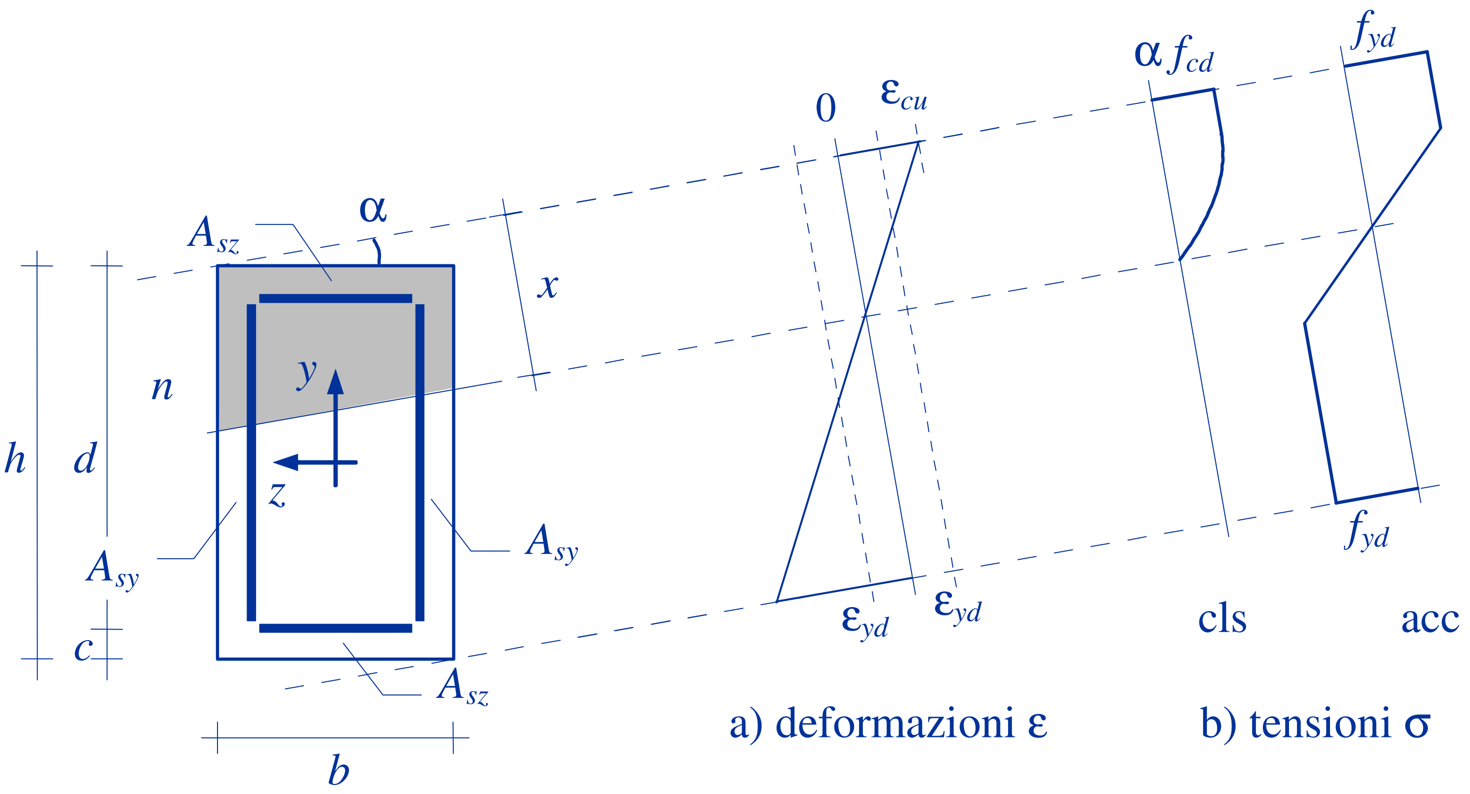
$$A_s = \frac{97.8}{0.9 \times 0.66 \times 391} \times 10 = 4.2 \text{ cm}^2$$

Domini M-N
per flessione composta deviata

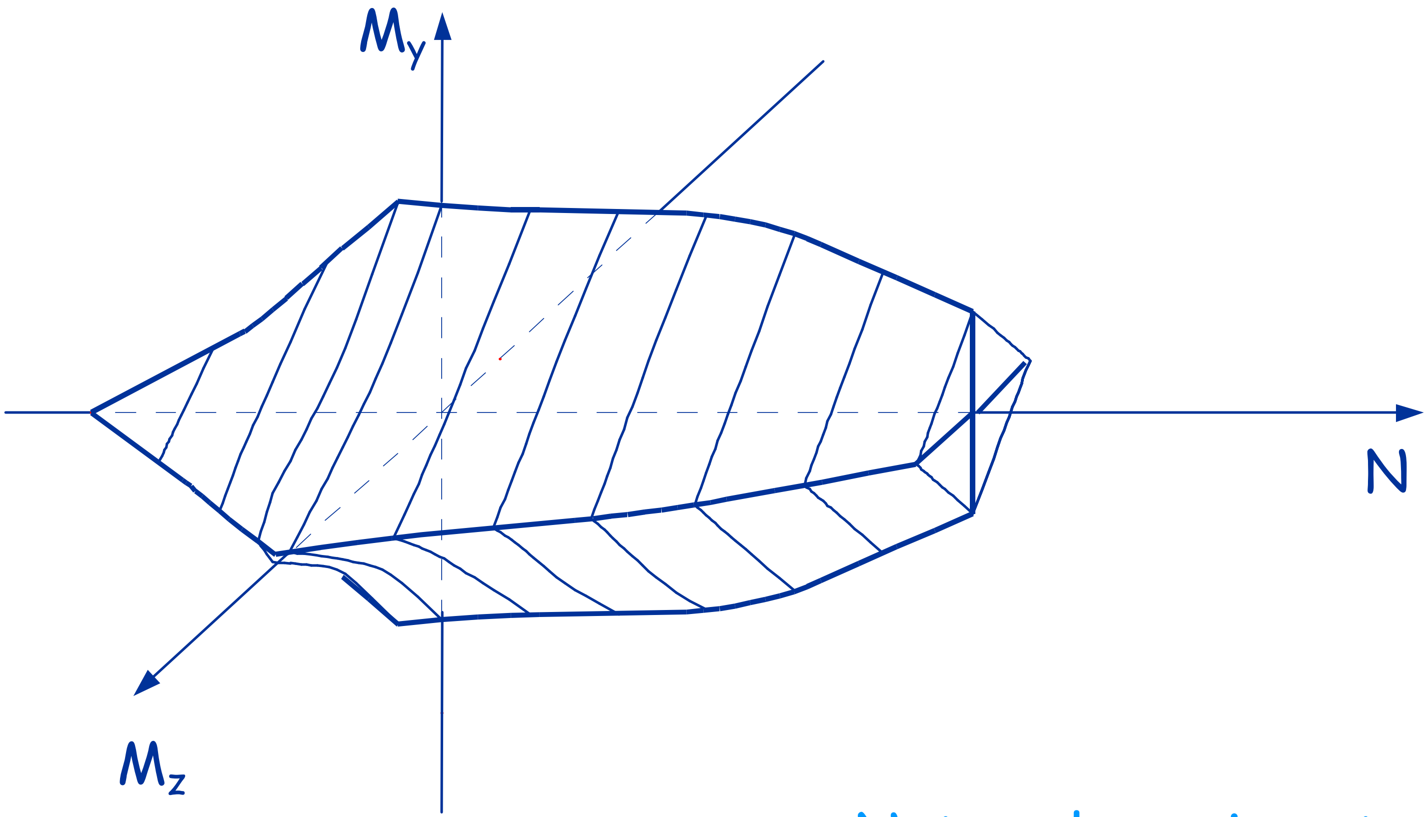
Pressoflessione deviata

Procedimento per la costruzione del dominio M_y-M_z-N

- analogo a quello descritto per pressoflessione retta
- più complicato per l'inclinazione dell'asse neutro



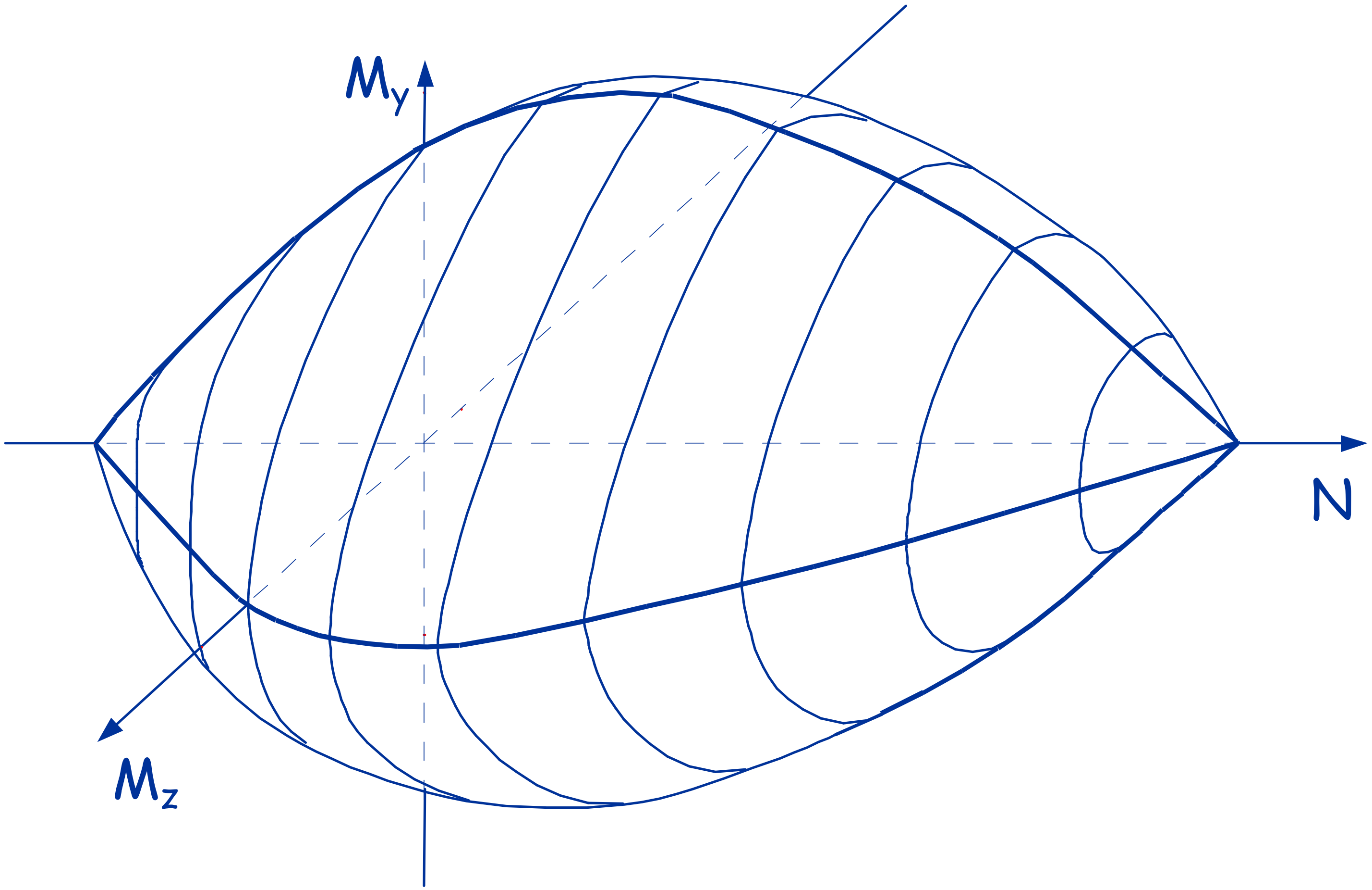
Dominio alle TA



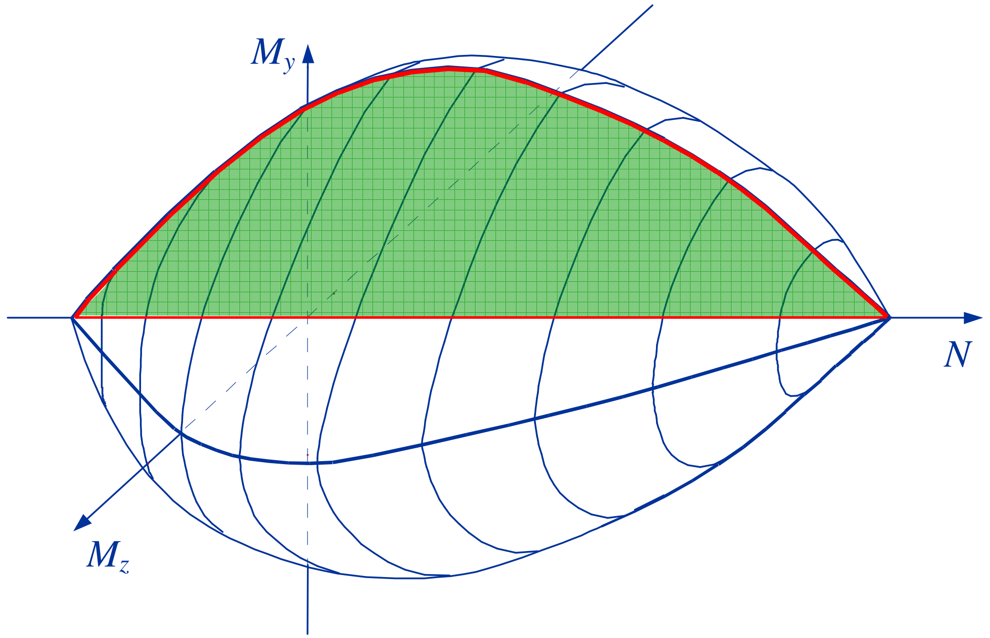
Notare la sezione trasversale:

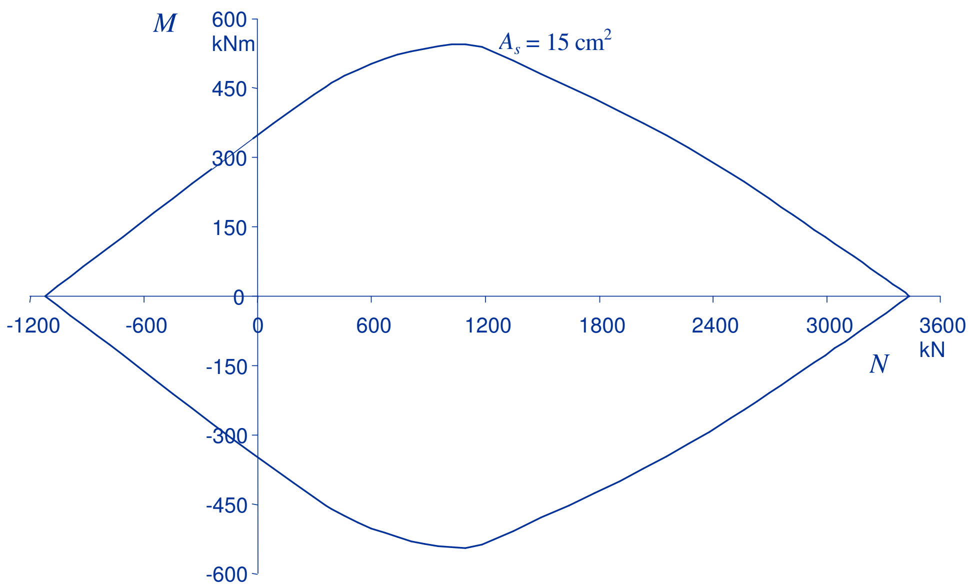
la presenza contemporanea di M_y e M_z è molto penalizzante

Dominio allo SLU



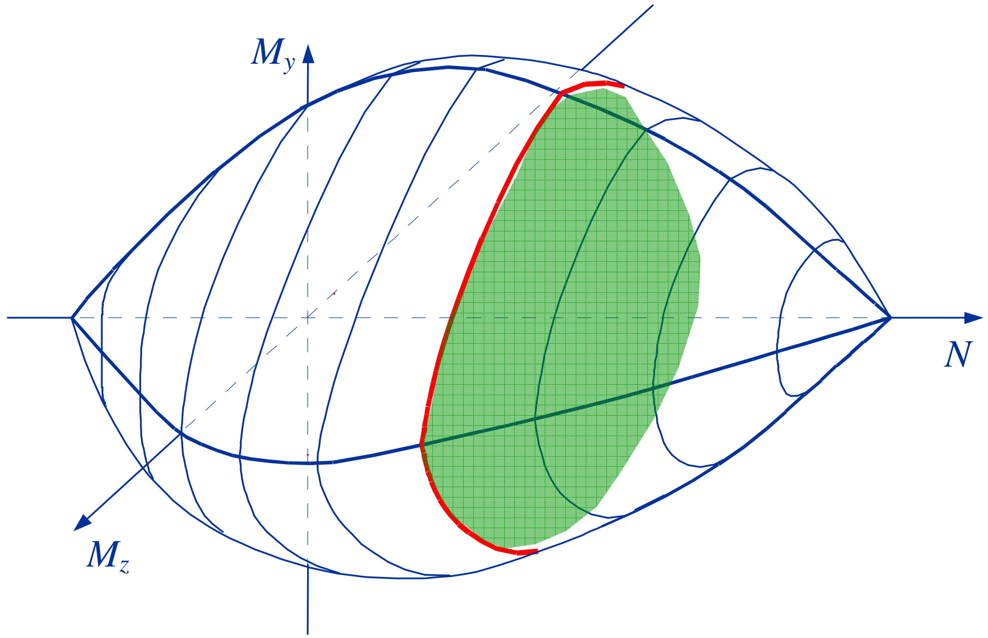
Dominio allo SLU





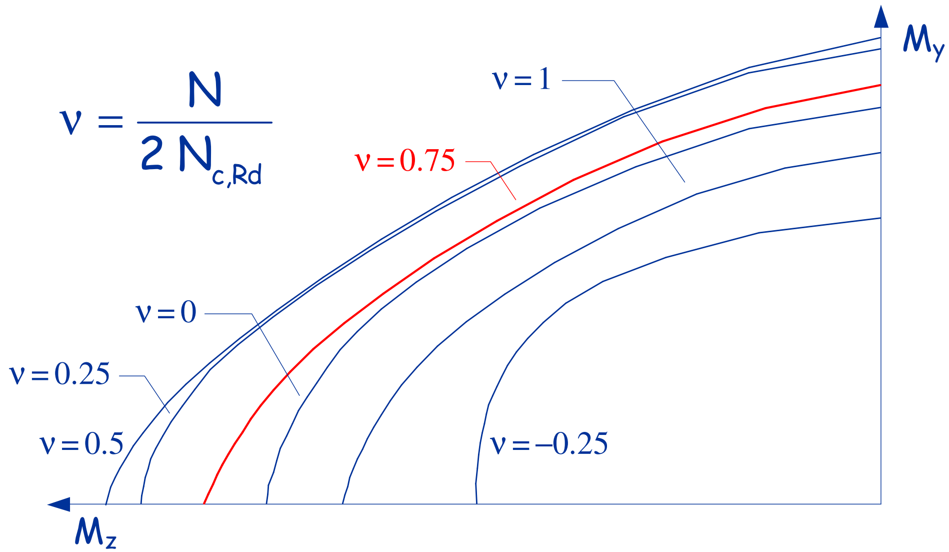
Dominio allo SLU

$$\left(\frac{M_z}{M_{z,Rd}}\right)^p + \left(\frac{M_y}{M_{y,Rd}}\right)^q = 1$$



Consiglio:
usare p = q = 1.5

$$\nu = \frac{N}{2\,N_{c,Rd}}$$

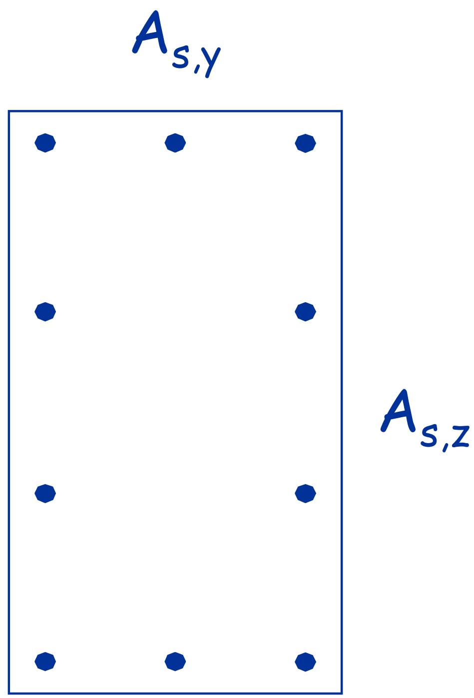


Nota: per N≅0 si può usare un esponente maggiore, fino a 2

Considerazioni

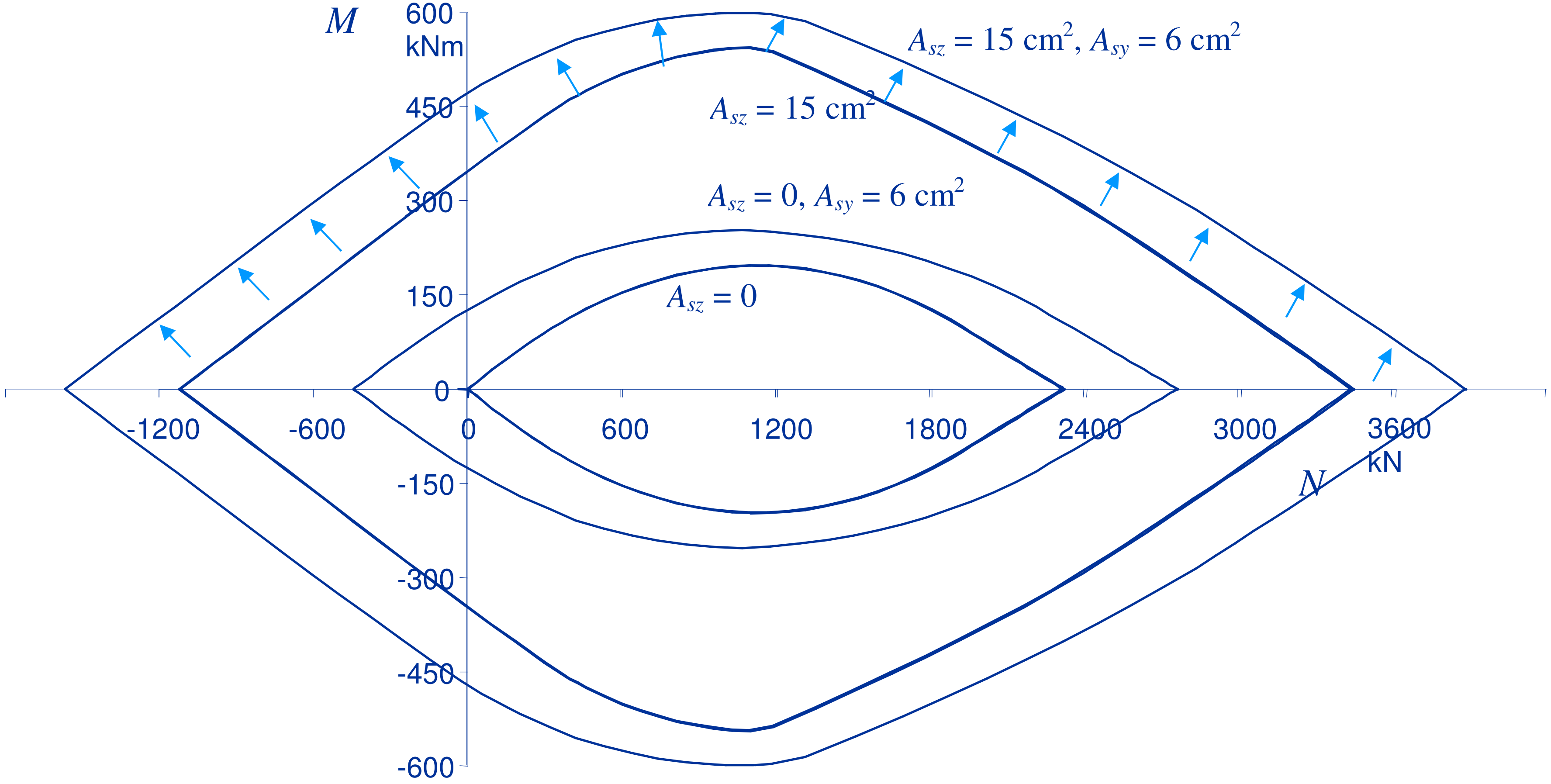
Nel calcolare il momento resistente $M_{Rd,y}$ si dovrebbe prendere in considerazione anche l'armatura sul lato verticale

e viceversa



Considerazioni

Ciò porterebbe ad un incremento del momento resistente



Considerazioni

Ciò porterebbe ad un incremento del momento resistente

$$M_{Rd} = (M_{c,max} + M_{sz,max} + M_{sy,max})\left[1 - \left(\frac{N_{Rd} + \nu_M N_{c,max}}{\nu_M N_{c,max} + N_{sz,max} + N_{sy,max}}\right)^m\right]$$

con $$m = 1 + \left(\frac{\nu_M N_{c,max} + N_{sy,max}}{\nu_M N_{c,max} + N_{sz,max} + N_{sy,max}}\right)$$

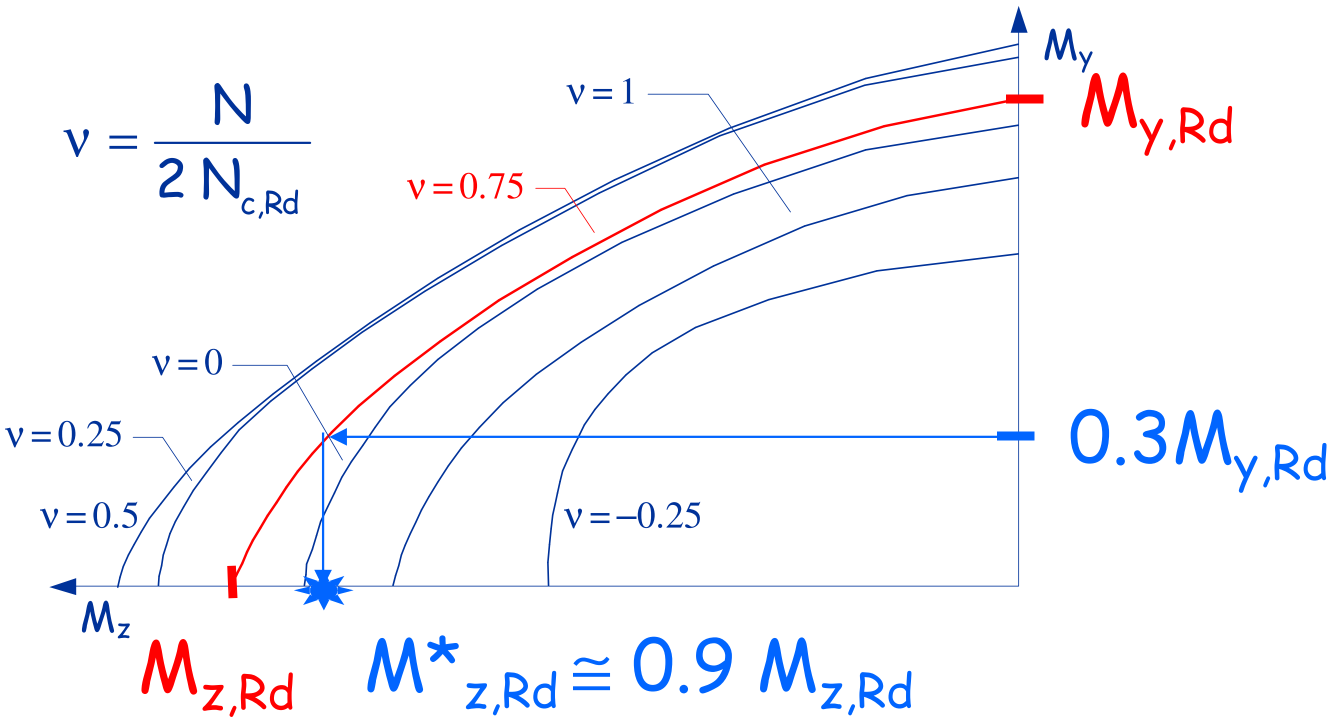
Valori base per dominio M-N
includendo l'armatura "di parete"

	Calcestruzzo	Acciaio
N	$\nu_M \, N_{c,max} = \frac{289}{594} \, b \, h \, f_{cd}$	$\cancel{N_{s,max} = 2 \, A_s \, f_{yd}}$ $N_{s,max} = 2 \, (A_s + A_{s,p}) \, f_{yd}$
M	$M_{c,max} = \frac{289}{2376} \, b \, h^2 \, f_{cd}$	$\cancel{M_{s,max} = A_s \, (h - 2 \, c) \, f_{yd}}$ $M_{s,max} = (A_s + 0.4 \, A_{s,p}) \, (h - 2 \, c) \, f_{yd}$

E' possibile usare le stesse formule modificando $N_{s,max}$ e $M_{s,max}$

Considerazioni

Contemporaneamente, la presenza di momento nella direzione trasversale riduce il momento resistente



Indicazioni operative

Finché il momento trasversale non è eccessivo, i due effetti si compensano

E' possibile progettare a pressoflessione retta, separatamente per le due direzioni,

e poi effettuare un controllo a pressoflessione deviata