



*Ordine Ingegneri Provincia
Barletta-Andria-Trani*



**La Progettazione Strutturale secondo D.M. 14.01.08 e
Circolare Applicativa
Andria, 4 Giugno 2010**

Progettazione di strutture in c.a.

Maurizio Orlando

*Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale
Università degli Studi di Firenze*

www.dicea.unifi.it/maurizio.orlando



Ordine Ingegneri Provincia
Barletta-Andria-Trani



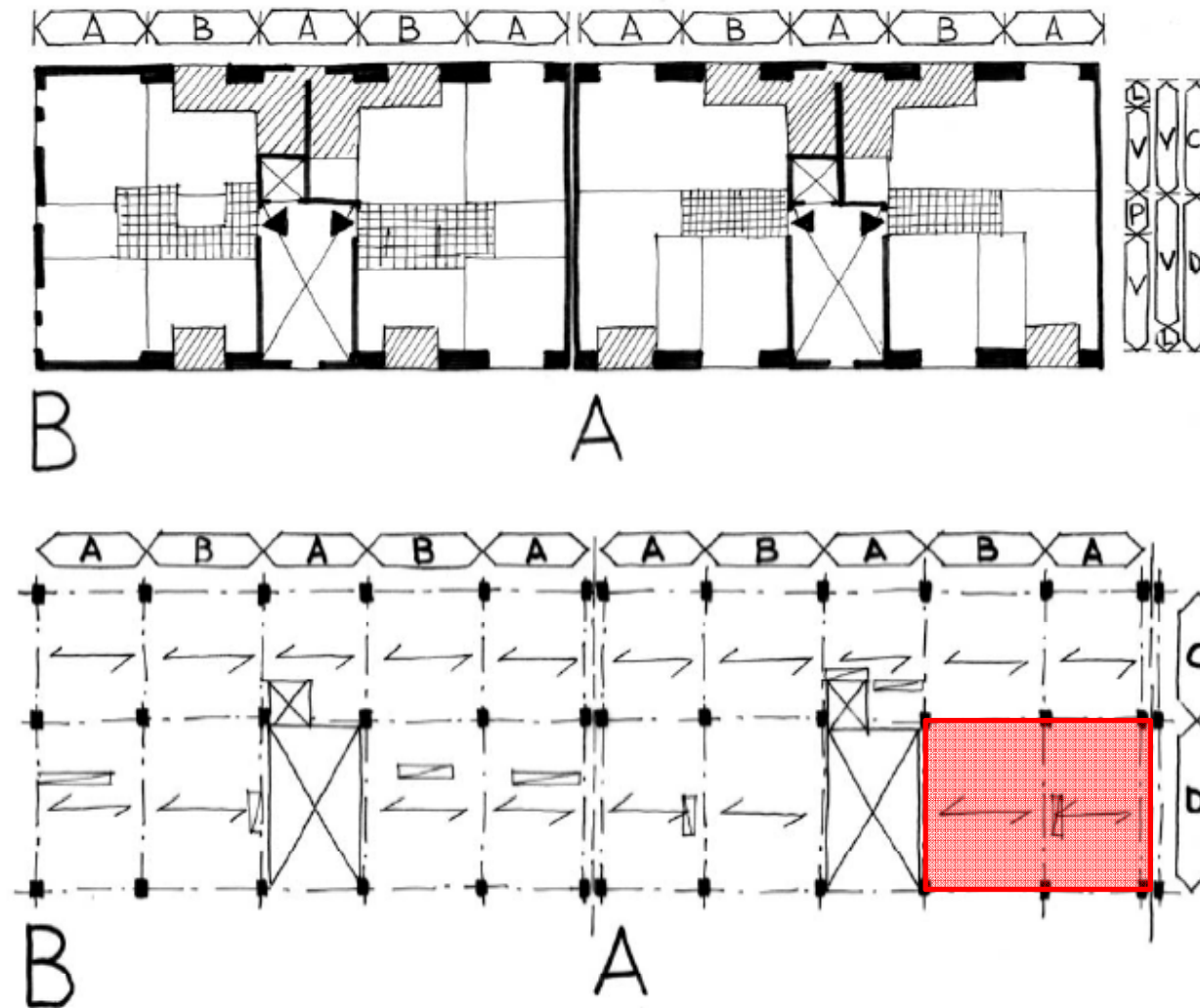
La Progettazione Strutturale secondo D.M. 14.01.08 e Circolare Applicativa

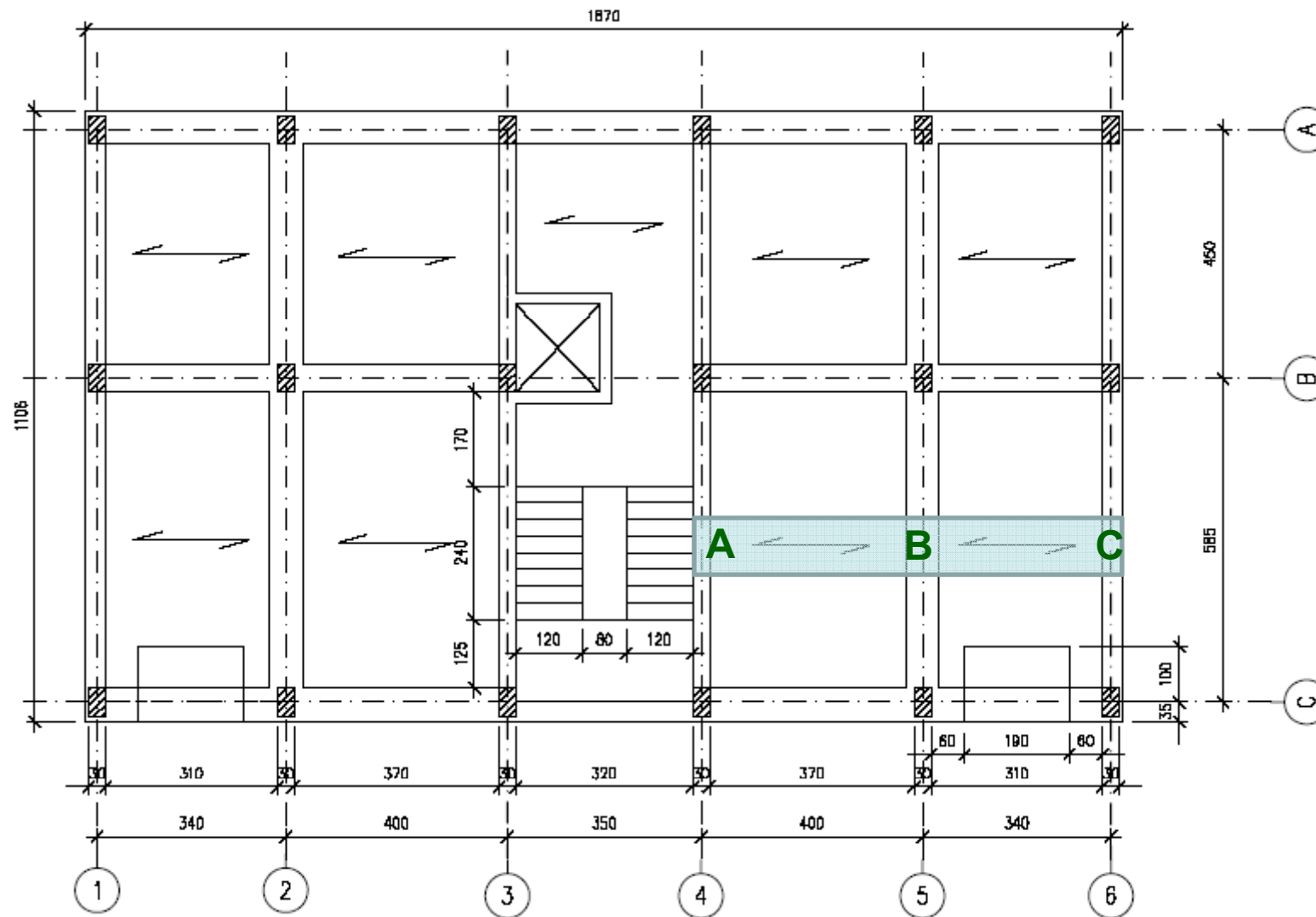
Andria, 4 Giugno 2010

Progettazione di strutture in c.a.

Solaio in latero - cemento

Solaio in latero-cemento





C4.1.9.1.2 Limiti dimensionali

Le varie parti del solaio devono rispettare i seguenti limiti dimensionali:

- a) la larghezza delle nervature deve essere non minore di $1/8$ del loro interasse e comunque non inferiore a 80 mm. Nel caso di produzione di serie in stabilimento di pannelli solaio completi, il limite può scendere a 50 mm
- b) l'interasse delle nervature deve essere non maggiore di 15 volte lo spessore della soletta
- c) la dimensione massima del blocco di laterizio non deve essere maggiore di 520 mm

NESSUNA PRESCRIZIONE PER LO SPESSORE MINIMO

scelta dello spessore

si fissa uno spessore che rispetta i rapporti massimi di snellezza (L/s) indicati nella Circolare perché la **verifica di deformazione** sia soddisfatta senza calcolo diretto

$$\lambda = l/h \leq \lambda_{\text{lim}}$$

$$\lambda \leq K \left[11 + \frac{0,0015 \cdot f_{ck}}{\rho + \rho'} \right] \cdot \left[\frac{500 A_{s, \text{eff.}}}{f_{yk} A_{s, \text{calc.}}} \right]$$



Tabella C4.1.I (Circolare n. 617)

Sistema strutturale	K	Calcestruzzo molto sollecitato $\rho=1,5\%$	Calcestruzzo poco sollecitato $\rho=0,5\%$
Travi semplicemente appoggiate, piastre incernierate mono o bidirezionali	1,0	14	20
Campate terminali di travi continue o piastre continue monodirezionali o bidirezionali continue sul lato maggiore	1,3	18	26
Campate intermedie di travi continue o piastre continue mono o bidirezionali	1,5	20	30
Piastre non nervate sostenute da pilastri (snellezza relativa alla luce maggiore)	1,2	17	24
Mensole	0,4	6	8
<p>Note: Le snellezze limite sono state valutate ponendo, nella formula C4.1.13 $f_{ck}=30 \text{ MPa}$ $\left[\frac{500A_{s,eff.}}{f_{yk}A_{s,calc.}} \right] = 1$</p> <p>Per piastre bidirezionali si fa riferimento alla luce minore; per piastre non nervate si considera la luce maggiore.</p> <p>I limiti per piastre non nervate sostenute da pilastri corrispondono ad una freccia in mezzera maggiore di 1/250 della luce: l'esperienza ha dimostrato che, comunque, tali limiti sono soddisfacenti.</p>			

le NTC indicano inoltre come utilizzare i valori della tabella per varie situazioni (travi a T, travi caricate da tramezzi, elementi in c.a.p., ecc.)

Tabella C4.1.I (Circolare n. 617) – Valori aggiornati per tenere conto di valori diversi per le resistenze caratteristiche dei materiali e del rapporto $A_{s,eff} / A_{s,cl}$

		$A_{s,eff}/A_{s,calc.}$ = 1,0		$A_{s,eff}/A_{s,calc.}$ = 1,0		$A_{s,eff}/A_{s,calc.}$ = 1,1	
		f_{ck}	f_{yk}	f_{ck}	f_{yk}	f_{ck}	f_{yk}
campate terminali	K	30	500	25	450	25	450
	1	14	20	15	21	17	23
	1,3	18	26	20	27	21	29
	1,5	20	30	23	31	25	34
campate intermedie	1,2	17	24	18	25	20	27
	0,4	6	8	6	8	7	9

MATERIALI

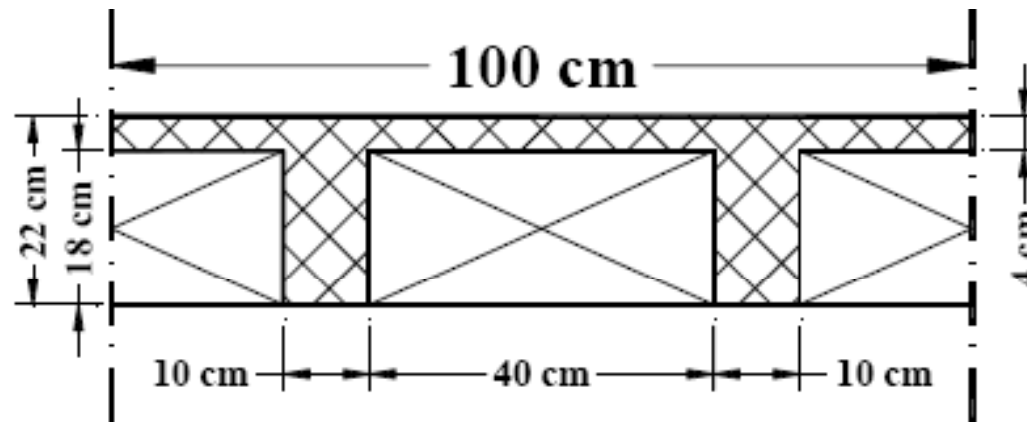
Calcestruzzo C25/30

$$f_{cd} = 0,85 f_{ck} / 1,5 = 0,85 \cdot 25 / 1,5 = 14,16 \text{ N/mm}^2 \quad (\cong 0,47 R_{ck})$$

$$f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3} = 0,30 \cdot 25^{2/3} = 2,56 \text{ N/mm}^2$$

Acciaio B450C

$$f_{yd} = f_{yk} / 1,15 = 450 / 1,15 = 391 \text{ N/mm}^2$$



CARICHI DISTRIBUITI

Carichi Permanenti Totali **5,38 kN/m²**

di cui strutt. + portati compiutamente definiti: 4,18 kN/m²

portati non comp. definiti (tramezzi): 1,20 kN/m²

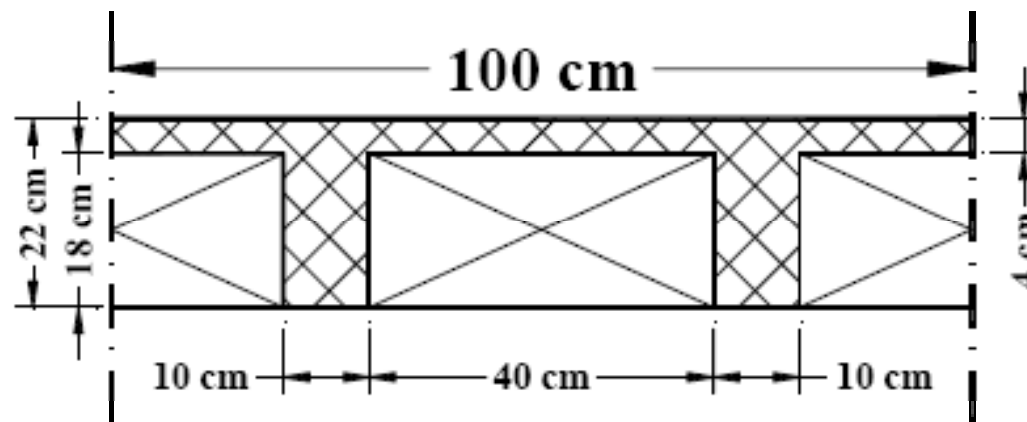
Carico variabile (cat. A) **2,00 kN/m²**

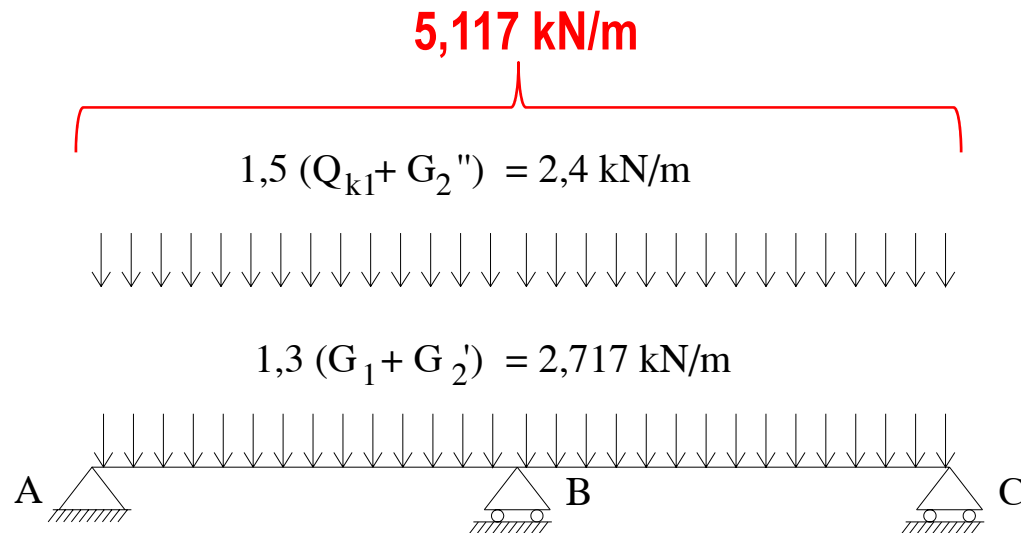
CARICHI PER TRAVETTO

Perm. strutt. G_1 + portati compiutam. definiti G_2' **2,09 kN/m**

Perm. non compiutam. definiti G_2'' **0,60 kN/m**

Carico variabile (cat. A) Q_1 **1,00 kN/m**





COMB1 PER SLU

**MINIMO MOMENTO
ALL'APPOGGIO**

COMB2 PER SLU

**MASSIMO MOMENTO
IN CAMPATA**

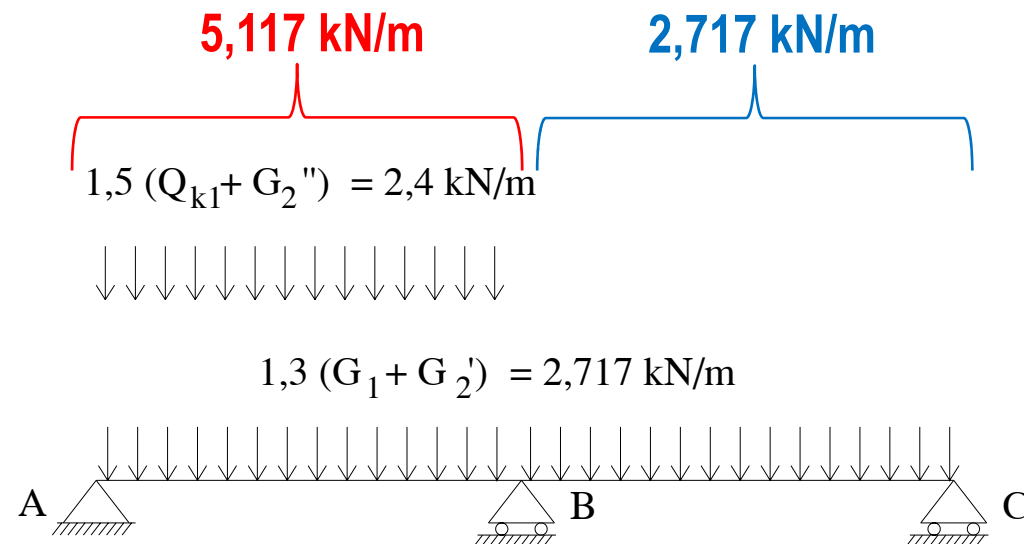
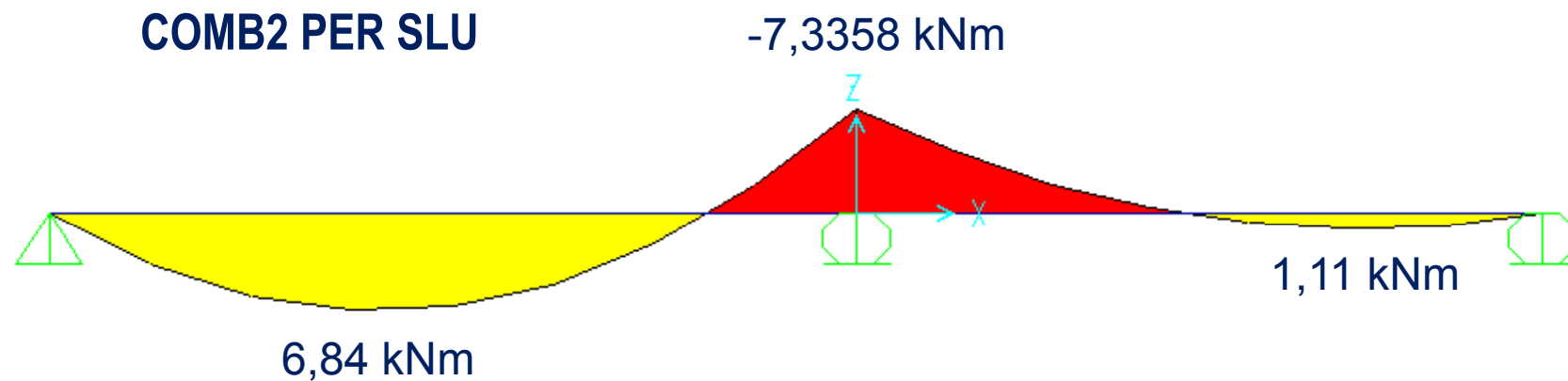
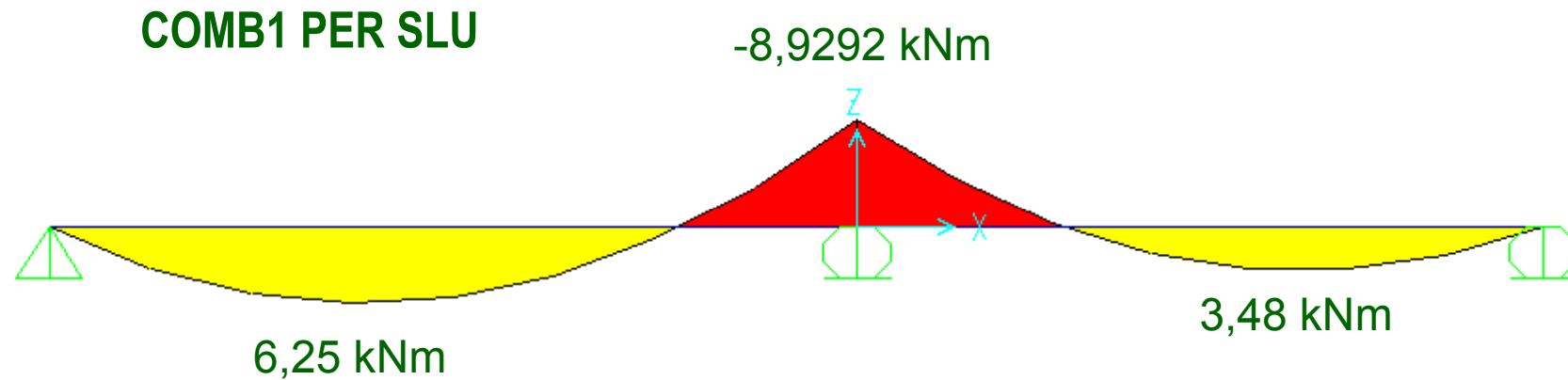


DIAGRAMMA MOMENTI FLETTENTI



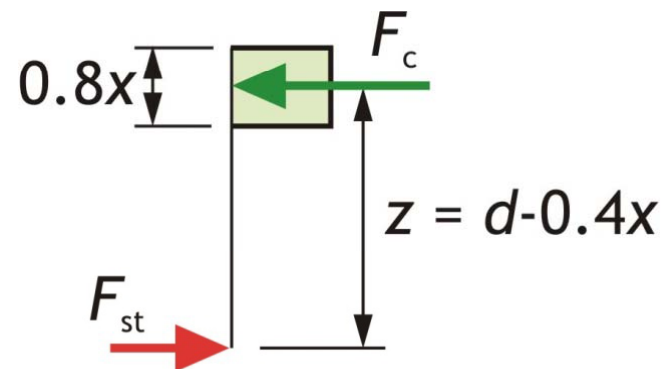
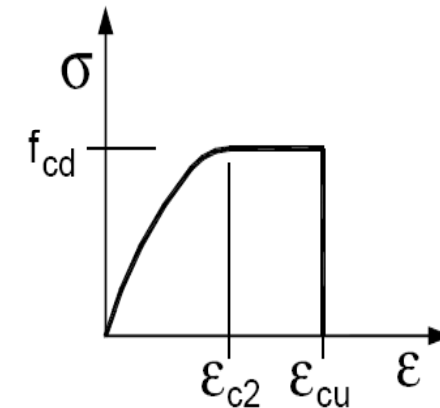
PROGETTO SEZIONE INFLESSA A SEMPLICE ARMATURA

per calcestruzzo di classe fino a C50/60, si ha:

$$\varepsilon_{cu} = 0,0035$$

$$f_{cd} = 0,85 f_{ck} / 1,5$$

$$f_{yd} = f_y / 1,15$$



PROGETTO ARMATURE SOLAIO

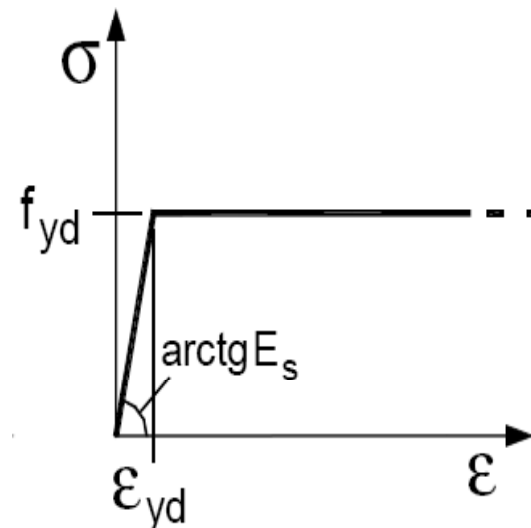
sezione inflessa con armatura semplice

leggi costitutive di progetto

per l'**acciaio teso** il diagramma elastico-perfettamente plastico, che non richiede quindi il controllo del limite di deformazione dell'acciaio

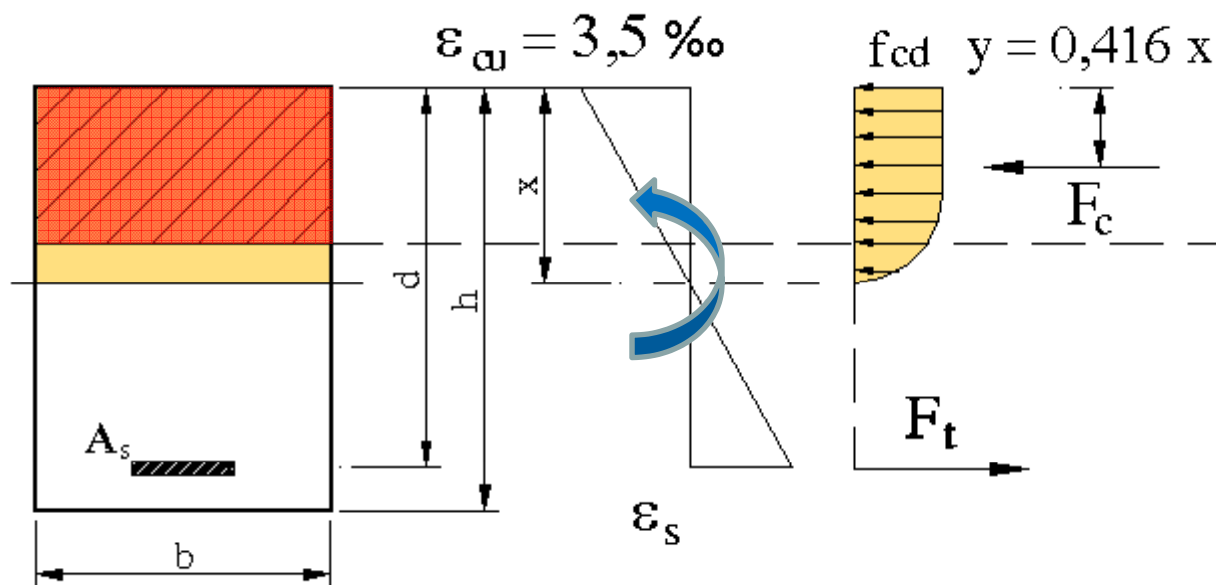
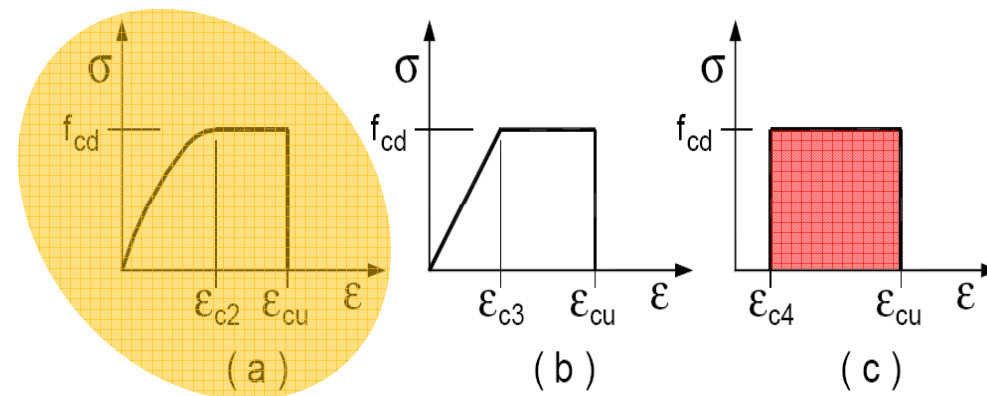
$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{f_{yk}}{1,15}$$

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{450}{200000} = 1,96 \text{ ‰}$$



PROGETTO ARMATURE SOLAIO

leggi costitutive di progetto
per il calcestruzzo



area parabola-rettangolo: $(17/21) f_{cd} x = 0,8095 f_{cd} x$

PROGETTO ARMATURE

calcolo di x

equilibrio alla rotazione intorno al baricentro delle armature tese

calcolo di A_s

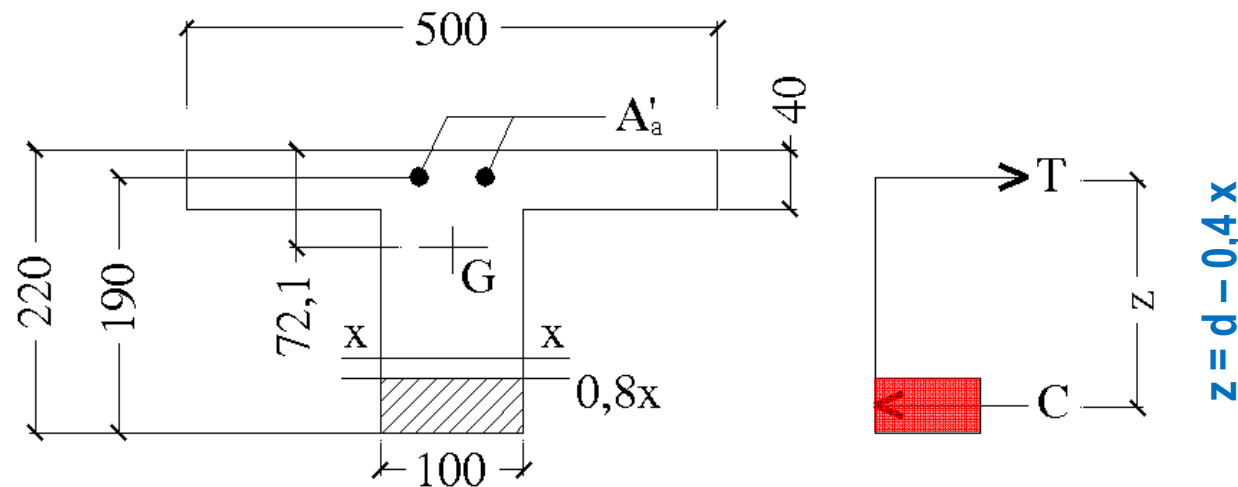
equilibrio alla traslazione, nell'ipotesi di armatura tesa snervata ($f_s = f_{yd}$)

controllo armatura minima (4.1.6.1.1 NTC):

$$A_{s,req} \geq A_{s,min} = 0,26 b_t d f_{ctm} / f_{yk} > 0,0013 b_t d$$

PROGETTO ARMATURE SEZIONE DI APPOGGIO ($M_{Ed} = 8,9292 \text{ kNm}$)

calcolo di x dall'equazione di equilibrio alla rotazione della sezione intorno al baricentro delle armature tese



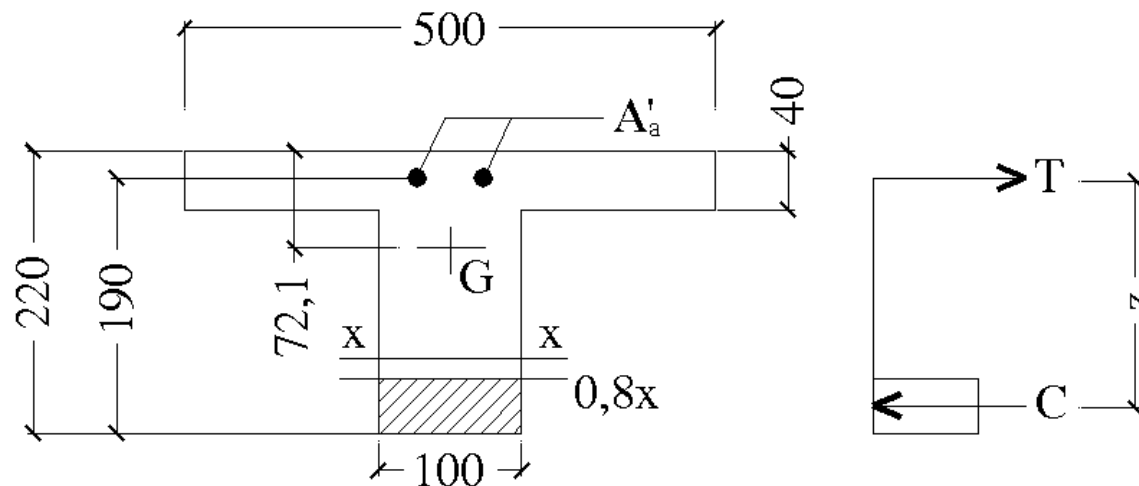
$$\underbrace{0,8 b x f_{cd}}_C \underbrace{(d - 0,4 x)}_z = M_{Ed} \Rightarrow \begin{aligned} x &= 46 \text{ mm} \\ z &= d - 0,4 x = 171,6 \text{ mm} \end{aligned}$$

PROGETTO ARMATURE SEZIONE DI APPOGGIO

calcolo di A_s

$$A_s = M_{Ed} / (f_{yd} \cdot z) = 8.929.200 / (391 \cdot 171,6) = 133 \text{ mm}^2$$

si adottano **2 ϕ 10** ($A_s = 157 \text{ mm}^2$)



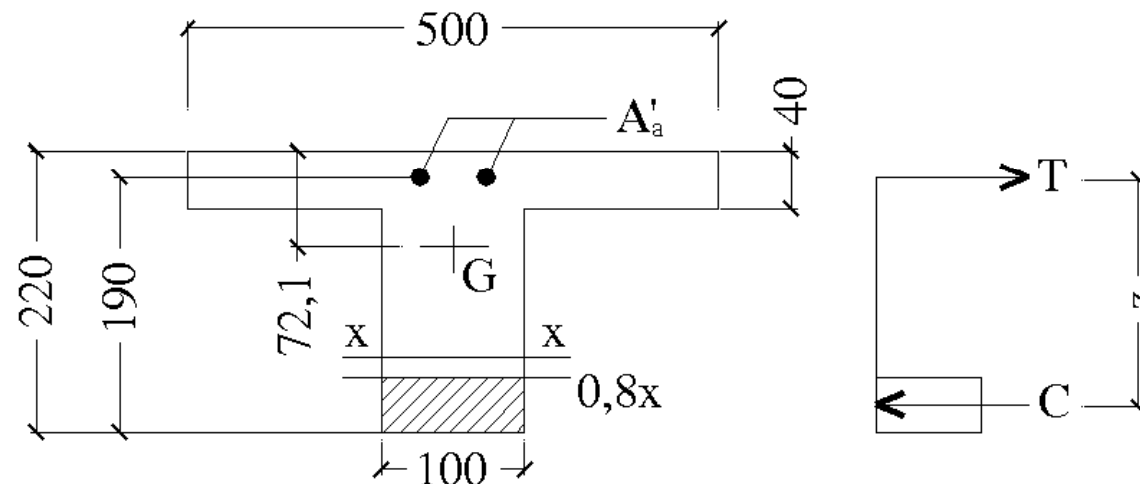
PROGETTO ARMATURE SEZIONE DI APPOGGIO

OSS.NE

$$z = 171,6 \text{ mm}$$

$$z/d = 171,6 / 190 = 0,903$$

$$A_s = M_{Ed} / (f_{yd} \cdot z) = M_{Ed} / (f_{yd} \cdot 0,9 \cdot d)$$



VERIFICA SEZIONE DI APPOGGIO

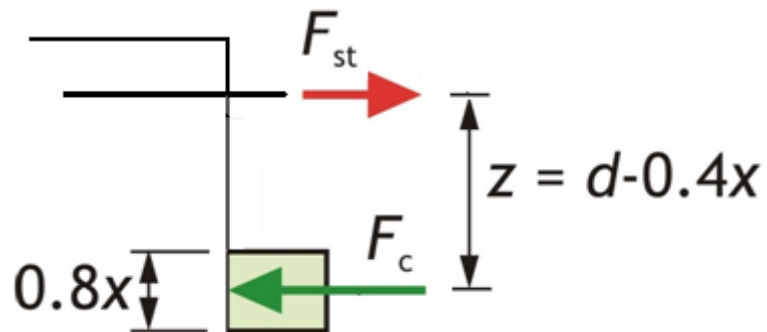
Percentuale meccanica di armatura

$$\omega = A_s f_{yd} / (f_{cd} b d) = 0,8 x$$

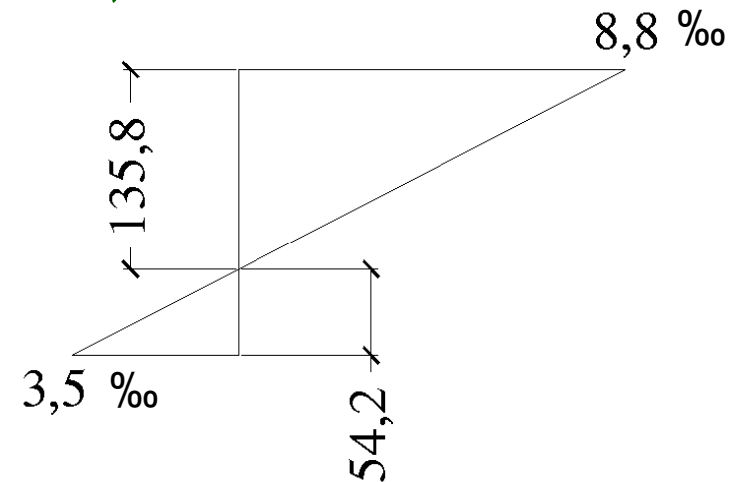
se $x < 0,641$ (o in modo equivalente se $\omega < 0,513$) l'acciaio è snervato (altrimenti è in campo elastico)

per la sezione di appoggio si ha:

$$\omega = 157 \cdot 391 / (14,16 \cdot 100 \cdot 190) = 0,228 < 0,513$$



$$M_{Rdu} = 10,33 \text{ kNm} \geq (M_{Ed} = 8,929 \text{ kNm})$$

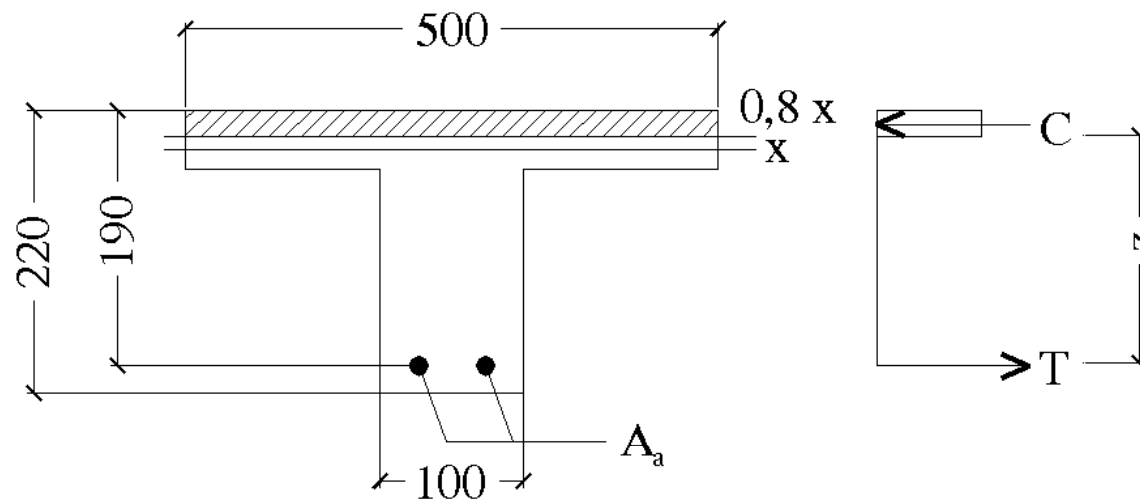


PROGETTO ARMATURE SEZIONE IN CAMPATA ($M_{Ed} = 6,84 \text{ kNm}$)calcolo di x ($b = 500 \text{ mm}$) $x = 6,5 \text{ mm}$ $z = 187,4 \text{ mm}$ calcolo di A_s

$$A_s = M_{Ed} / (f_{yd} \cdot z) = 6.840.000 / (391 \cdot 187,4) = 93,3 \text{ mm}^2$$

si adottano 2 ϕ 10 ($A_s = 157 \text{ mm}^2$)

$$A_{s,eff} / A_{s,cal} = 1,68$$

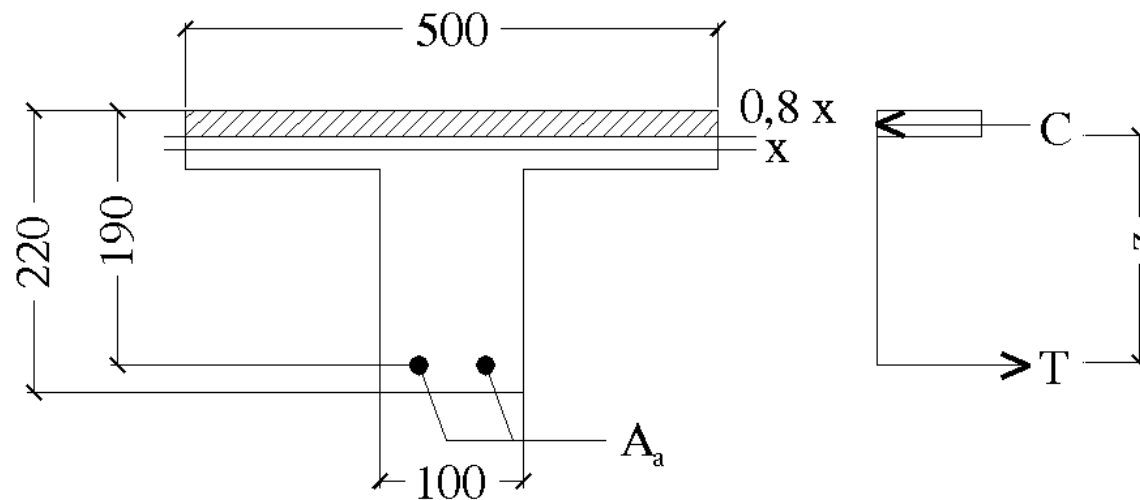


PROGETTO ARMATURE SEZIONE IN CAMPATA

OSS.NE

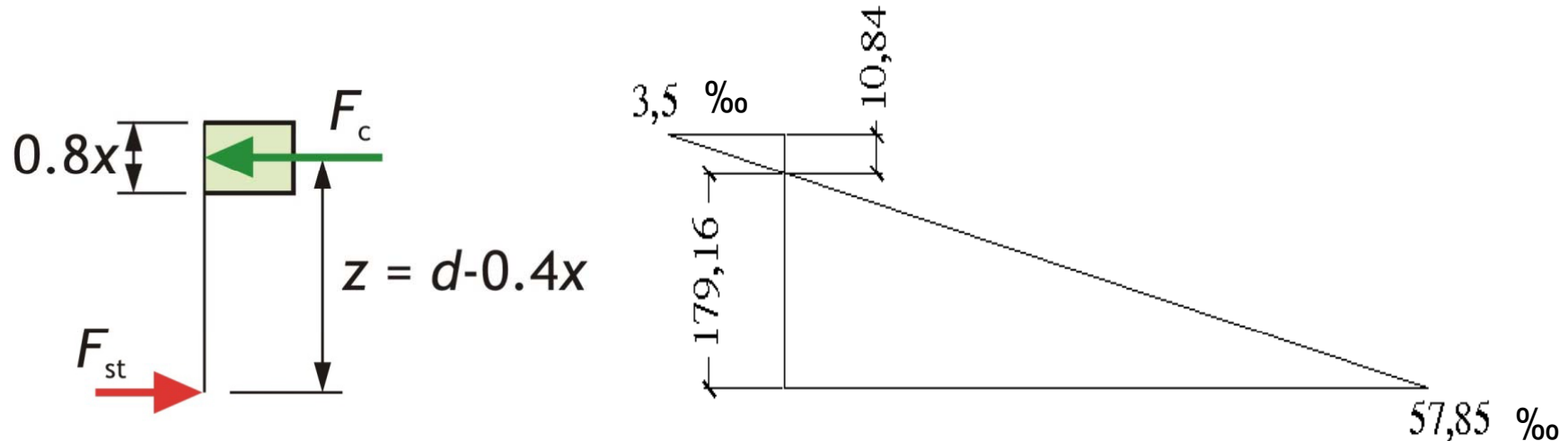
$$z = 187,4 \text{ mm}$$

$$z/d = 187,4 / 190 = 0,99 \text{ !!!}$$



VERIFICA SEZIONE IN CAMPATA

Percentuale meccanica di armatura $\omega = A_s f_{yd} / (f_{cd} b d)$



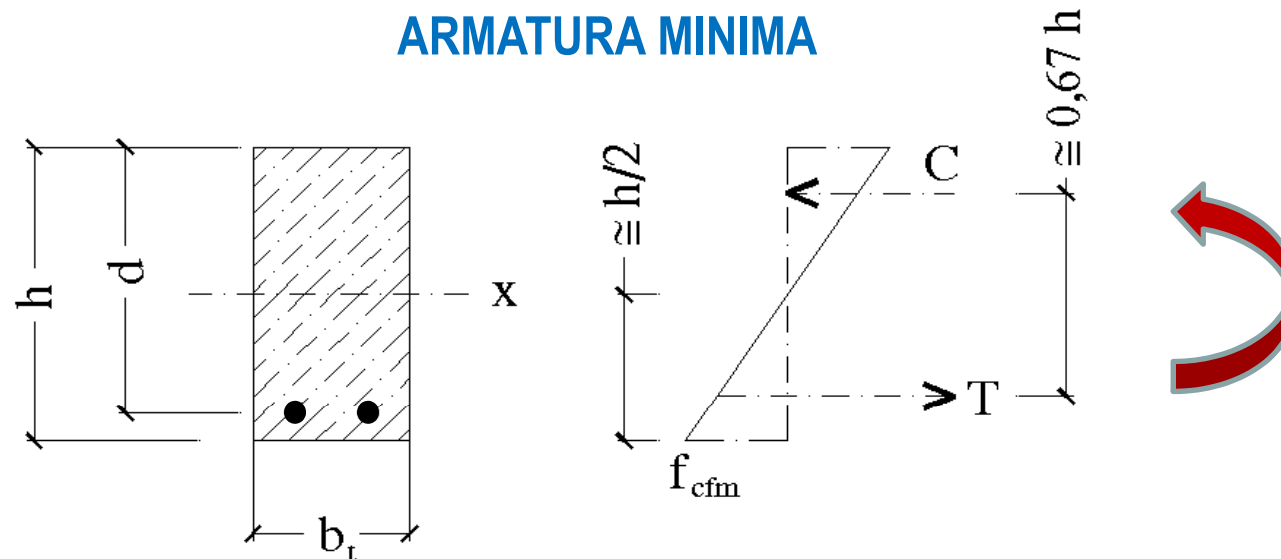
per la sezione in campata si ha:

$$\omega = 157 \cdot 391 / (14,16 \cdot 500 \cdot 190) = 0,045 < 0,513$$

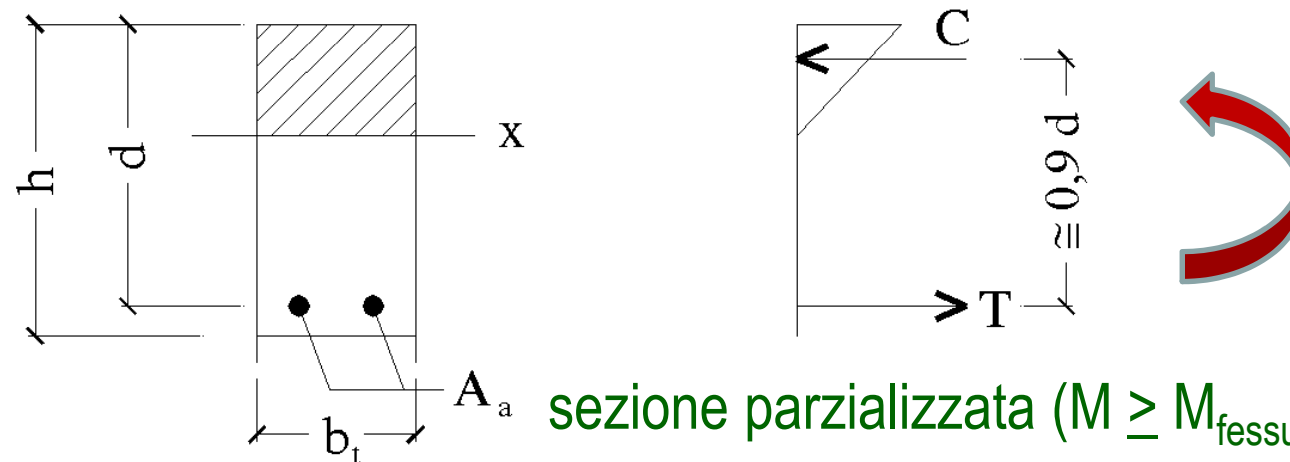
$$M_{Rdu} = 11,4 \text{ kNm} \gg (M_{Ed} = 6,84 \text{ kNm})$$

(considerando anche l'armatura compressa si ha: $M_{Rdu} = 12,3 \text{ kNm}$)

ARMATURA MINIMA



sezione interamente reagente ($M \leq M_{fessurazione}$)



sezione parzializzata ($M \geq M_{fessurazione}$)

ARMATURA MINIMA - NTC 2008

SEZIONE IN CAMPATA

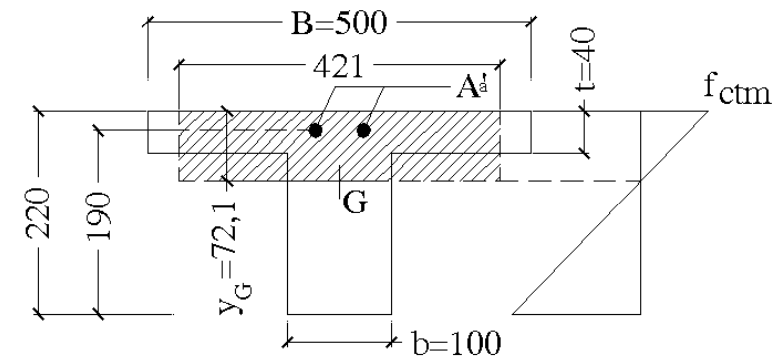
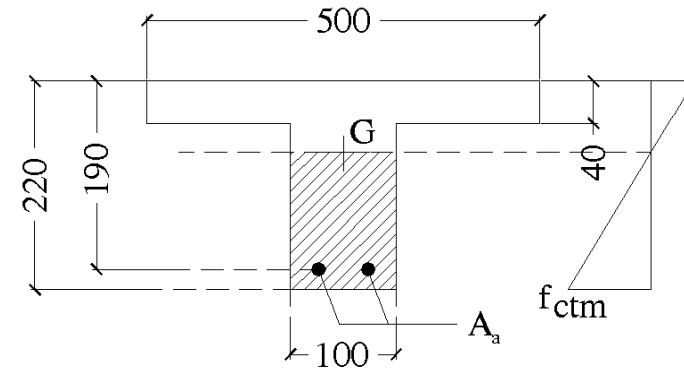
$$A_{s,min} = 0.26 b_t d f_{ctm} / f_{yk} = 28,10 \text{ mm}^2$$

$$\geq 0,0013 b_t d = 24,7 \text{ mm}^2$$

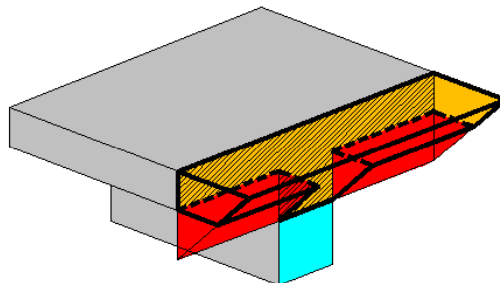
SEZIONE DI APPOGGIO

$$A_{s,min} = 0.26 b_t d f_{ctm} / f_{yk} = 118,3 \text{ mm}^2$$

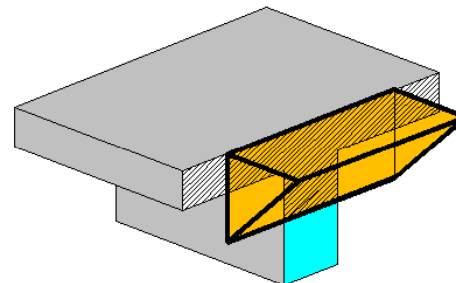
$$\geq 0,0013 b_t d = 104 \text{ mm}^2$$



$b = 500 \text{ mm}$



$b_t = 421 \text{ mm}$



$$b_t = B - \left(\frac{y_G - t}{y_G} \right)^2 \cdot (B - b)$$

CFR. CON METODO "n"

Sezione di appoggio: $b = 10 \text{ cm}$, $d = 19 \text{ cm}$

$$\sigma_a = 2600 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_c = 97,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{Sd} \cong M_{Sdu} / 1,4 = 6,38 \text{ kNm} = 63800 \text{ kgcm}$$

$$r = d / (M/b)^{0,5} = 0,238 < \mathbf{0,254 !!!}$$

$$x = K \cdot d = 0,38 \cdot 19 = 7,22 \text{ cm}$$

$$A_s = M_{Sd} / (0,87 \cdot d \cdot 2600) = 1,48 \text{ cm}^2 \quad (\mathbf{SLU D.M. 2008 133 \text{ mm}^2})$$

CFR. CON METODO "n"

Sezione in campata: $b = 50 \text{ cm}$, $d = 19 \text{ cm}$

$$\sigma_a = 2600 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_c = 0,7 \cdot 97,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{Sd} = 4,90 \text{ kNm} = 49000 \text{ kgcm}$$

$$r = d / (M/b)^{0,5} = 0,607 > \mathbf{0,254}$$

$$x = K \cdot d = 0,168 \cdot 19 = 3,2 \text{ cm}$$

$$A_s = M_{Sd} / (0,944 \cdot d \cdot 2600) = 1,05 \text{ cm}^2 \quad (\mathbf{SLU D.M. 2008 \ 93,3 \text{ mm}^2})$$

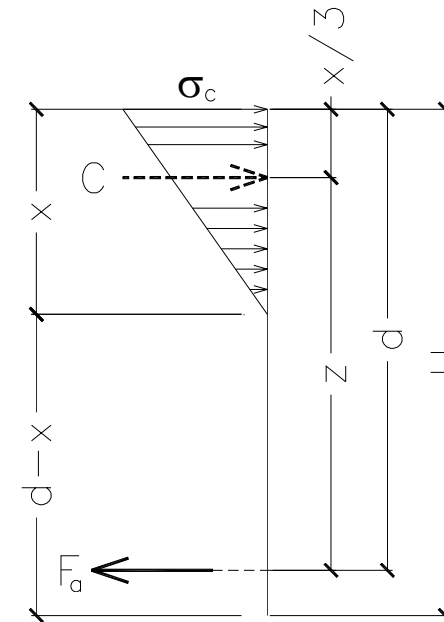
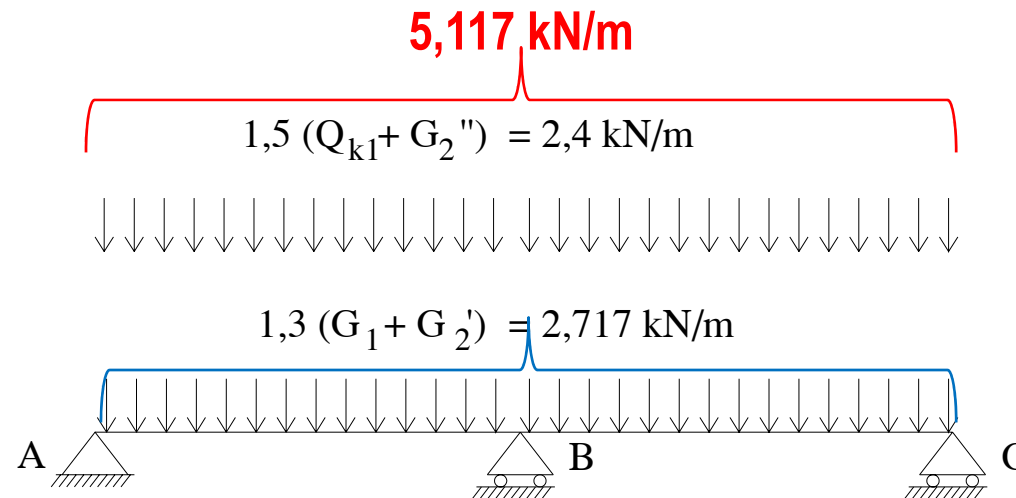
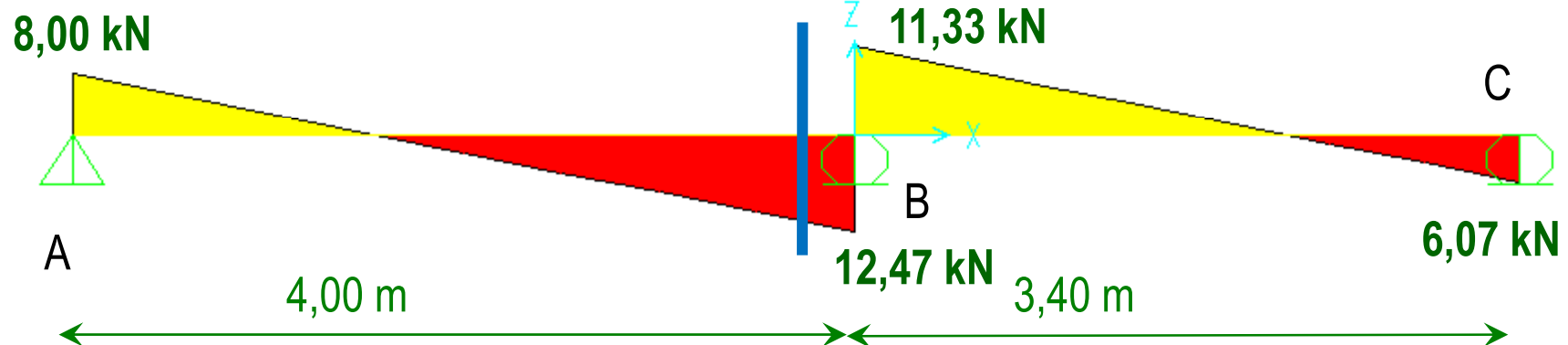


DIAGRAMMA TAGLIO

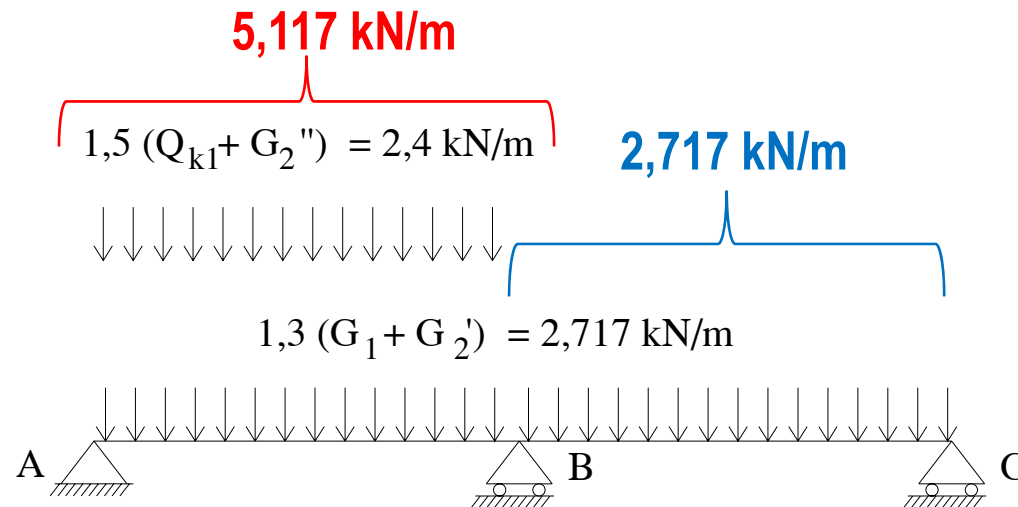


COMB1 PER SLU

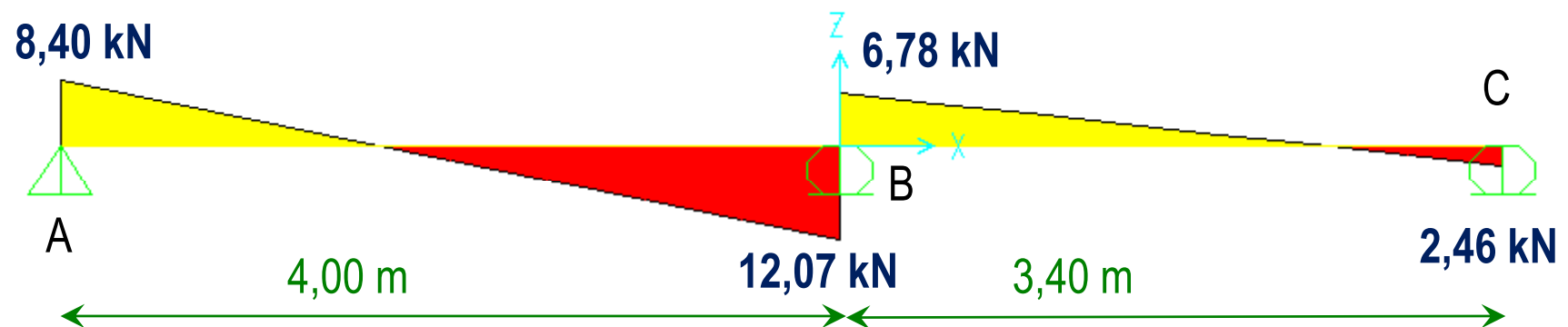


Oss.ne: il taglio massimo a filo trave (a 27,5 cm dall'appoggio) è pari a 11,059 kN

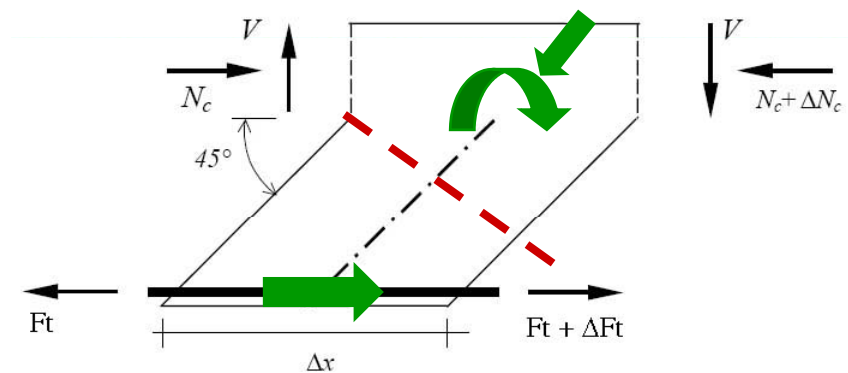
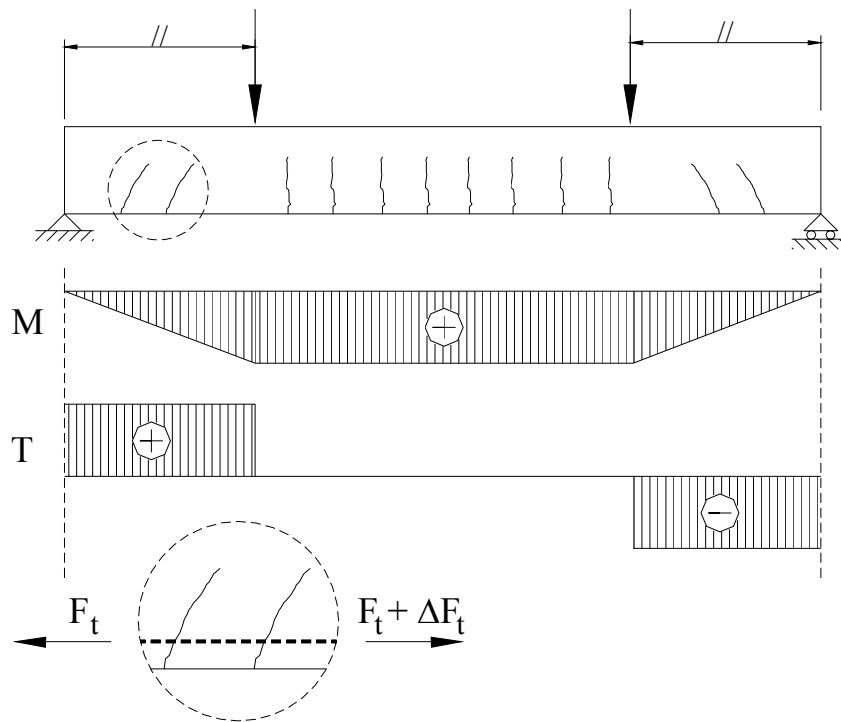
DIAGRAMMA TAGLIO



COMB2 PER SLU



Meccanismo resistente a pettine per elementi non armati a taglio



ΔF_t produce all'incastro una coppia di reazione oraria (per conci posti nella semicampata sinistra)

Verifica sezione B (appoggio centrale)

$$V_{Rd} = \left[\frac{0,18}{\gamma_c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \right] b_w d \geq v_{\min} b_w d$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{190}} = 2,02 \quad \text{si adotta } k=2,0$$

$$\rho_l = \frac{A_{sw}}{b_w d} = \frac{157}{100 \cdot 190} = 0,0083 \leq 0,02$$

$$V_{Rd} = \left[\frac{0,18}{1,5} \cdot 2,0 \cdot (100 \cdot 0,0083 \cdot 25)^{1/3} \right] 100 \cdot 190 =$$

$$= 0,66 \cdot 100 \cdot 190 = 12530 \text{ N} = 12,53 \text{ kN}$$

Verifica sezione B

CONFRONTO CON IL TAGLIO RESISTENTE MINIMO

$$V_{Rd,min} \geq 0,035 k^{3/2} \sqrt{f_{ck}} b_w d = 0,495 \cdot 100 \cdot 190 = 9405 \text{ N} = 9,4 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = 12,53 \text{ kN} \geq V_{Rd,min} = 9,4 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = 12,53 \text{ kN} > V_{Ed} = 11,059 \text{ kN} \quad \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

Cfr. Tensioni Ammissibili

$$V_{T.A.} = 7,975 \text{ kN} \quad \text{TAGLIO SOLLECITANTE A FILO TRAVE}$$

$$V_{adm} = \tau_{c0} b z \cong 0,6 \cdot 100 \cdot 0,9 \cdot 190 = 10260 \text{ N} = 10,26 \text{ kN}$$

$$V_{T.A.} \leq V_{adm} \quad \text{VERIFICA ALLE T.A. SODDISFATTA}$$

TAGLIO	S.L.U.	T.A.	S.L.U. / T.A.
V_{Ed} SOLLECITANTE	11,059 kN	7,975 kN	1,39
V_{Rd} RESISTENTE	12,53 kN	10,26 kN	1,22
$F_S = V_{Rd} / V_{Ed}$	1,13	1,29	

Cfr. Tensioni Ammissibili

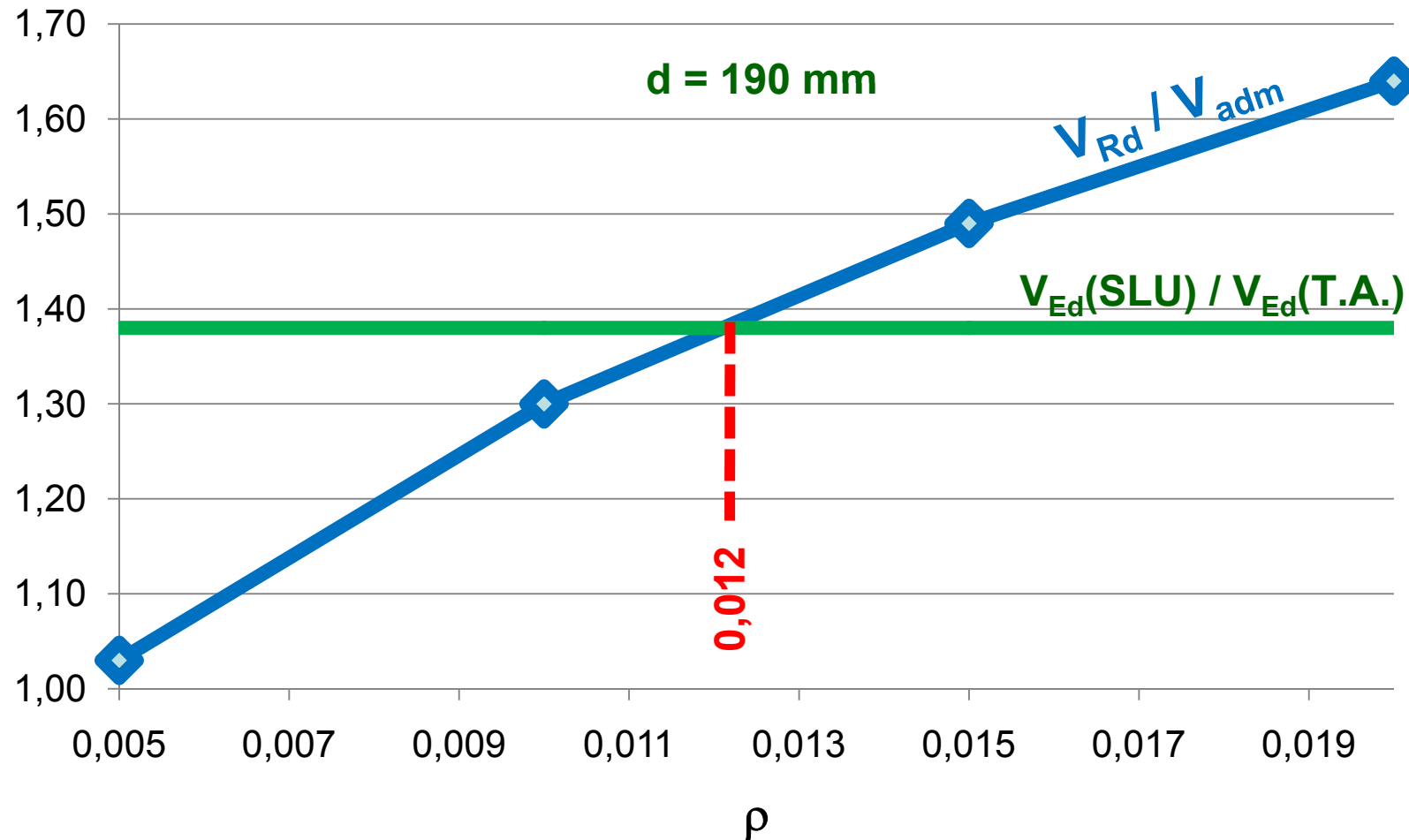
RAPPORTO V_{Rd} / V_{adm}

$$\tau_{c0} = \frac{V_{adm}}{b_w z} \quad V_{adm} = \tau_{c0} b_w z$$

$$\frac{V_{Rd}}{V_{adm}} = \frac{\left[\frac{0,18}{\gamma_c} k(100\rho_l f_{ck})^{1/3} \right] b_w d}{\tau_{c0} b_w z} \approx \frac{0,18}{\gamma_c} k(100\rho_l f_{ck})^{1/3}}{0,9 \tau_{c0}}$$

k	spessore (mm)	d (mm)	ρ_l				
			0,005	0,01	0,015	0,02	
2,00	220	190	1,03	1,22	1,30	1,49	1,64
1,98	240	210	1,02		1,28	1,47	1,62
1,93	260	230	1,00		1,26	1,44	1,58
1,89	280	250	0,98		1,23	1,41	1,55

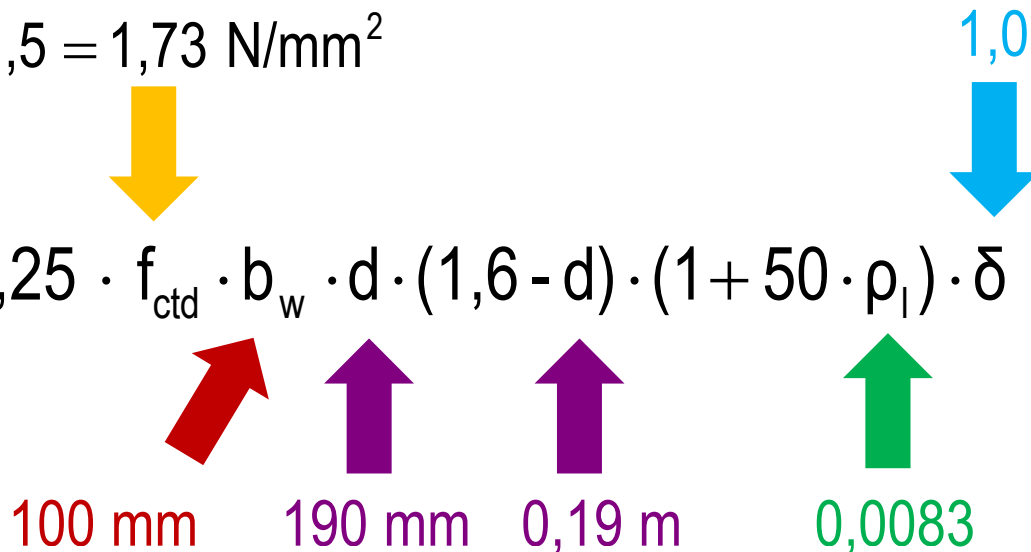
Cfr. Tensioni Ammissibili



SLU DM96

(calcoli eseguiti con le resistenze di progetto del DM 2008)

$$f_{ctd} = f_{ctm} / 1,5 = 2,6 / 1,5 = 1,73 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{Rd,1996} = 0,25 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \cdot (1,6 - d) \cdot (1 + 50 \cdot \rho_l) \cdot \delta$$


100 mm 190 mm $0,19 \text{ m}$ $0,0083$

$$V_{Rd,1996} = 16426 \text{ N} = 16,43 \text{ kN}$$

$$\text{RAPPORTO } V_{Rd,1996} / V_{Rd,2008} = 16,43 / 12,53 = 1,3$$



Ordine Ingegneri Provincia
Barletta-Andria-Trani

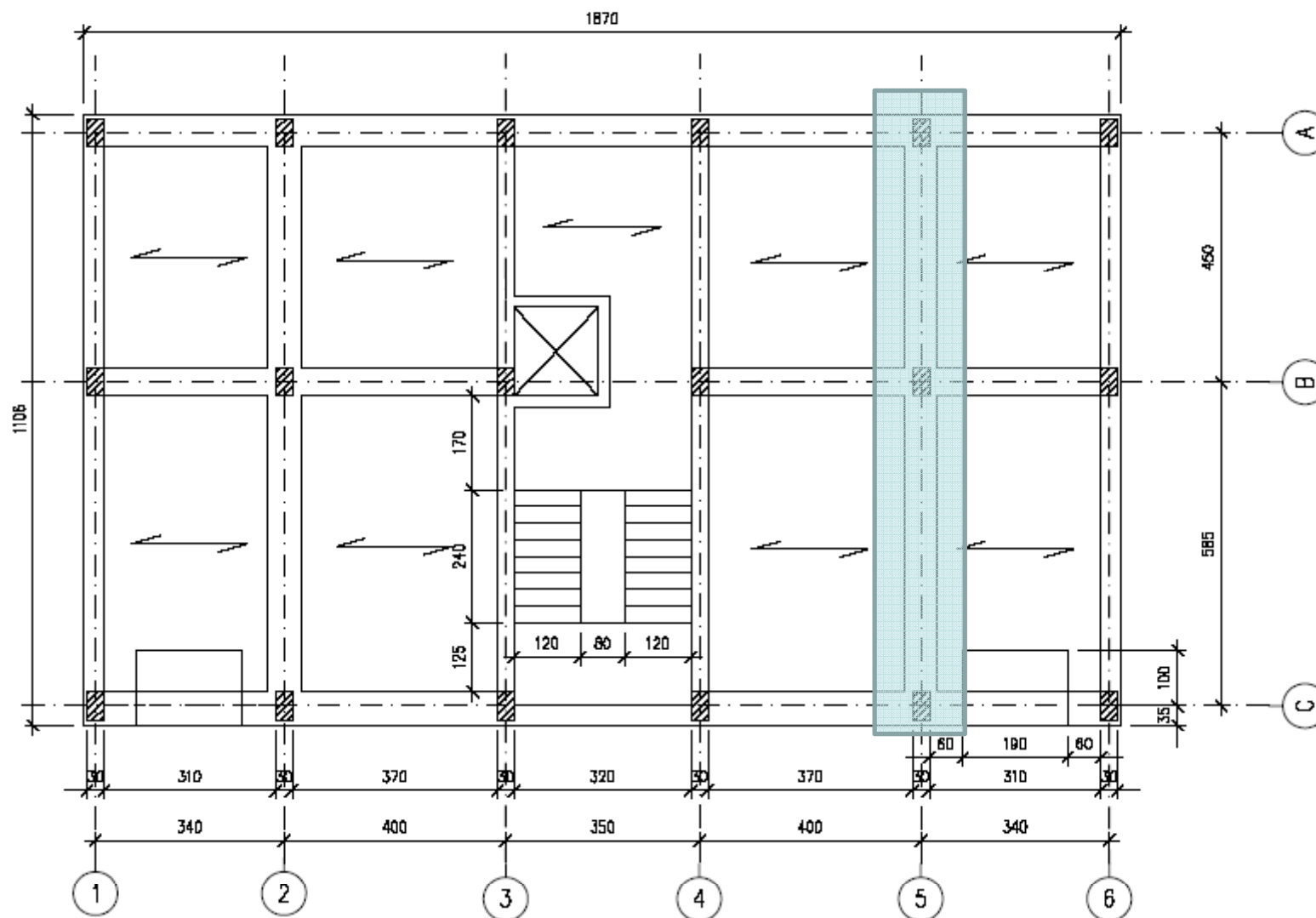


La Progettazione Strutturale secondo D.M. 14.01.08 e Circolare Applicativa
Andria, 4 Giugno 2010

Progettazione di strutture in c.a.

SLU per flessione nelle travi

TRAVE IN SPESSORE (550 x 220 mm) ALLINEAMENTO N.5 PIANO II



D.M. 2008 – 4.1.6.1.1

Armatura minima in zona tesa

$$A_{s,min} = 0.26 b_t d f_{ctm} / f_{yk} \geq 0,0013 b_t d$$

D.M. 2008 – 4.1.6.1.1

Negli appoggi di estremità all'intradosso deve essere disposta un'armatura efficacemente ancorata, **calcolata per uno sforzo di trazione pari al taglio.**

Circolare 2009 – C4.1.6.1.1

Con riferimento al 2° capoverso del § 4.1.6.1.1 delle NTC, si precisa che detta prescrizione si riferisce alle travi senza armatura al taglio. Per le travi con armatura al taglio, sugli appoggi di estremità all'intradosso deve essere disposta un'armatura efficacemente ancorata, calcolata per uno sforzo di trazione coerente con il valore dell'inclinazione del puntone diagonale ($\cot \theta$) assunto nella verifica a taglio e con la resistenza V_{Rd} .

7.4.6.2.1 Limitazioni di armatura

almeno due barre di diametro non inferiore a 14 mm superiori ed inferiori per tutta la lunghezza della trave

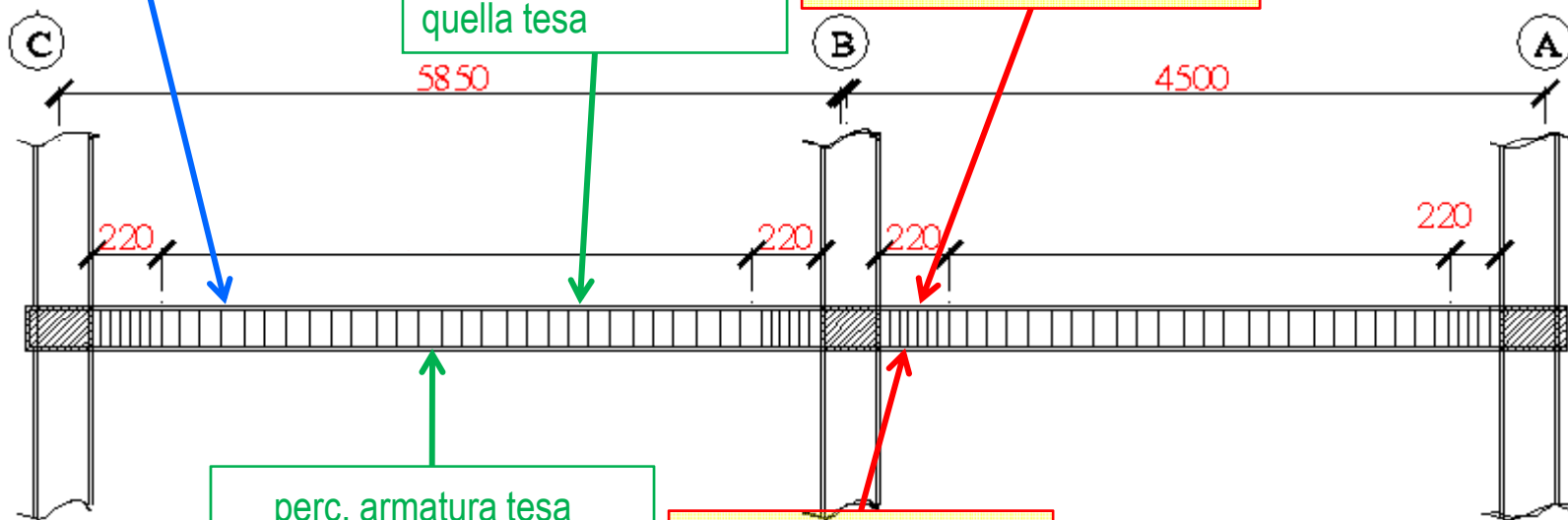
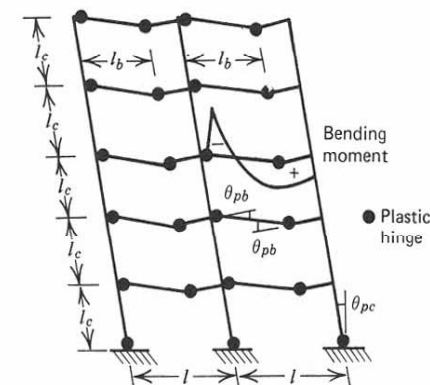
$$A_s, A'_s \leq 0,04 A_c$$

$$A_{s,min} = 0,26 b_t d f_{ctm} / f_{yk} \geq 0,0013 b_t d$$

armatura compressa almeno pari a 0,25 di quella tesa

perc. armatura tesa

$$\frac{1,4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3,5}{f_{yk}}$$



$$1,4 / f_{yk} = 3,11 \text{ ‰}$$

$$3,5 / f_{yk} = 7,78 \text{ ‰}$$

perc. armatura tesa

$$\frac{1,4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3,5}{f_{yk}}$$

armatura compressa almeno pari a 0,5 di quella tesa

prescrizioni zone critiche

SEZIONI RETTANGOLARI CON ARMATURA SEMPLICE

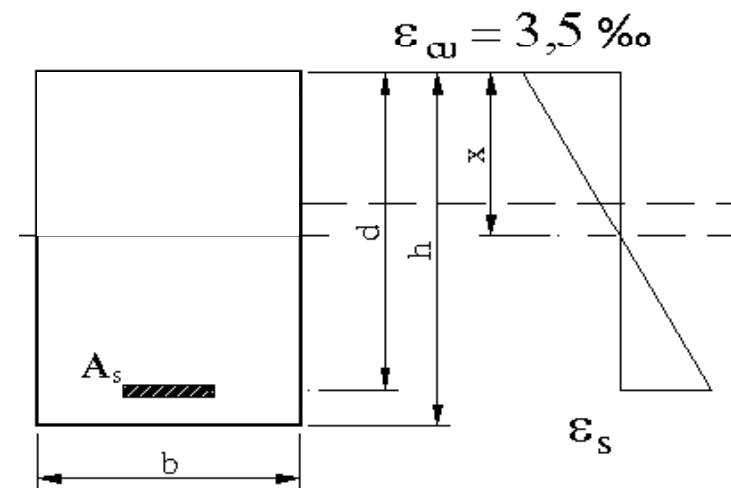
REQUISITI DI DUTTILITA'

capacità di rotazione della sezione: è legata a x/d

maggiore è ε_s (ossia x/d), maggiore è la curvatura della sezione allo S.L.U.

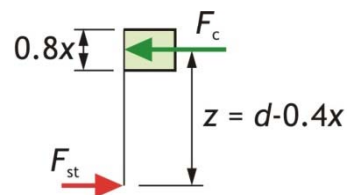
è "opportuno" mantenere $x/d \leq 0,45$

$$x/d \leq 0,45 \rightarrow \omega \leq 0,8 \cdot 0,45 = 0,36$$



equazioni

1. $C = T$
2. $T \cdot z = M_{Ed}$



incognite:

x, b, d, A_s

condizioni aggiuntive:

3. b o d fissata
4. x/d fissato

SEZIONI RETTANGOLARI CON ARMATURA DOPPIA

FATTORI CHE INFLUENZANO IL COMPORTAMENTO ALLO SLU
DI SEZIONI CON ARMATURA DOPPIA

$$A_s \uparrow \quad \rightarrow \quad x/d \uparrow \quad M_{Rd} \uparrow$$

$$A'_s \uparrow \quad \rightarrow \quad x/d \downarrow \quad M_{Rd} \uparrow$$

$$f_{cd}, b, d \uparrow \rightarrow \quad x/d \downarrow \quad M_{Rd} \uparrow$$

equazioni:

1. $C = T$
2. $T \cdot z = M_{Ed}$

incognite:

$$x, b, d, A'_s, A_s$$

condizioni aggiuntive:

3. A'_s / A_s fissato
4. b o d fissata
5. x/d fissato

TRAVE IN SPESSORE ALL. N.5 PIANO II

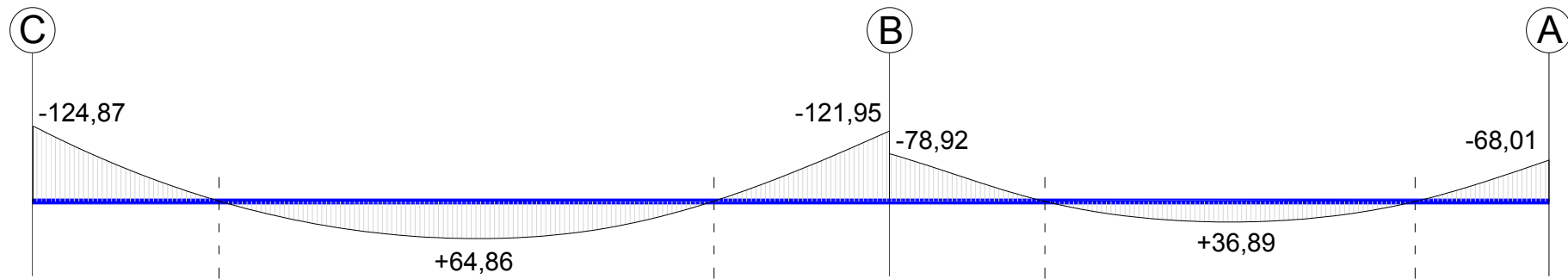
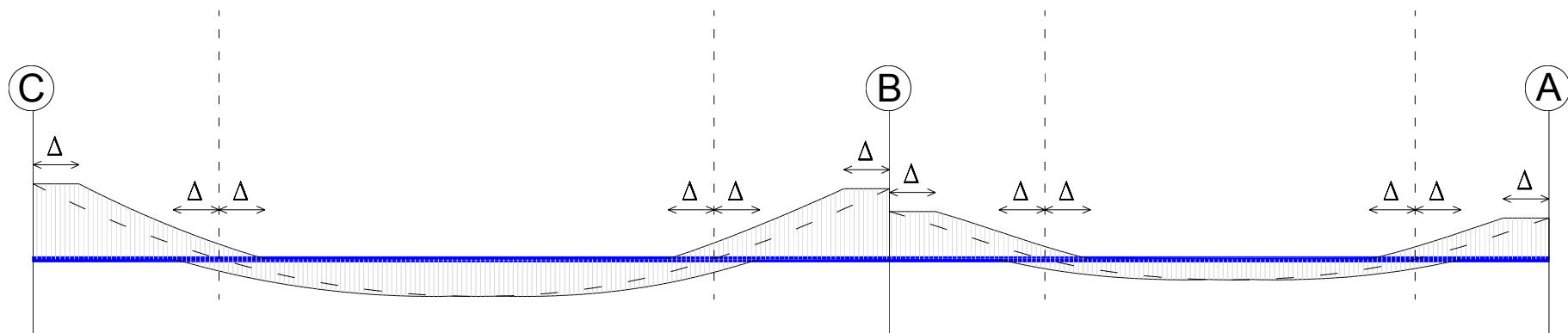


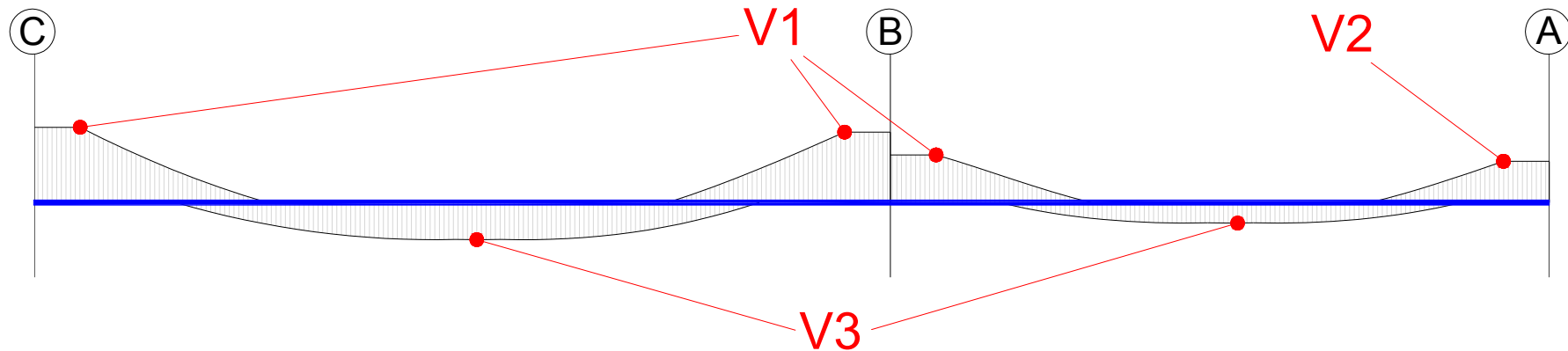
Diagramma involuopo momenti flettenti SLU [kNm]



Traslazione diagramma momenti

Sezioni armate a taglio con staffe $\Delta = a_1$ con $0,45 d \leq a_1 \leq 1,125 d$

TRAVE IN SPESSORE ALL. N.5 PIANO II

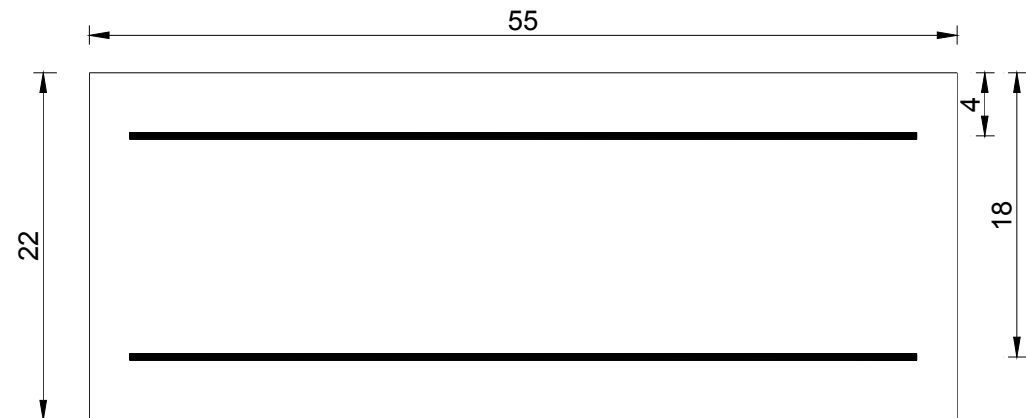


sezioni di verifica

$$V_1: M_{\text{neg,min}} = -124,87 \text{ kNm}$$

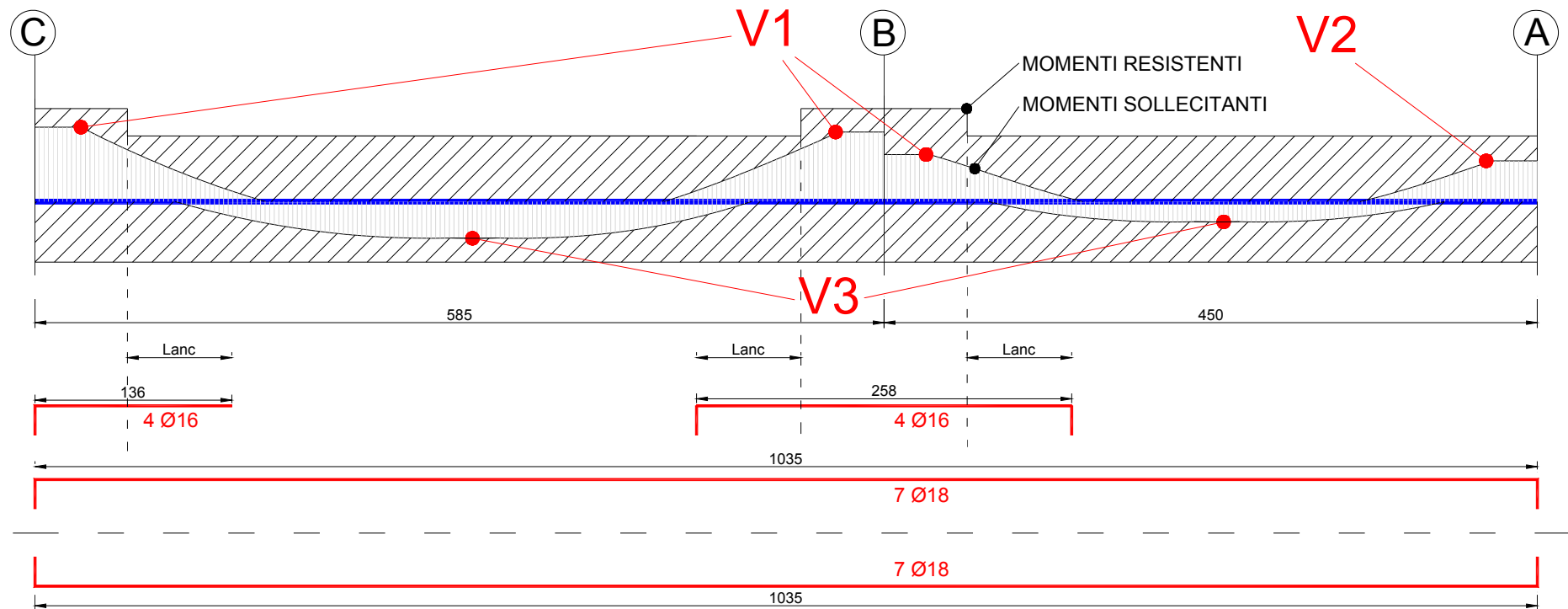
$$V_2: M_{\text{neg}} = -68,01 \text{ kNm}$$

$$V_3: M_{\text{pos,max}} = +64,86 \text{ kNm}$$



sezione trasversale

TRAVE IN SPESSORE ALL. N.5 PIANO II



trave all. 5 piano II	M _{soll} [kNm]	M _{res} [kNm]	d [cm]	ε_c [‰]	ε_s [‰]	x/d
V1 - Mneg	-124,87	-144,90	18,00	3,50	4,70	0,427
V2 - Mneg	-68,01	-102,50	18,00	3,50	7,38	0,322
V3 - Mpos	64,86	102,50	18,00	3,50	7,38	0,322

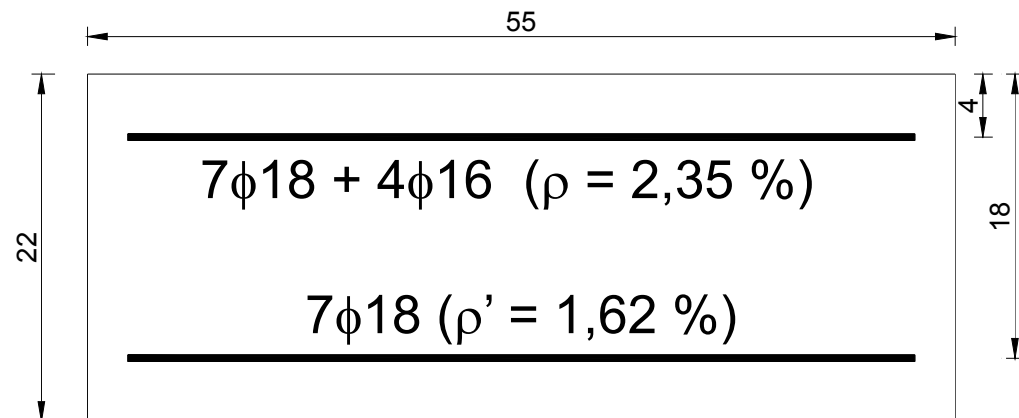
STATO LIMITE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

Combinazione caratteristica

$$q = 31,3 \text{ kN/m}$$

Combinazione quasi-permanente

$$q = 25,9 \text{ kN/m}$$



SEZIONE DI APPOGGIO

combinazione caratteristica: $\sigma_c = 13,82 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck} = 15 \text{ N/mm}^2$

combinazione quasi perm.: $\sigma_c = 11,24 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,25 \text{ N/mm}^2$

combinazione caratteristica: $\sigma_s = 201,9 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$

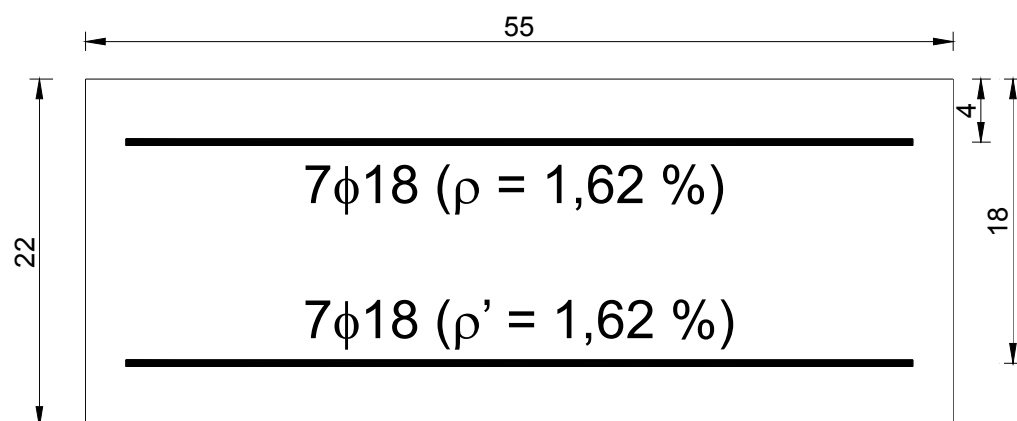
STATO LIMITE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

Combinazione caratteristica

$$q = 31,3 \text{ kN/m}$$

Combinazione quasi-permanente

$$q = 25,9 \text{ kN/m}$$



SEZIONE DI MEZZERIA

combinazione caratteristica: $\sigma_c = 9,90 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck} = 15 \text{ N/mm}^2$

combinazione quasi perm.: $\sigma_c = 7,69 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,25 \text{ N/mm}^2$

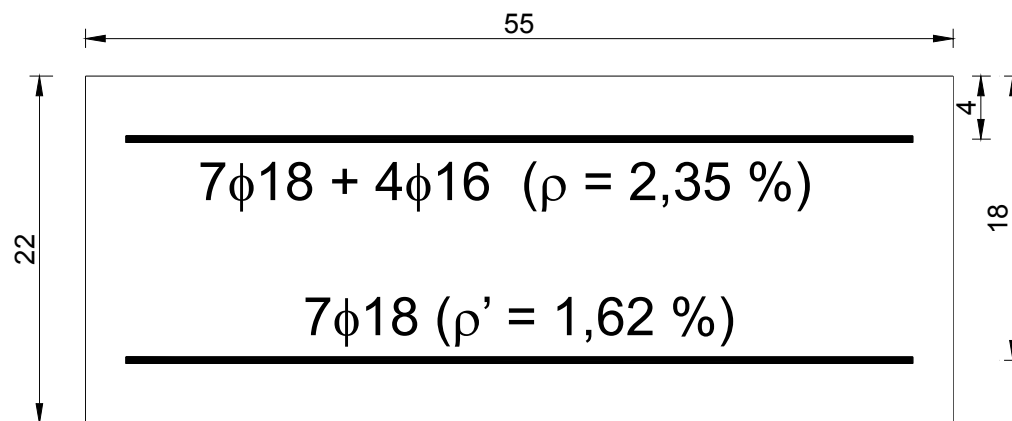
combinazione caratteristica: $\sigma_s = 185,5 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$

STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

Condizioni ambientali ordinarie e armatura poco sensibile:

dalla tabella 4.1.IV:

combinazione frequente: ap. fessure $\leq 0,4$ mm
 combinazione quasi-perm.: ap. fessure $\leq 0,3$ mm



combinazione frequente: $\sigma_s = 177,2$ N/mm²
 combinazione quasi-perm.: $\sigma_s = 167,1$ N/mm²

STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

Per la verifica con combinazione **FREQUENTE** il diametro massimo che posso utilizzare è 32 mm ($w = 0.4$ mm), quindi questo punto è soddisfatto.

Per la verifica con combinazione **QUASI PERM.** il diametro massimo che posso utilizzare è inferiore a 25 mm ($w = 0.3$ mm), quindi anche questo punto è soddisfatto.

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Diametro massimo ϕ delle barre in mm		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

STATO LIMITE DI DEFORMAZIONE

Per quanto riguarda la salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera, le frecce a lungo termine di travi e solai, calcolate sotto la condizione quasi permanente dei carichi, non dovrebbero superare il limite di $1/250$ della luce.

Per quanto riguarda l'integrità delle pareti divisorie e di tamponamento portate, le frecce di travi e solai, calcolate sotto la condizione quasi permanente dei carichi, non dovrebbero superare il limite di $1/500$ della luce. In tale verifica la freccia totale calcolata può essere depurata dalla parte presente prima dell'esecuzione delle pareti. Detto valore si riferisce al caso di pareti divisorie in muratura.

Per altri tipi di pareti si dovranno valutare specificatamente i limiti di inflessione ammissibili.

STATO LIMITE DI DEFORMAZIONE

PRIMO METODO: VERIFICA INDIRETTA SECONDO D.M. 2008

Applicabile per luci fino a 10 m.

Risultano:

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}, \quad f_{yk} = 450 \text{ MPa}$$

$$K=1.3$$

$$\lambda \leq K \left[11 + \frac{0,0015 \cdot f_{ck}}{\rho + \rho'} \right] \cdot \left[\frac{500 A_{s,eff.}}{f_{yk} A_{s,calc.}} \right]$$

$$A_{s,eff}/A_{s,calc} = 1 \text{ (a favore di sicurezza, sovra resistenza)}$$

$$\rho = \rho' = 0.0162 \text{ (sezione di mezzeria)}$$

$$\rho = 0.0235 \quad \rho' = 0.0162 \text{ (sezione di appoggio).}$$

OTTENIAMO: Snellezza limite = 17.56 per la sezione di mezzeria

Snellezza limite = 17.25 per la sezione di appoggio

Snellezza effettiva $\lambda = l/h = 5850/220 = 26.59$ **NON VERIFICATO**

STATO LIMITE DI DEFORMAZIONE

C4.1.2.2.2 - Al riguardo detto p_f il valore assunto dal parametro di deformazione nella membratura interamente fessurata e p il valore assunto da detto parametro nella membratura interamente reagente, il valore di calcolo p^* del parametro è dato da

$$p^* = \zeta \cdot p_f + (1 - \zeta) \cdot p$$

in cui $\zeta = 1 - c\beta^2$

β è il rapporto tra il momento di fessurazione M_f e il momento flettente effettivo, $\beta = M_f / M$, o il rapporto tra la forza normale di fessurazione N_f e la forza normale effettiva, $\beta = N_f / N$, e il coefficiente c assume il valore 1, nel caso di applicazione di un singolo carico di breve durata, o il valore 0,50 nel caso di carichi permanenti o per cicli di carico ripetuti.

$$v = 11,07 \text{ mm} \quad v_f = 21,59 \text{ mm}$$

$$\beta = M_f / M_{\max} = 12,93 / 38,09 = 0,34 \quad \zeta = 1 - 0,5 \cdot 0,34^2 = 0,942$$

$$v = 0,942 \cdot 21,59 + (1 - 0,942) \cdot 11,07 = 20,98 \text{ mm} < L/250$$



Ordine Ingegneri Provincia
Barletta-Andria-Trani

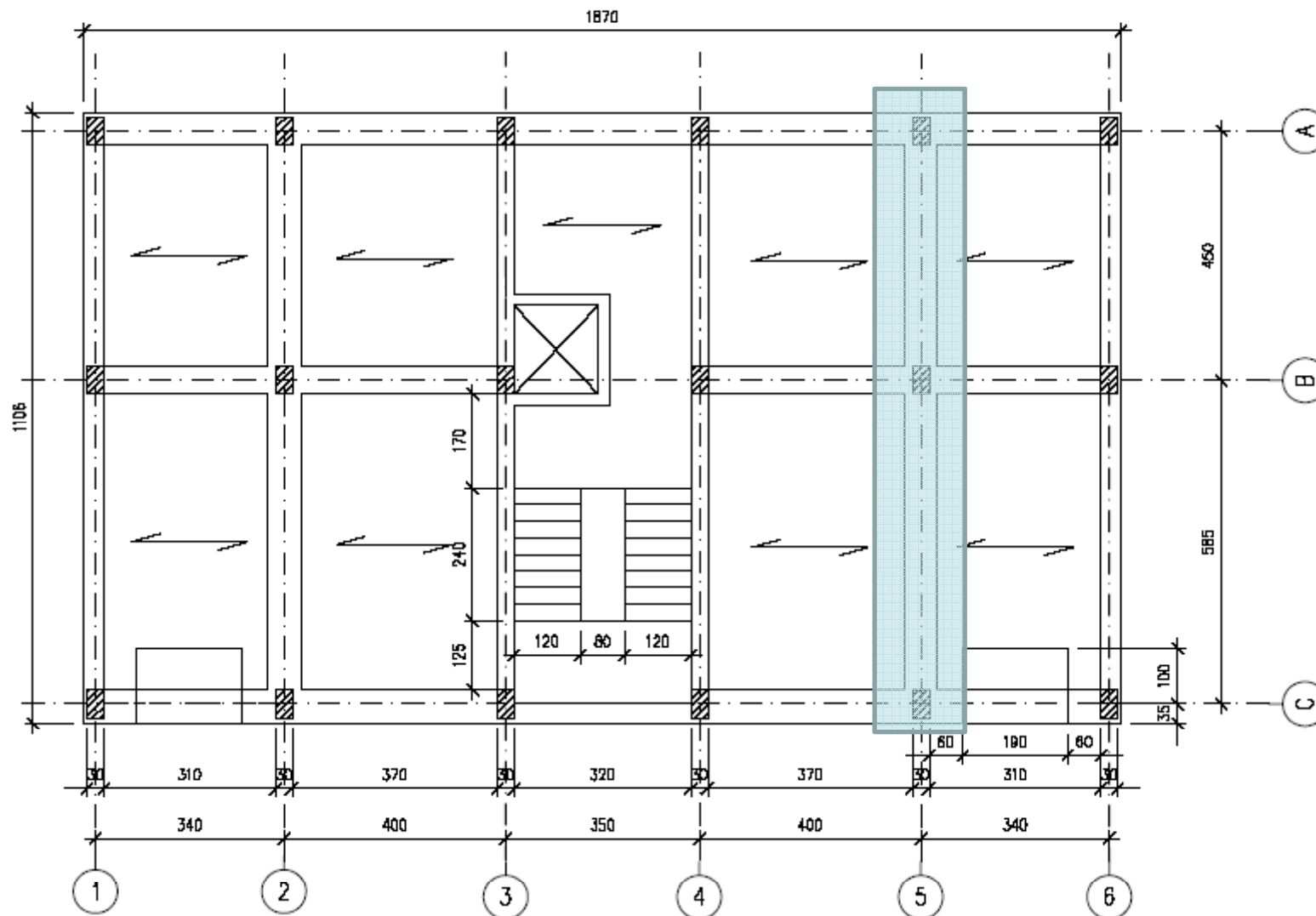


La Progettazione Strutturale secondo D.M. 14.01.08 e Circolare Applicativa
Andria, 4 Giugno 2010

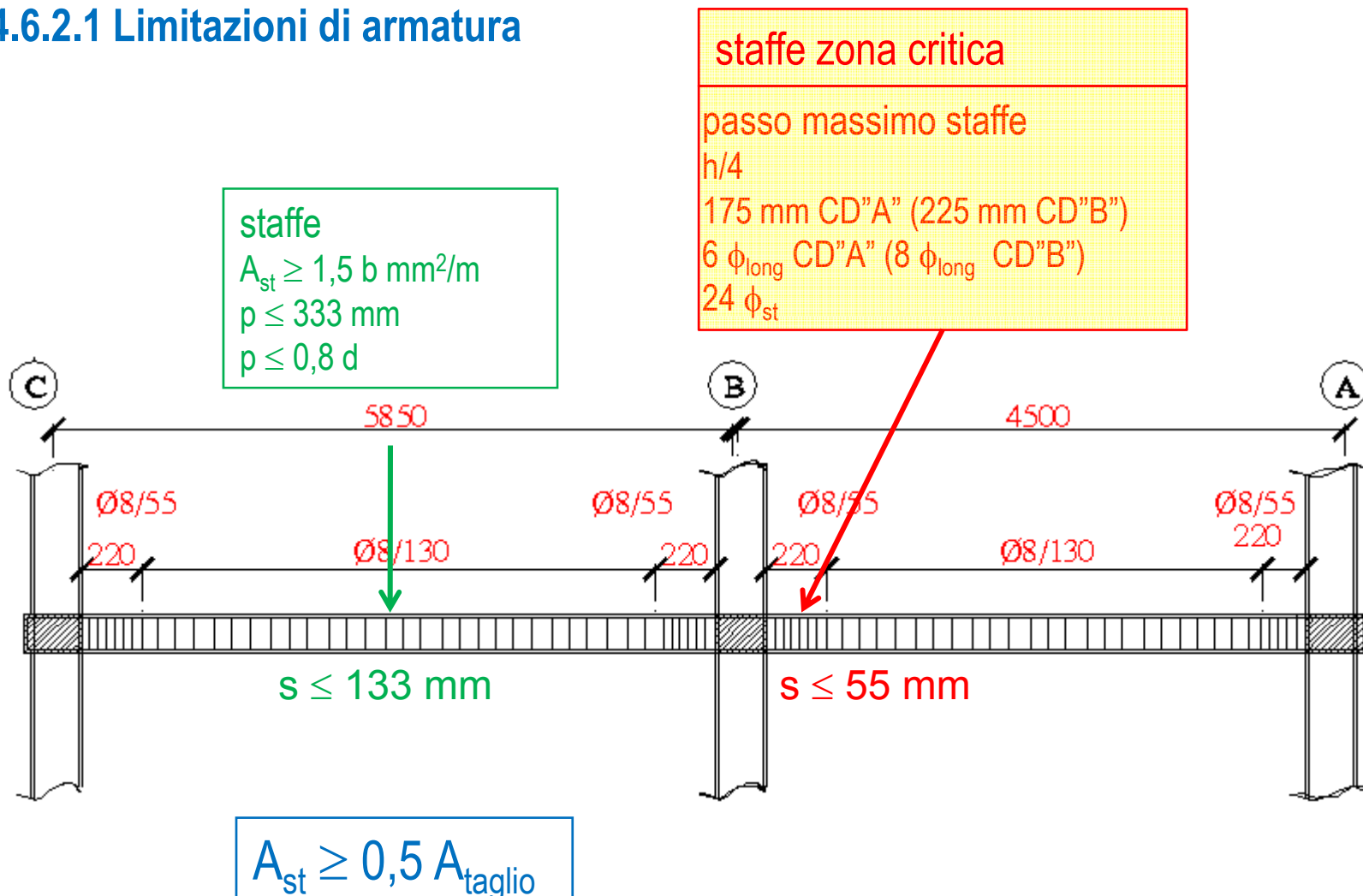
Progettazione di strutture in c.a.

SLU per taglio nelle travi

TRAVE IN SPESSORE ALLINEAMENTO N.5 PIANO II



7.4.6.2.1 Limitazioni di armatura

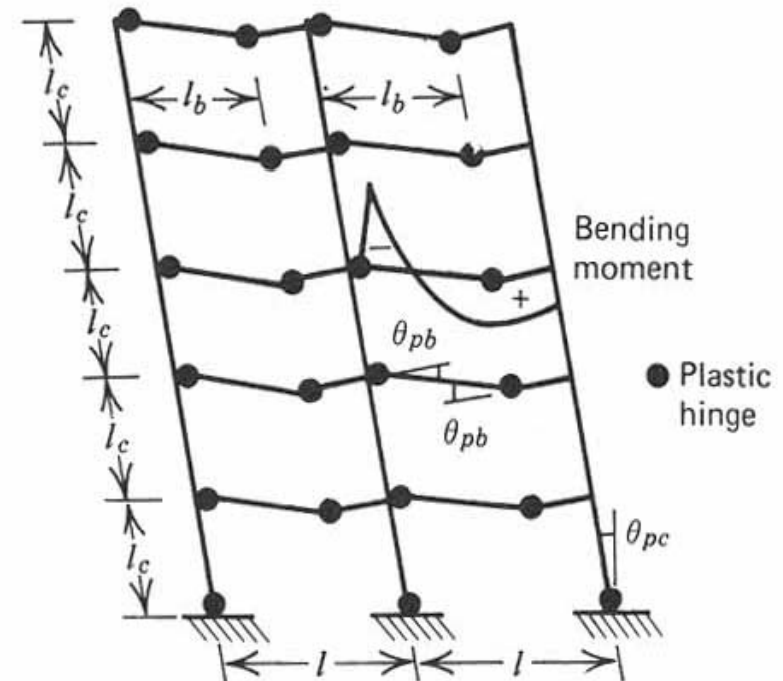


TRAVE IN SPESSORE
Progetto delle staffe

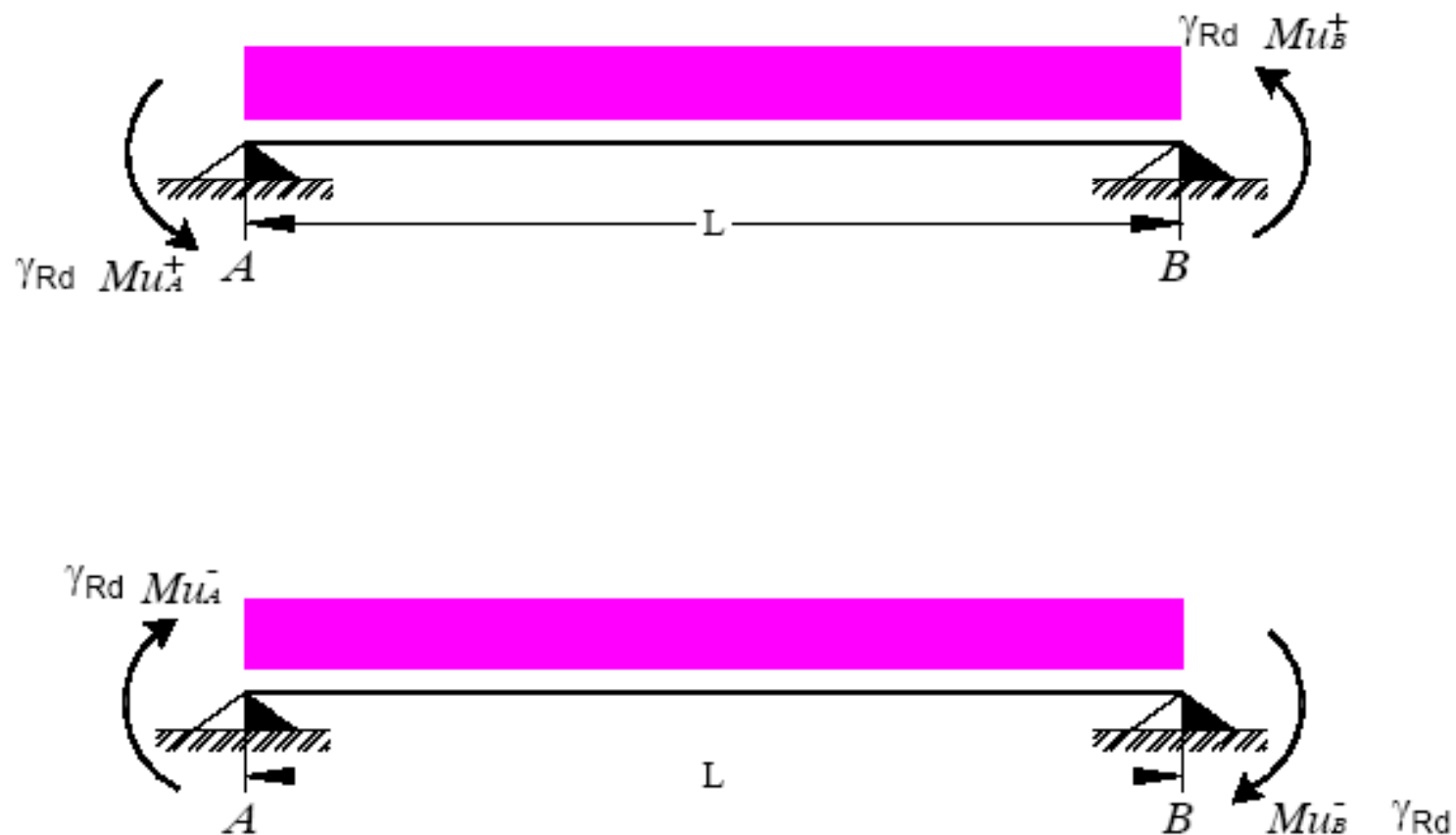
Taglio sollecitante ?

PRESCRIZIONI DI NORMATIVA PER LE ARMATURE MINIME A TAGLIO PER TENERE CONTO DELLA GERARCHIA DELLE RESISTENZE

IN UNA TRAVE LA ROTTURA PER FLESSIONE DEVE PRECEDERE QUELLA PER TAGLIO

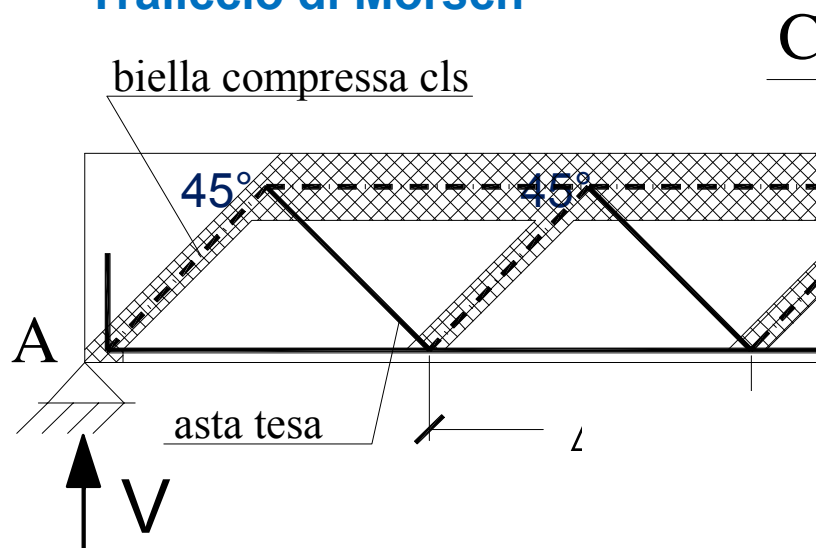


7.4.4.1 NTC Schemi per il calcolo del taglio



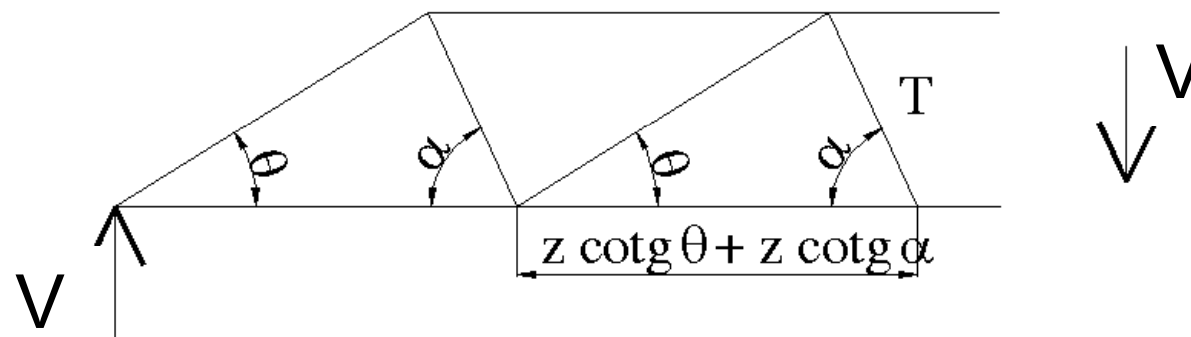
Metodo del traliccio ad inclinazione variabile [traliccio dove l'inclinazione dei puntoni è variabile tra 21.8° ($\cot \theta = 2.5$) e 45° ($\cot \theta = 1.0$)]

Traliccio di Morsch



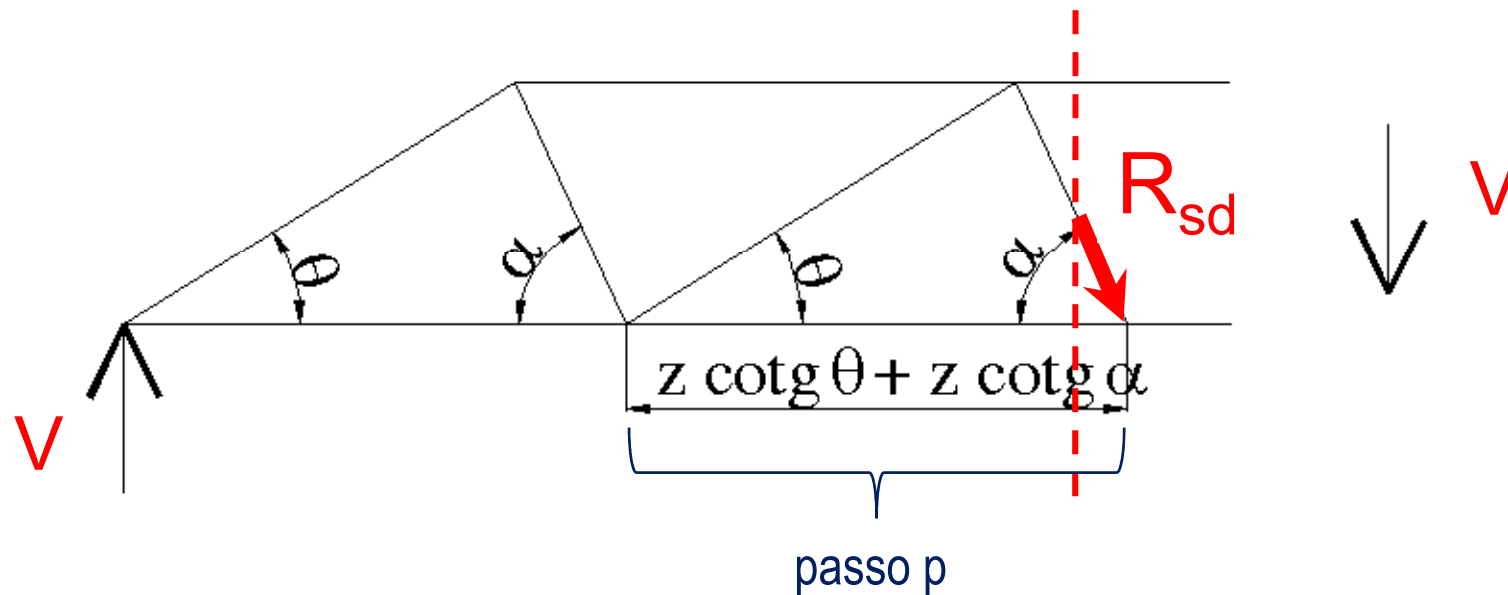
$$1 \leq \cotg \theta \leq 2,5$$

$$45^\circ \geq \theta \geq 21,8^\circ$$

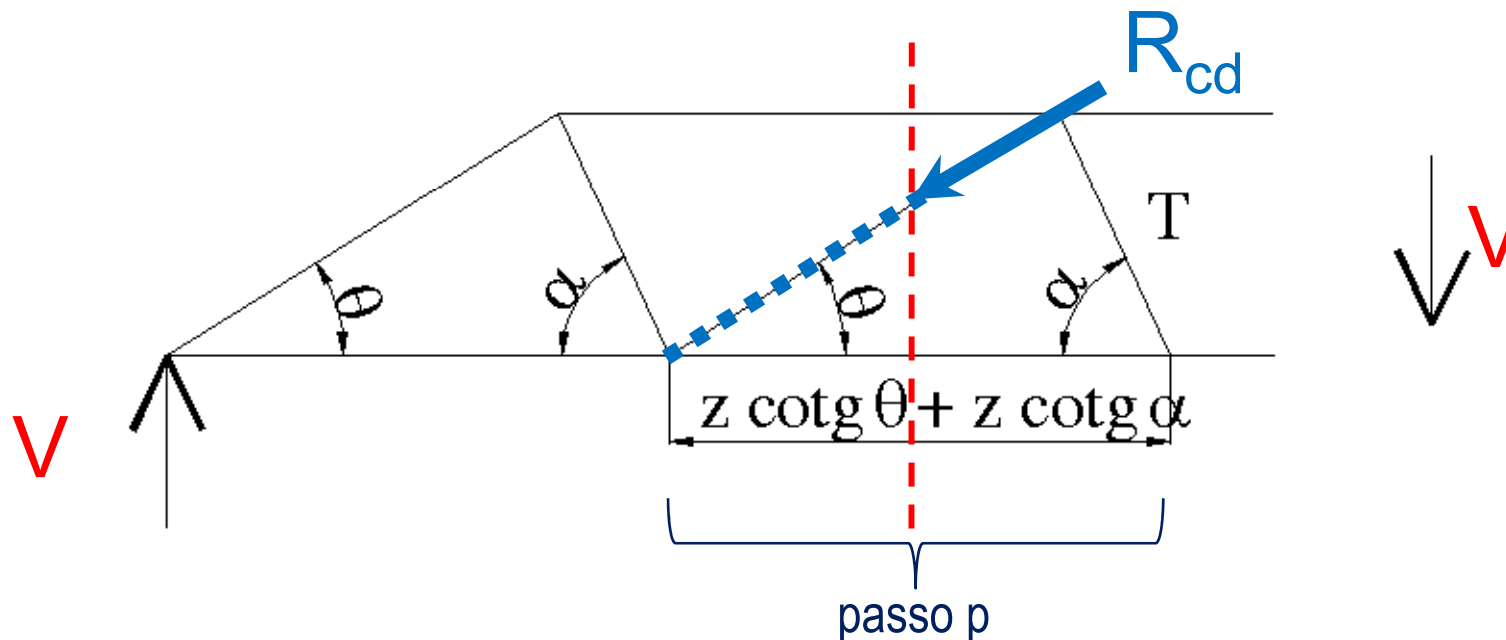


(4.1.19)-NTC Resistenza a taglio-trazione (associata alla resistenza a trazione delle armature trasversali)

$$V_{Rsd} = R_{sd} \operatorname{sen} \alpha = f_{yd} (A_{sw} / s) \underbrace{0.9 d (\cotg \alpha + \cotg \theta)}_{\text{passo } p} \operatorname{sen} \alpha$$



(4.1.19)-NTC Resistenza a taglio-compressione (associata alla resistenza a compressione delle bielle di calcestruzzo)



$$V_{Rcd} = R_{cd} \sin \theta = \alpha_c f'_{cd} b_w 0,9 d (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + \cotg^2 \theta)$$

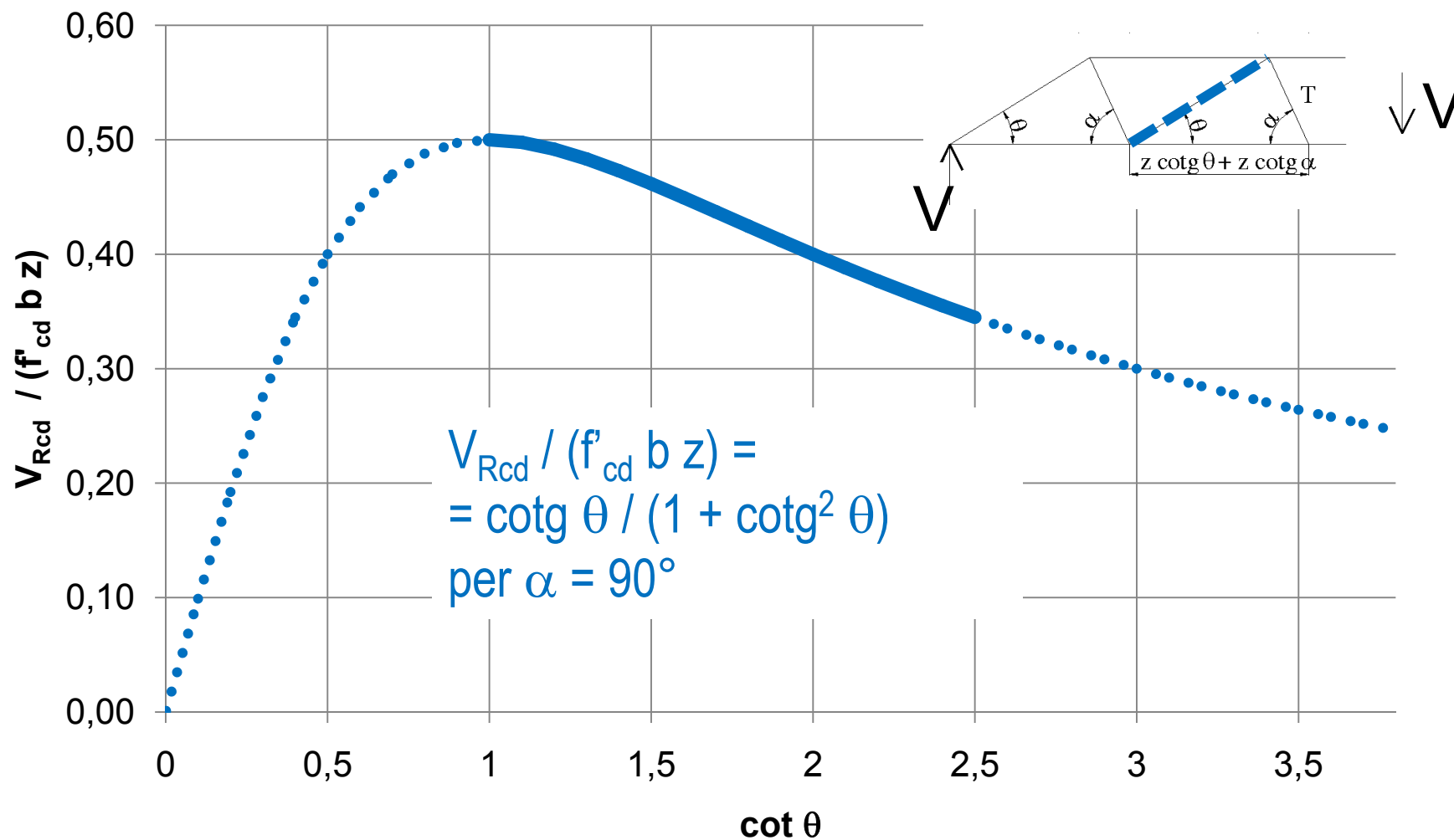
$f'_{cd} = 0,5 f_{cd}$ (resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima)

α_c : coefficiente che tiene conto della presenza di una tensione di compressione

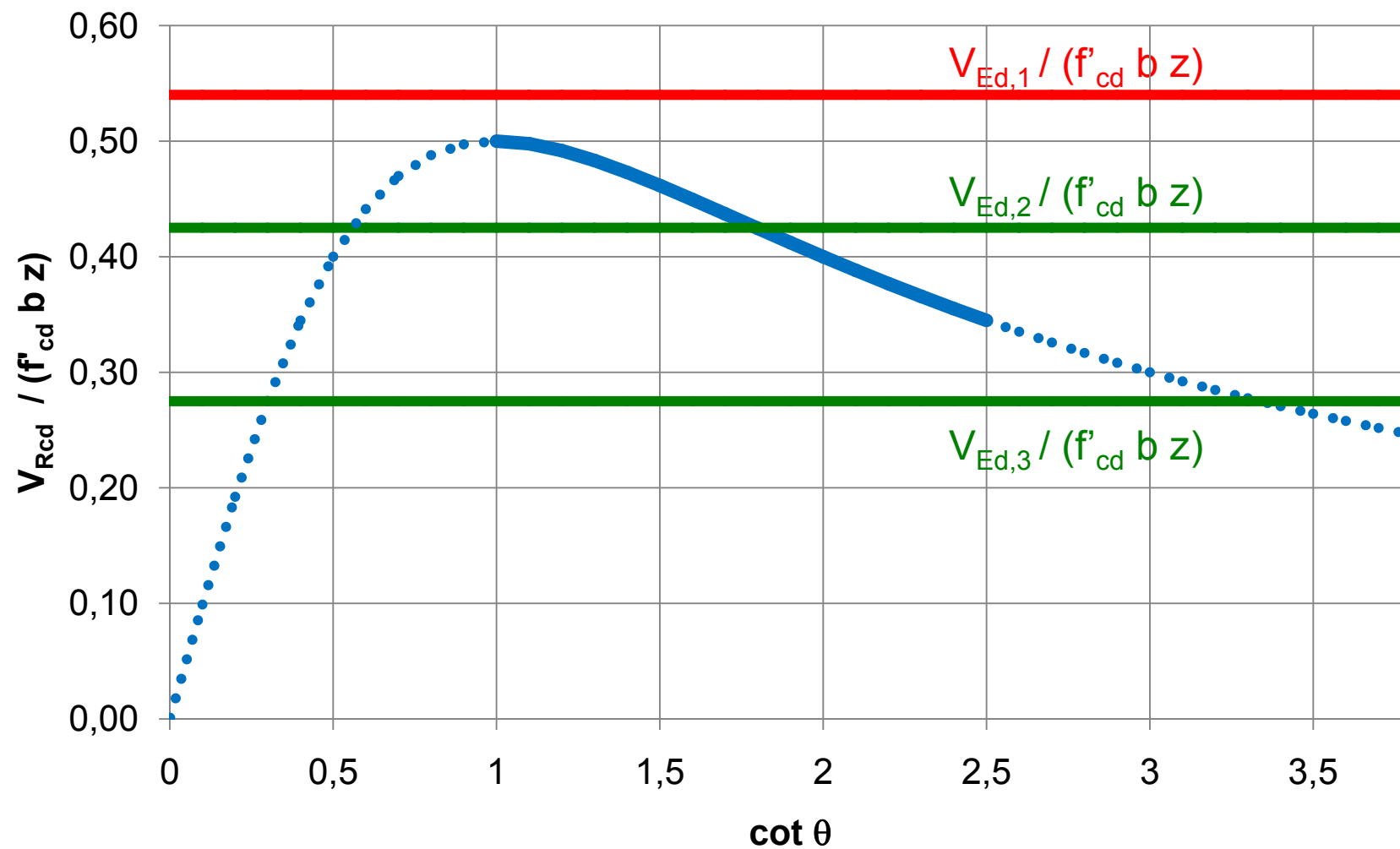
σ_{cp}

La resistenza al taglio della trave è la minore tra la resistenza a taglio-trazione e quella a taglio-compressione:

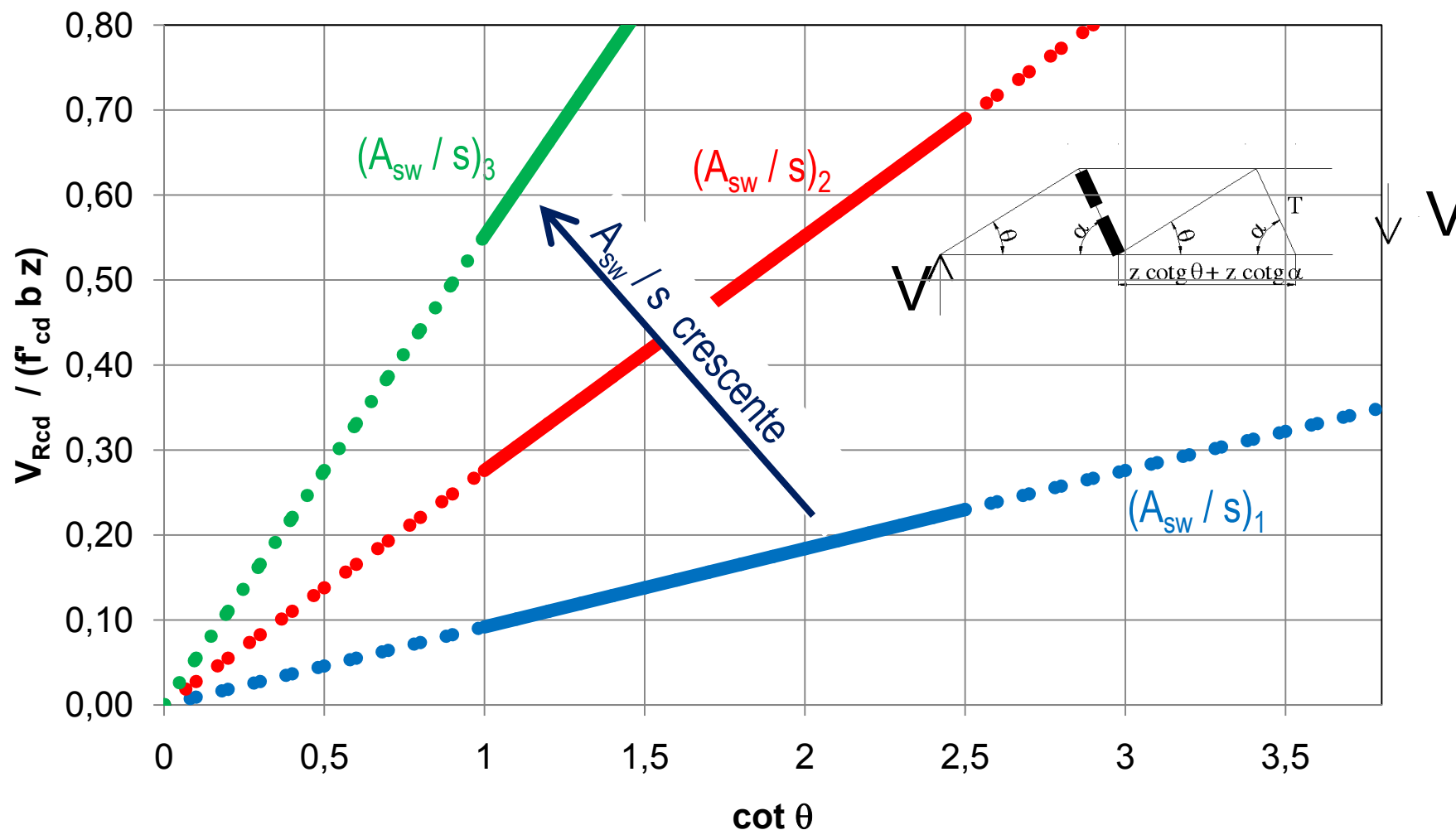
$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd}) \quad (4.1.20-NTC)$$



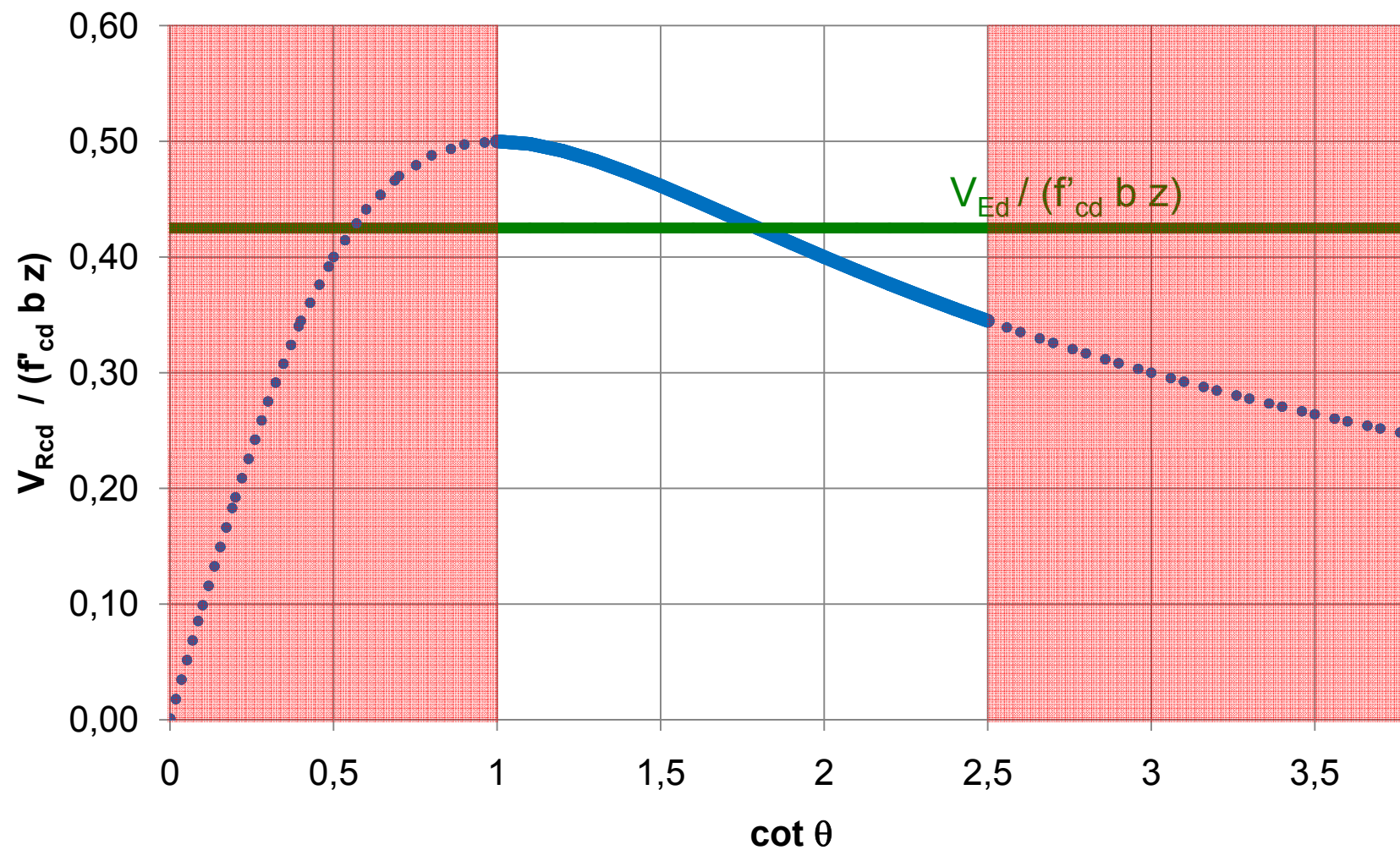
Variazione della resistenza a taglio-compressione con l'inclinazione delle bielle

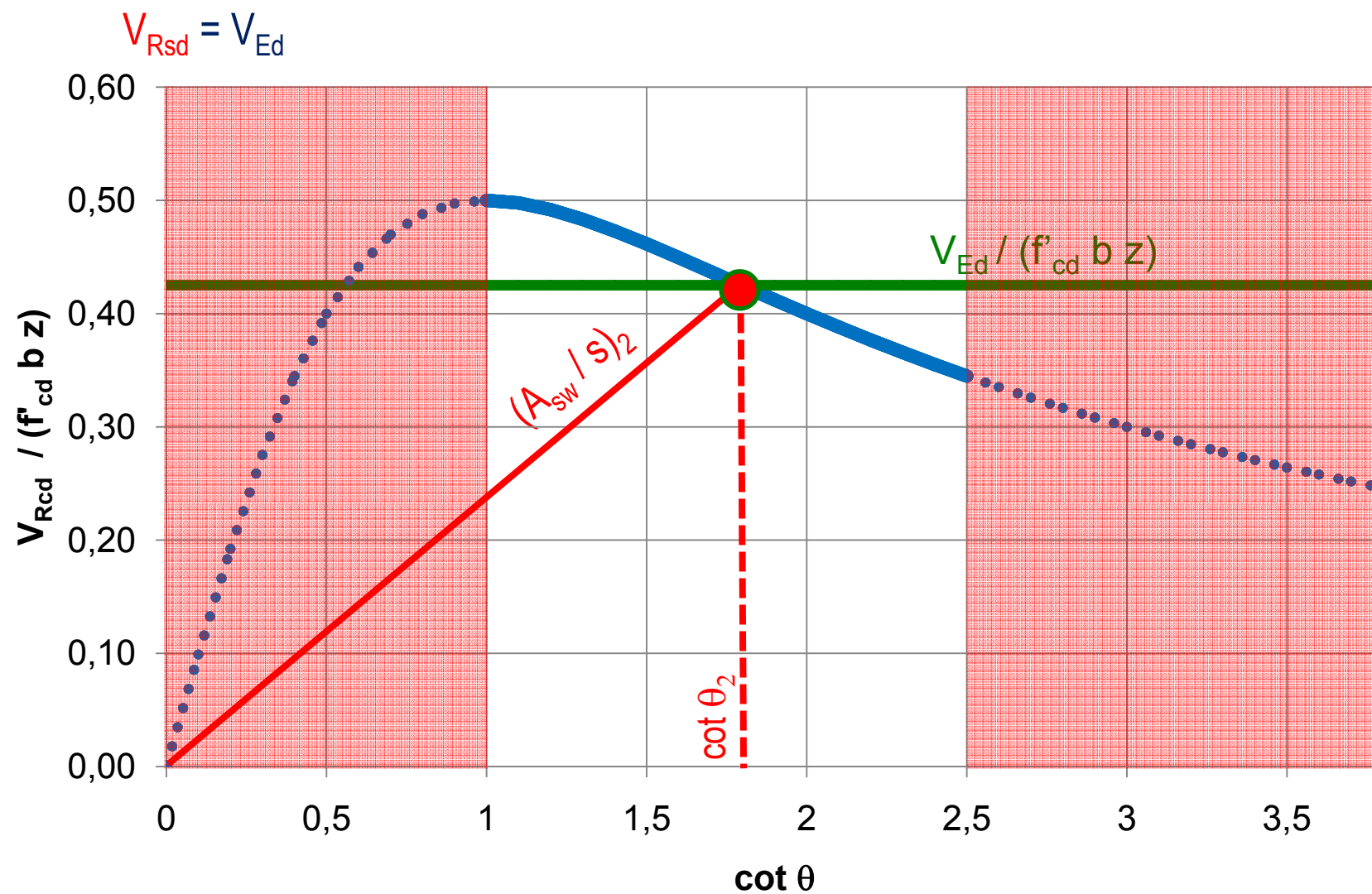


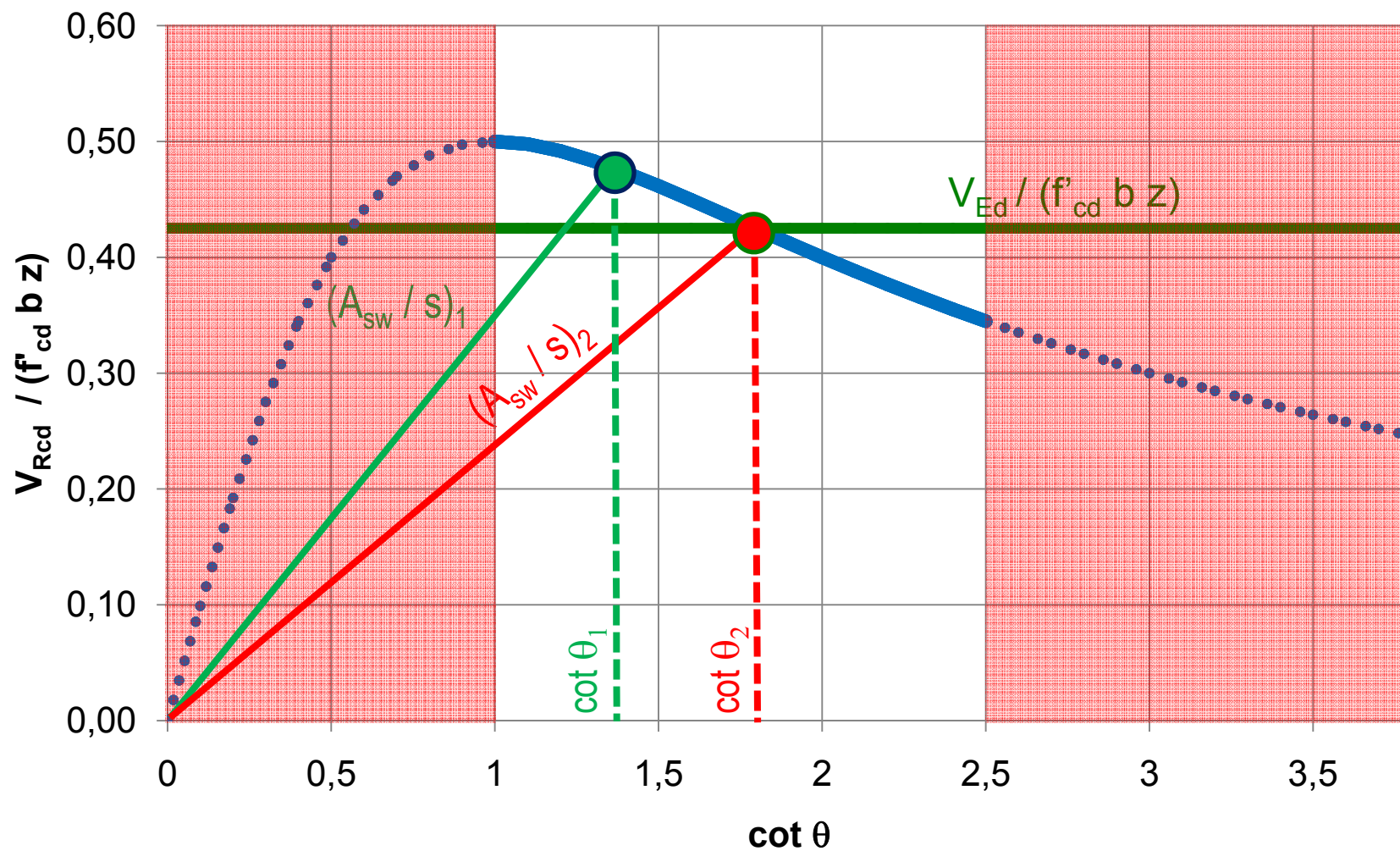
$$V_{Rsd} / (f'_{cd} b z) = [f_{vd} (A_{sw} / s) / (f'_{cd} b)] \cotg \theta \quad \text{per } \alpha = 90^\circ$$

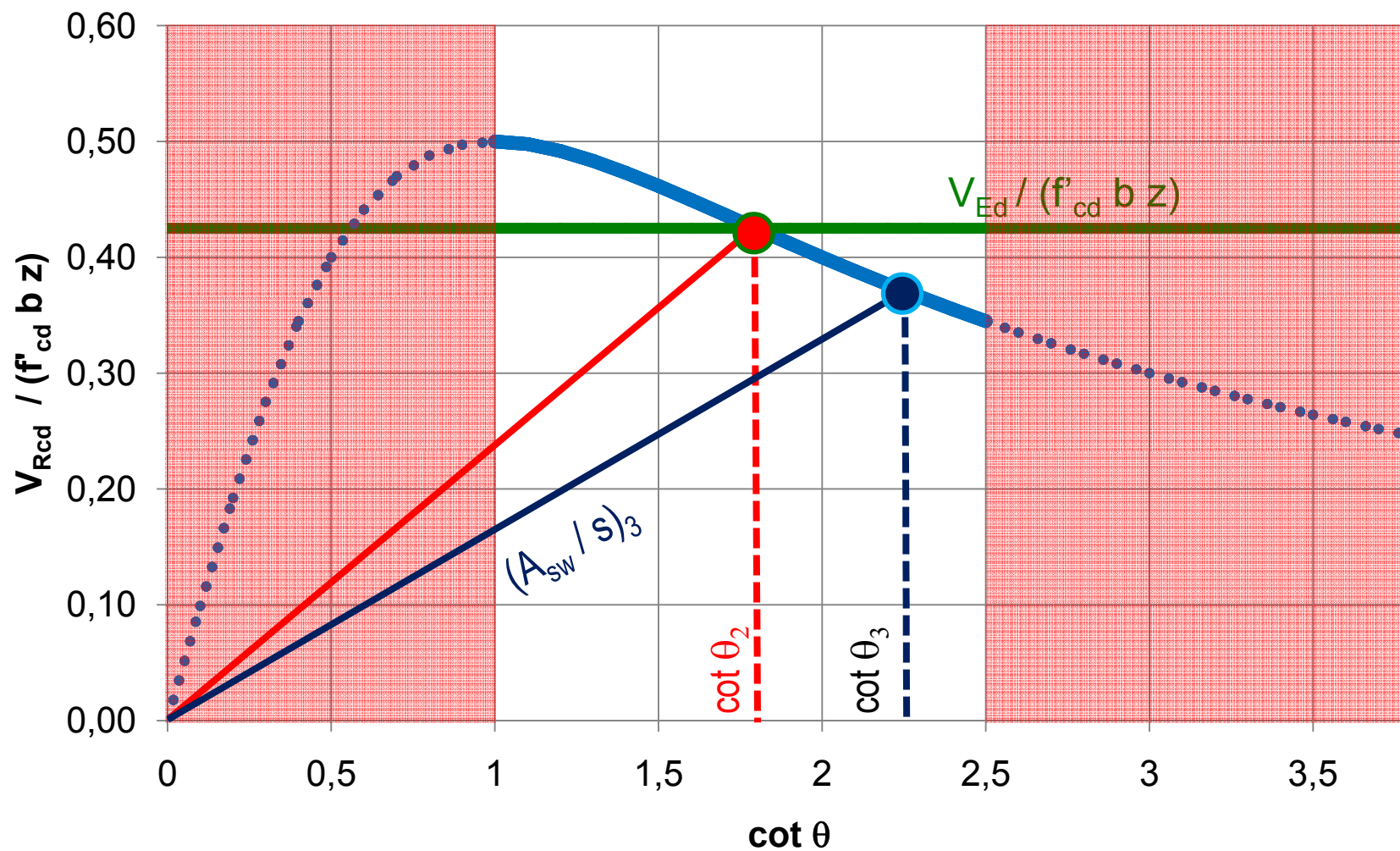


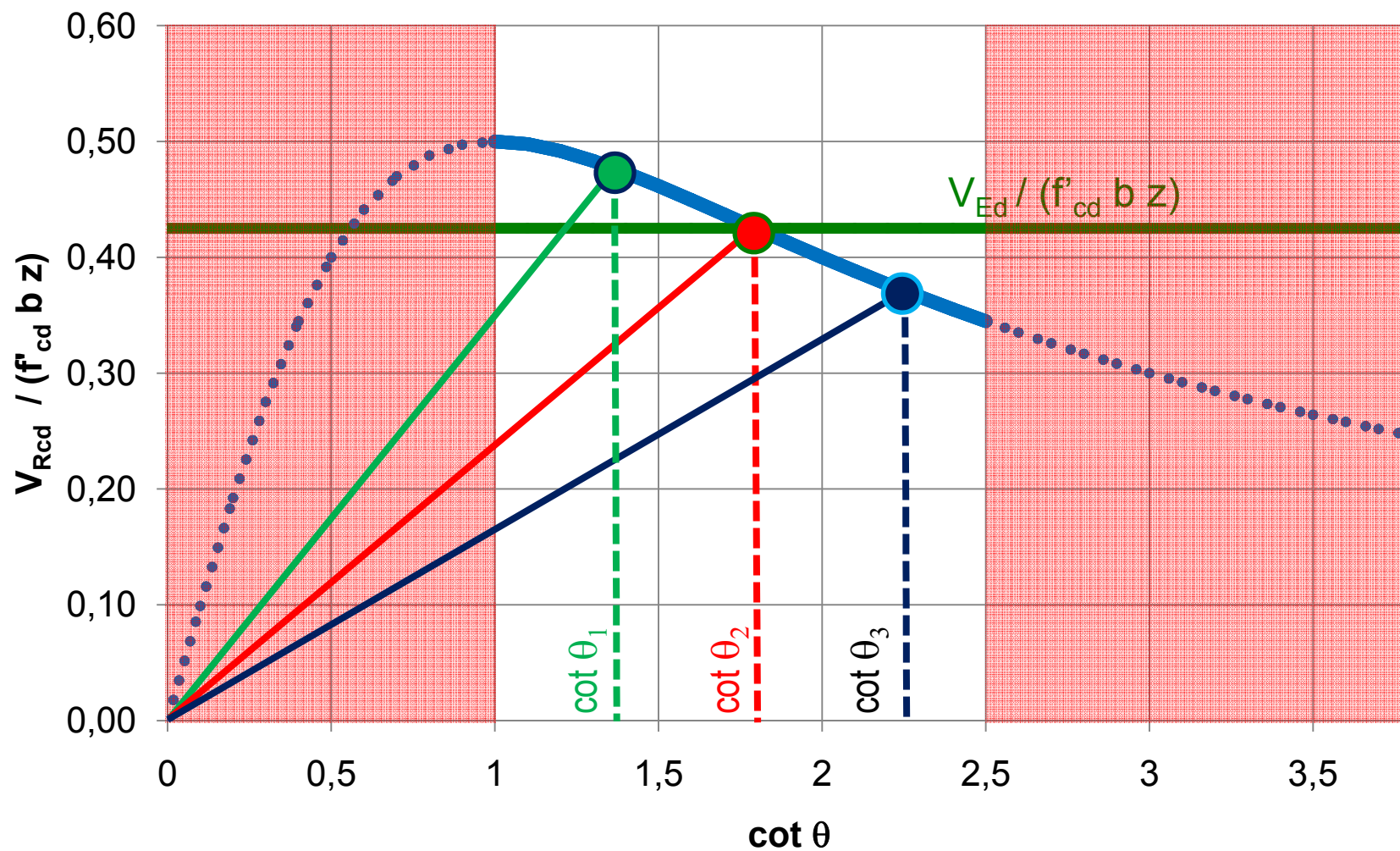
Variazione della resistenza a taglio-trazione con l'inclinazione delle bielle e per diversi quantitativi di armatura trasversale ($\alpha = 90^\circ$, staffe)

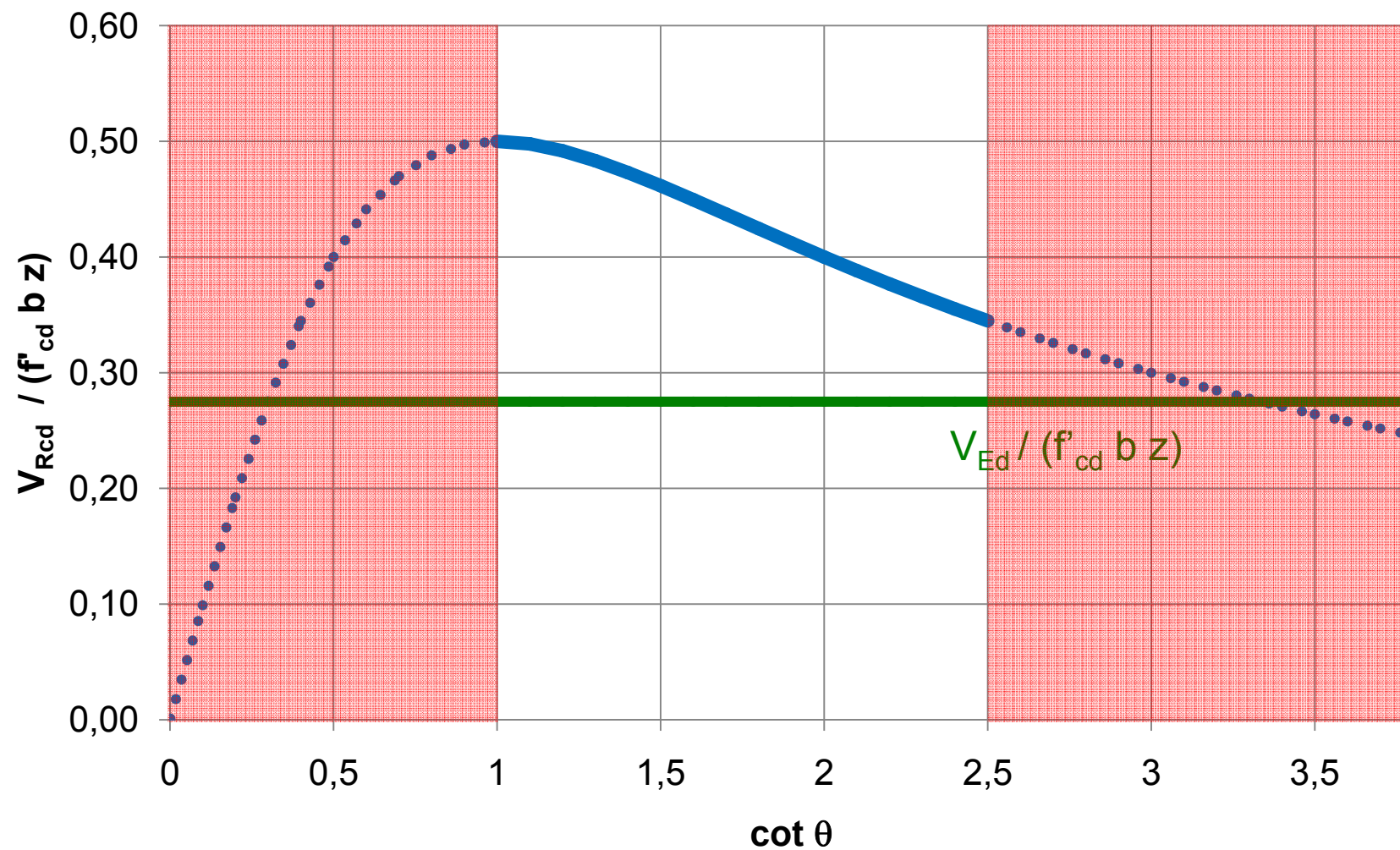


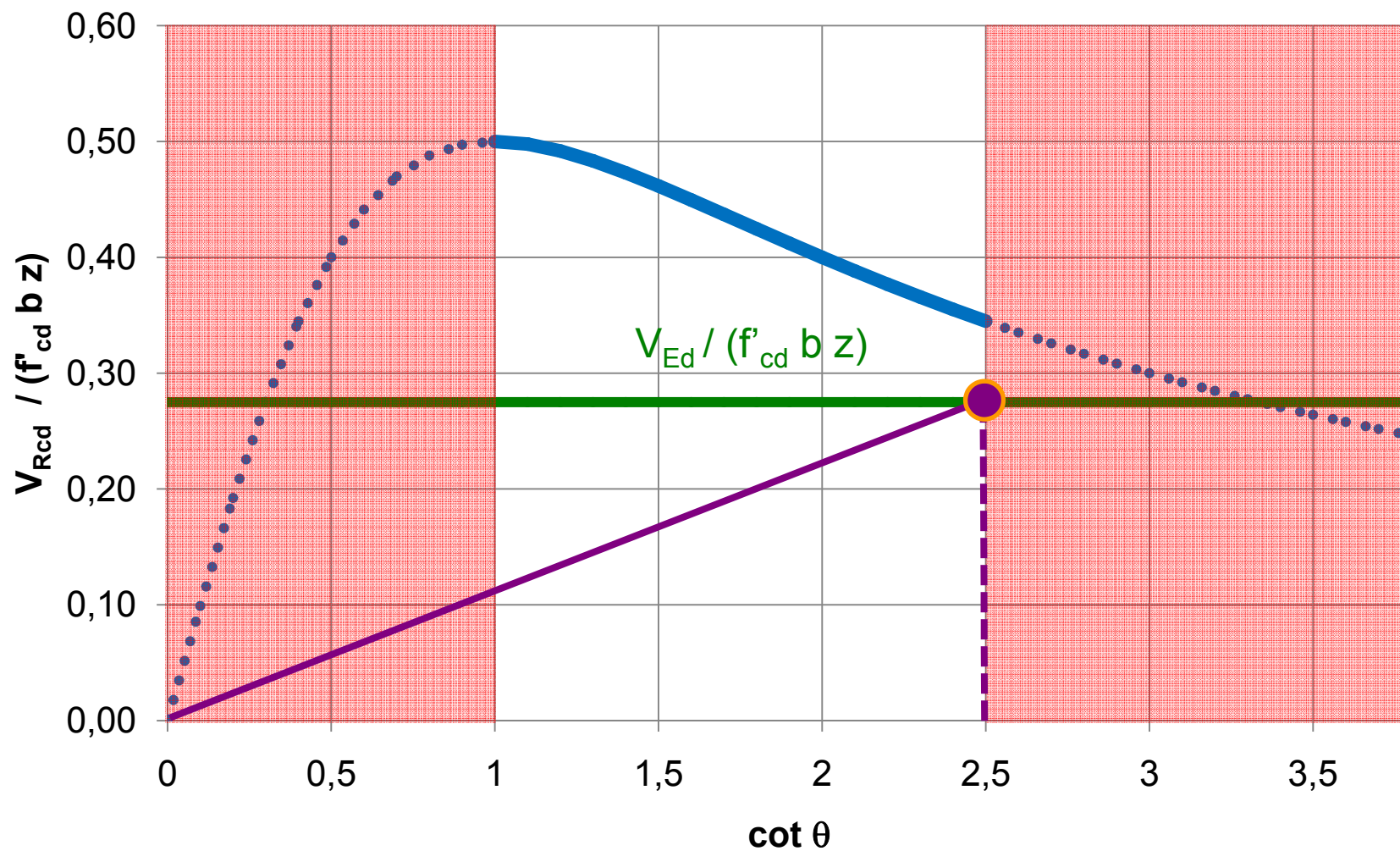












Progetto delle staffe trave in spessore

Taglio sollecitante

$$V_{Ed} = 132 \text{ kN}$$

Dimensioni geometriche (sezione rettangolare)

$$b_w = 550 \text{ mm}, h = 220 \text{ mm}, d = 180 \text{ mm}, \\ z = 150 \text{ mm (dal calcolo di } x/d \text{ a flessione)}$$

Materiali

acciaio B450C:

$$f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$$

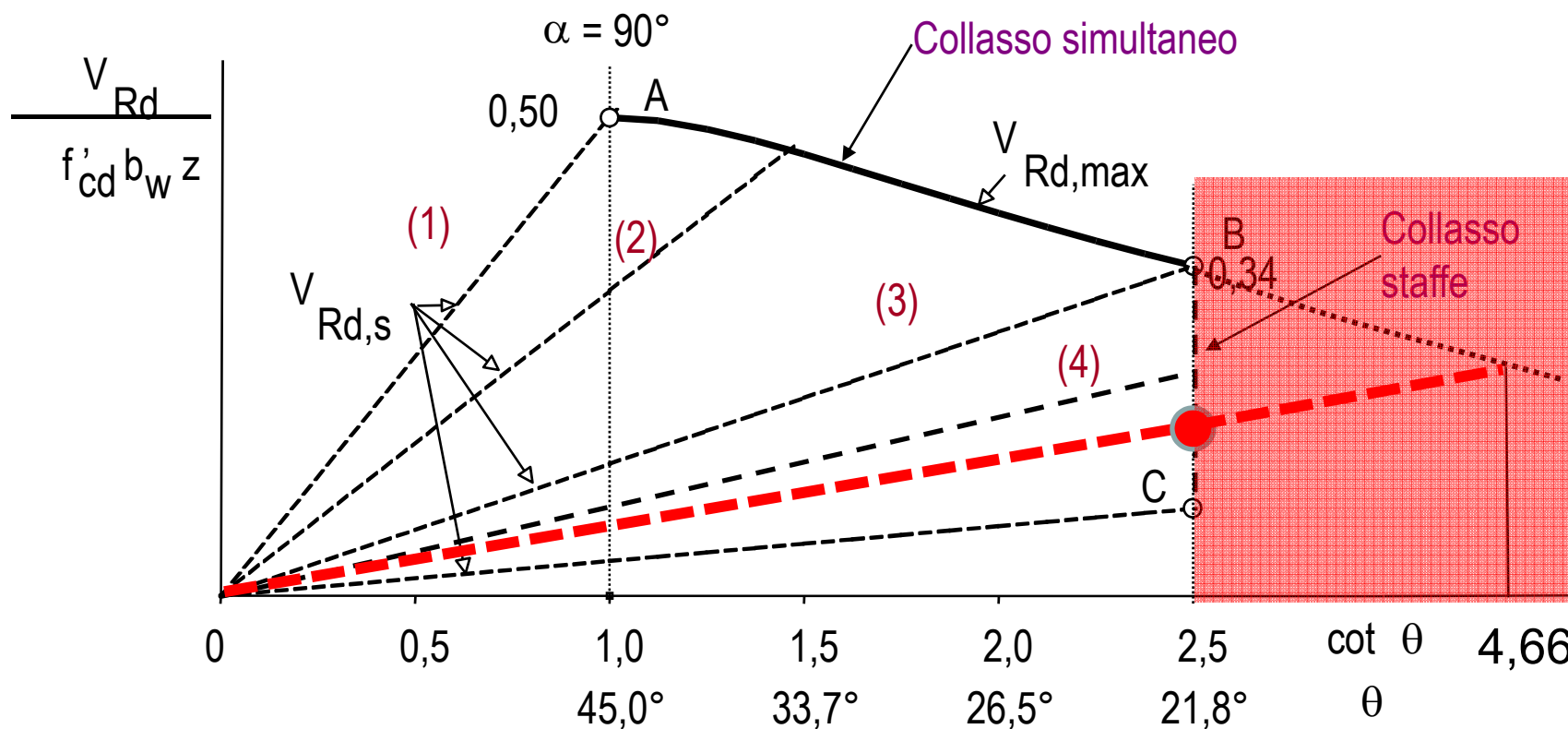
calcestruzzo C25/30:

$$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2 \quad f_{cd} = 14,16 \text{ N/mm}^2 \quad f'_{cd} = 7,08 \text{ N/mm}^2$$

1. si calcola θ uguagliando il taglio sollecitante alla resistenza a taglio-compressione

$$\theta = \frac{1}{2} \arcsen \frac{2V_{Ed}}{f'_{cd} b_w z} = \frac{1}{2} \arcsen \frac{2 \cdot 132000}{7,08 \cdot 550 \cdot 150} = 13,435^\circ$$

da cui $\cot \theta = 4,19 > 2,5$



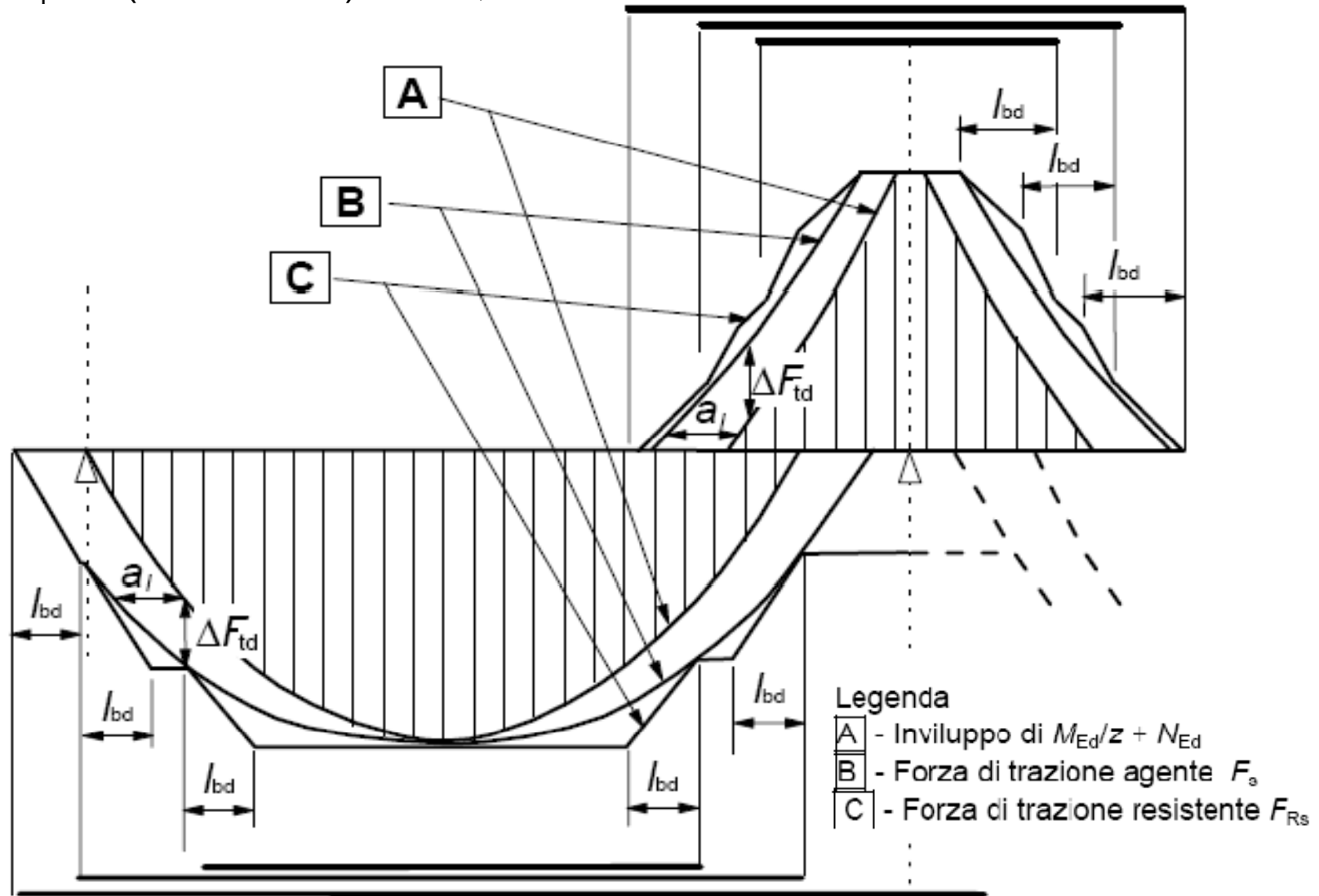
2. essendo $\cot \theta > 2,5$ si calcola l'armatura a taglio ponendo $\cot \theta = 2,5$ ed invertendo la formula della resistenza a taglio-trazione:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta} = \frac{132000}{150 \cdot 391 \cdot 2,5} = 0,9 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

che può essere soddisfatta con staffe a 2 bracci ϕ 8/100 mm (1,00 mm²/mm = 10 cm²/m).

OCCORRE APPLICARE LA REGOLA DELLA TRASLAZIONE PER DEFINIRE LA LUNGHEZZA DELLE ARMATURE LONGITUDINALI

$$0,45 d \leq a_1 = z (\cot \theta - \cot \alpha) / 2 \leq 1,125 d$$





Ordine Ingegneri Provincia
Barletta-Andria-Trani

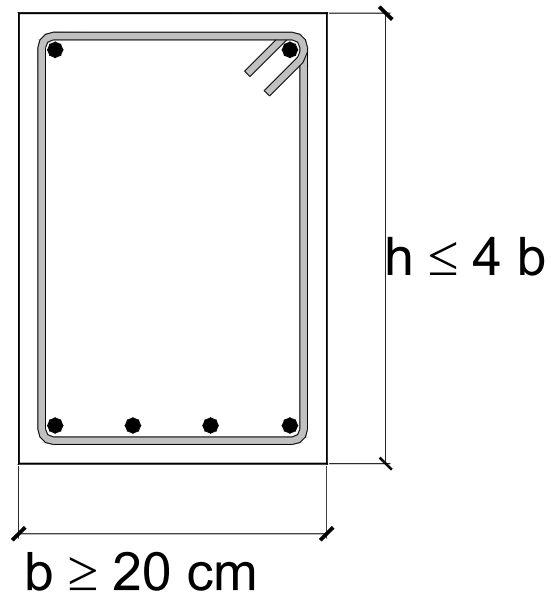


La Progettazione Strutturale secondo D.M. 14.01.08 e Circolare Applicativa
Andria, 4 Giugno 2010

Progettazione di strutture in c.a.

Dettagli costruttivi travi

7.4.6.1 Limitazioni geometriche



per travi in spessore:

$$b \leq b_c + 2(h/2) \leq 2b_c$$

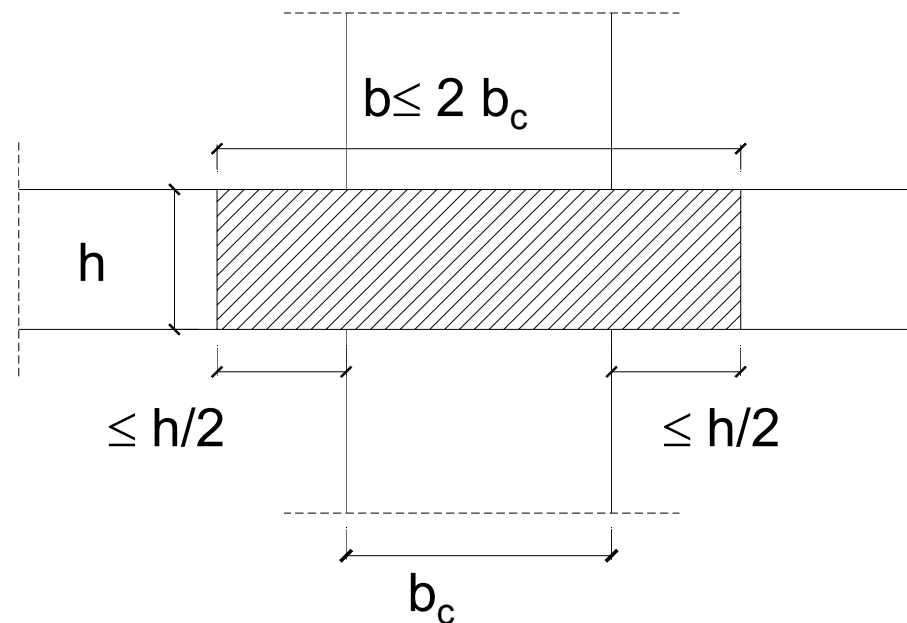
dove b_c è la larghezza del pilastro ortogonale all'asse della trave

7.4.6.1.1 Travi

$$b \geq 20 \text{ cm}$$

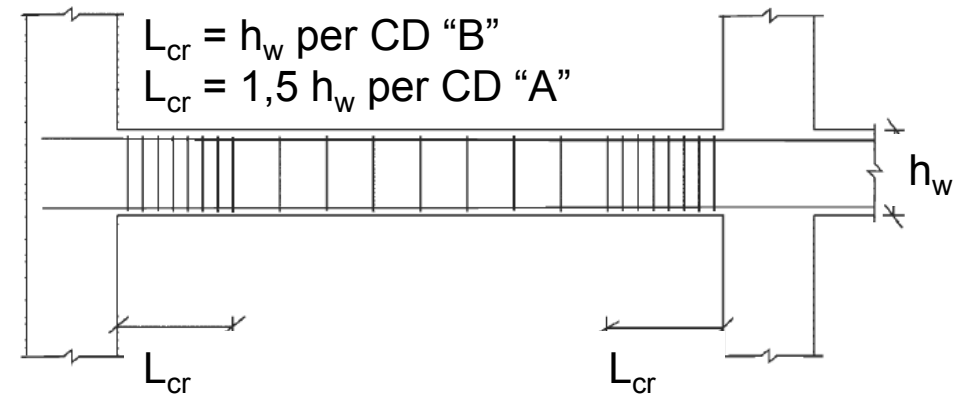
$$b/h \geq 0,25$$

$$(h \leq 4b)$$



7.4.6.1 Limitazioni geometriche

Le zone critiche si estendono, per CD "B" e CD "A", per una lunghezza pari rispettivamente a 1 e 1,5 volte l'altezza della sezione della trave, misurata a partire dalla faccia del nodo trave-pilastro o da entrambi i lati a partire dalla sezione di prima plasticizzazione



Per travi che sostengono un pilastro in falso, si assume una lunghezza pari a 2 volte l'altezza della sezione misurata da entrambe le facce del pilastro

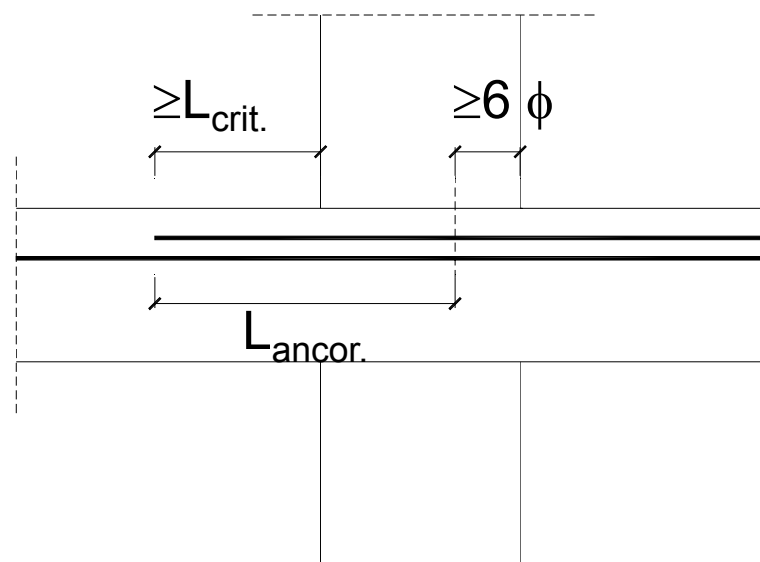
7.4.6.2.1 Limitazioni di armatura

Le armature longitudinali delle travi, sia superiori che inferiori, devono attraversare, di regola, i nodi senza ancorarsi o giuntarsi per sovrapposizione in essi

se ciò non è possibile, occorre rispettare le seguenti prescrizioni:

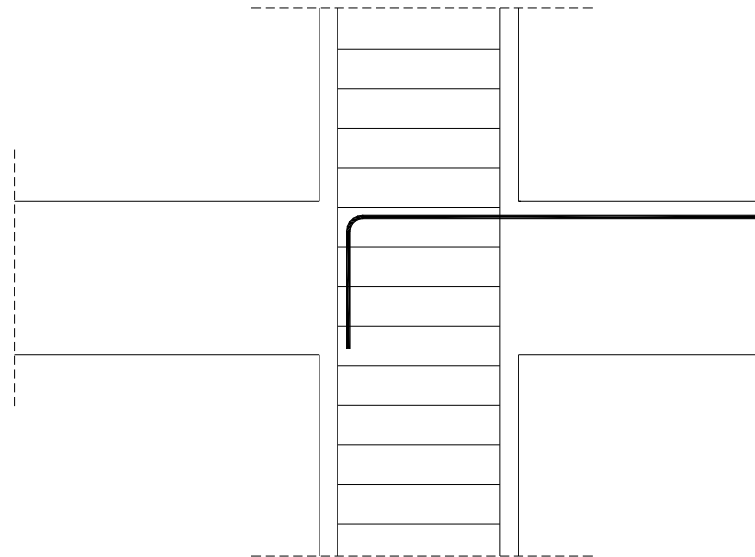
- le barre vanno ancorate oltre la faccia opposta a quella di intersezione con il nodo, oppure rivoltate verticalmente in corrispondenza di tale faccia, a contenimento del nodo

- la lunghezza di ancoraggio delle armature tese va calcolata in modo da sviluppare una tensione nelle barre pari a $1,25 f_{yk}$, e misurata a partire da una distanza pari a 6 diametri dalla faccia del pilastro verso l'interno



7.4.6.2.1 Limitazioni di armatura

la parte dell'armatura longitudinale della trave che si ancora nel nodo, deve essere collocata all'interno delle staffe del pilastro



per prevenire lo sfilamento di queste armature il diametro ϕ delle barre non deve rispettare un valore massimo (7.4.26)

7.4.6.2.1 Limitazioni di armatura

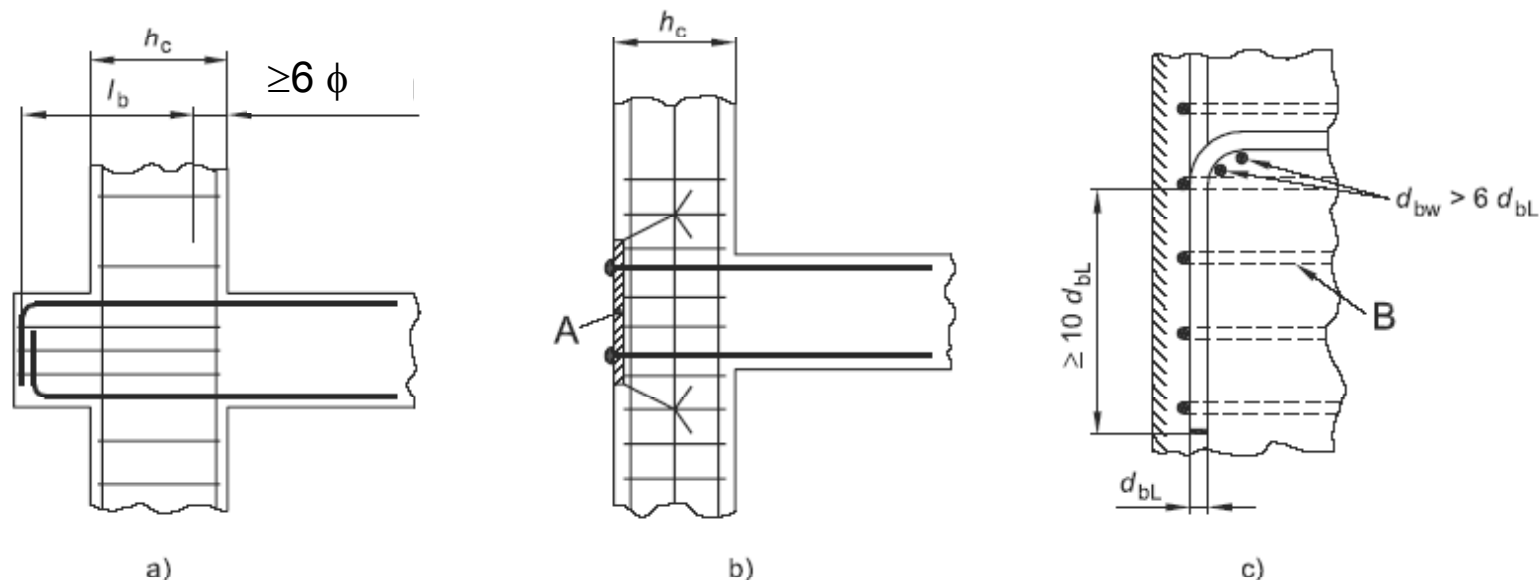
se per nodi esterni non è possibile soddisfare la limitazione sul diametro massimo, si può adottare una delle tre soluzioni mostrate in figura

figura 5.13 Misure aggiuntive per ancoraggi realizzati in collegamenti trave-colonna esterni

Legenda

A Piastra di ancoraggio

B Staffe attorno alle barre della colonna





Ordine Ingegneri Provincia
Barletta-Andria-Trani



La Progettazione Strutturale secondo D.M. 14.01.08 e Circolare Applicativa
Andria, 4 Giugno 2010

Progettazione di strutture in c.a.

Dettagli costruttivi pilastri

4.1.6.1.2 Armatura dei pilastri

armature longitudinali

ϕ minimo: 12 mm

interasse massimo: 300 mm

area minima:

$$A_{s,min} = (0,10 N_{Ed} / f_{yd}) \geq 0,003 A_c \quad (4.1.44)$$

f_{yd} è la resistenza di calcolo dell'armatura (riferita allo snervamento)

N_{Ed} è la forza di compressione assiale di calcolo

A_c è l'area di calcestruzzo

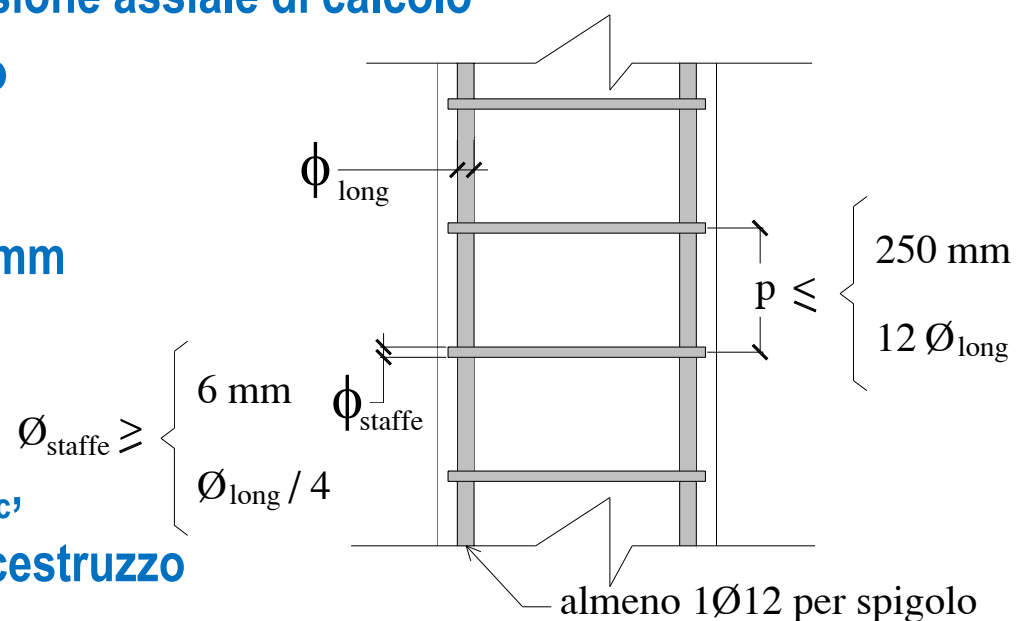
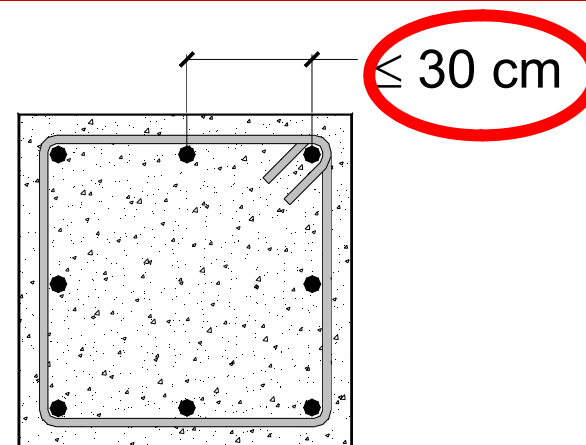
armature trasversali

interasse massimo: $12 \phi_{long} \leq 250$ mm

diametro minimo: $6 \text{ mm} \geq \phi_{long} / 4$

area massima fuori dalle zone
di sovrapposizione: $A_{s,max} = 0,04 A_c$,

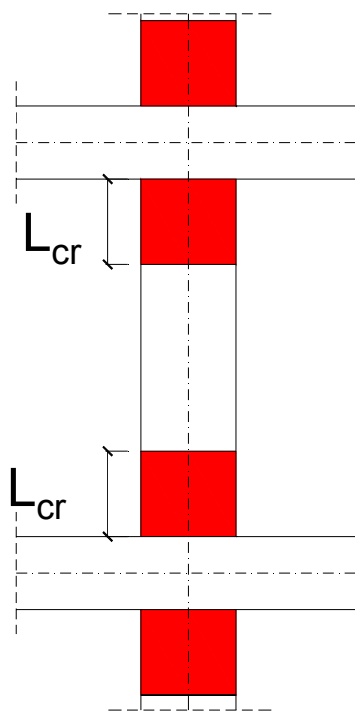
A_c : area sezione trasversale di calcestruzzo



7.4.6.1.2 Pilastrì

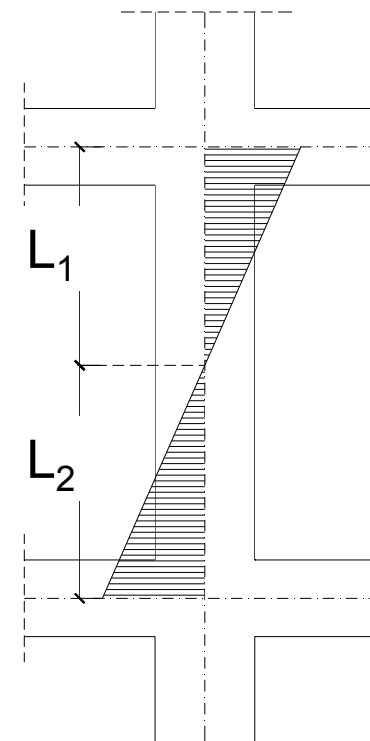
dimensione minima sezione trasversale h : **250 mm**

(se le non linearità geometriche devono essere messe in conto, la dimensione minima deve soddisfare anche la condizione $h \leq \max(L_1, L_2) / 10$)



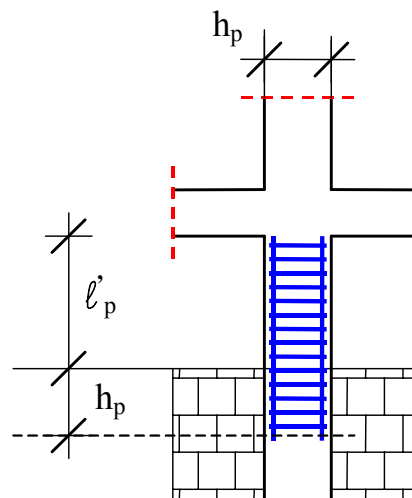
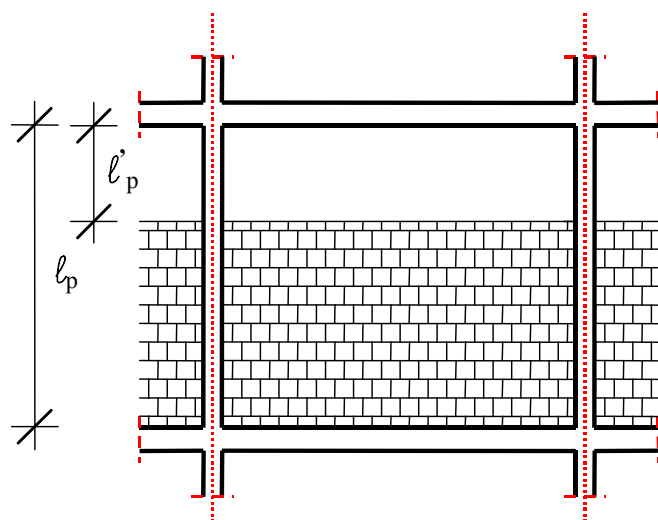
la lunghezza della zona critica L_{cr}
è il valore massimo tra:

1. altezza della sezione
 2. 1/6 dell'altezza libera del pilastro
 3. 45 cm
 4. altezza libera del pilastro se inferiore a 3 volte l'altezza della sezione
- (es. pilastro 30x30 di 85 cm, $L_{cr} = 85$ cm)



7.4.6.1.2 Pilastrì

nel caso in cui i tamponamenti non si estendano per l'intera altezza dei pilastrì adiacenti, l'armatura risultante deve essere estesa per una distanza pari alla profondità del pilastro oltre la zona priva di tamponamento; nel caso in cui l'altezza della zona priva di tamponamento fosse inferiore a 1,5 volte la profondità del pilastro, debbono essere utilizzate armature bi-diagonali

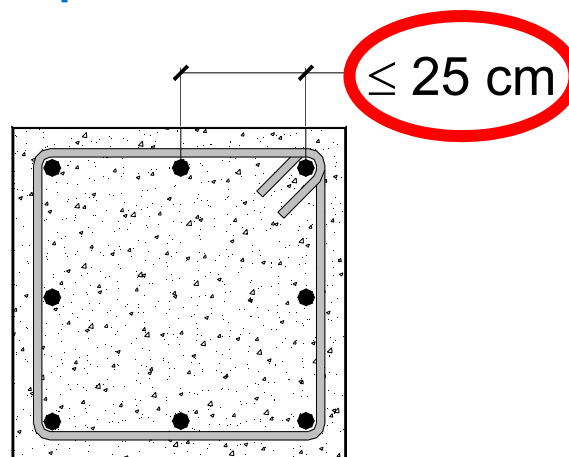


$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{C,Rd}^s + M_{C,Rd}^i}{l_p}$$

qualora il tamponamento sia presente su un solo lato di un pilastro, l'armatura trasversale da disporre alle estremità del pilastro deve essere estesa all'intera altezza del pilastro

7.4.6.1.2 Pilastr

per tutta la lunghezza del pilastro l'interasse tra le barre non deve essere superiore a 25 cm



limiti per la percentuale geometrica ρ di armatura longitudinale nella sezione corrente del pilastro:

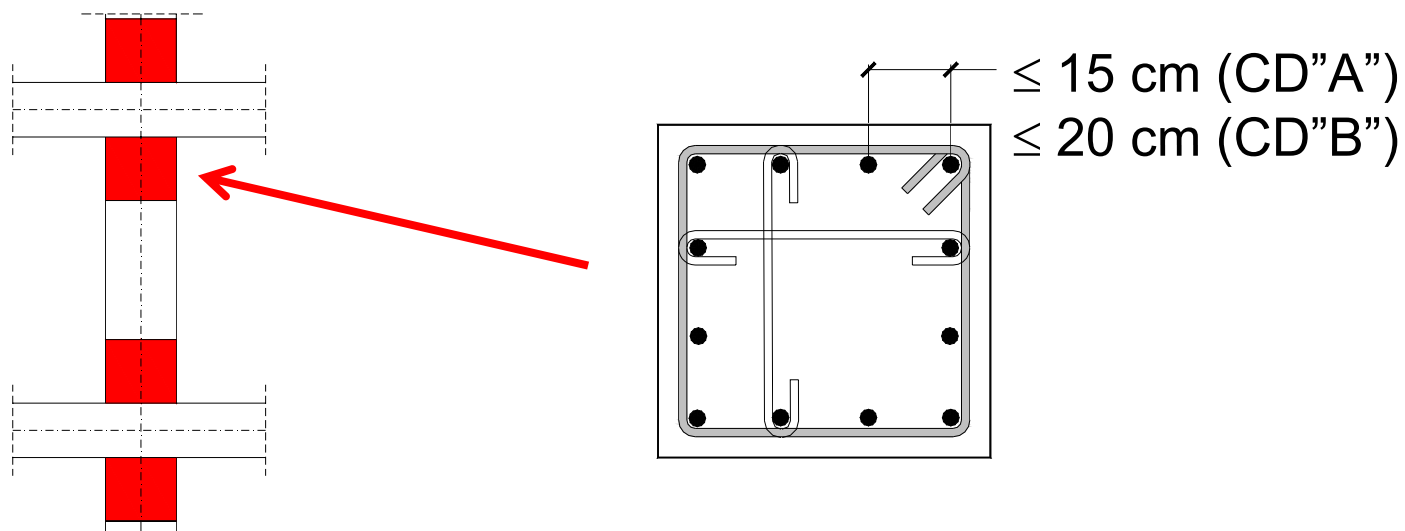
$$1\% \leq \rho \leq 4\% \quad (7.4.27)$$

se sotto l'azione del sisma la forza assiale su un pilastro è di trazione, la lunghezza di ancoraggio delle barre longitudinali deve essere incrementata del 50%

7.4.6.1.2 Pilastrì

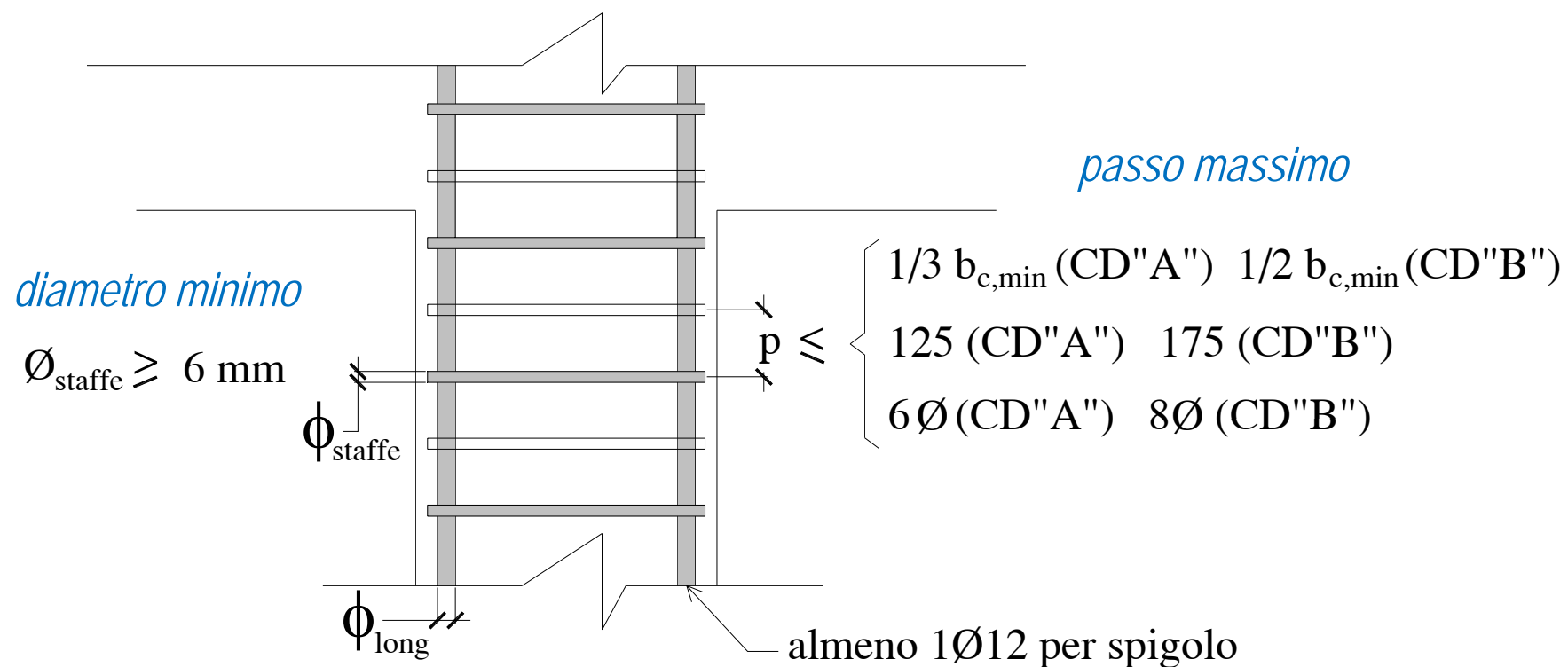
armature longitudinali nelle zone critiche:

1. le barre disposte sugli angoli della sezione devono essere contenute dalle staffe
2. almeno una barra ogni due, di quelle disposte sui lati, deve essere trattenuta da staffe interne o da legature
3. le barre non fissate devono trovarsi a meno di 15 cm e 20 cm da una barra fissata, rispettivamente per CD "A" e CD "B"



7.4.6.1.2 Pilastrì

staffe nelle zone critiche



7.4.6.1.2 Pilastr

ulteriori prescrizioni per le staffe

si devono disporre staffe in un quantitativo minimo non inferiore a:

$$\frac{A_{st}}{s} \geq \begin{cases} 0,08 \frac{f_{cd} \cdot b_{st}}{f_{yd}} & \text{per CD "A" al di fuori della zona critica e per CD "B"} \\ 0,12 \frac{f_{cd} \cdot b_{st}}{f_{yd}} & \text{per CD "A"} \end{cases} \quad (7.4.28)$$

in cui A_{st} è l'area complessiva dei bracci delle staffe, b_{st} è la distanza tra i bracci più esterni delle staffe ed s è il passo delle staffe

EC8

5.4 Design for DCM

$$\omega_{wd} = \frac{\text{volume of confining hoops}}{\text{volume of concrete core}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

5.4.3.2.2

(9) A minimum value of ω_{wd} equal to 0,08 should be provided within the critical region at the base of the primary seismic columns.

5.5 Design for DCH

5.5.3.2.2

(10) The minimum value of ω_{wd} to be provided is 0,12 within the critical region at the base of the column, or 0,08 in all column critical regions above the base.

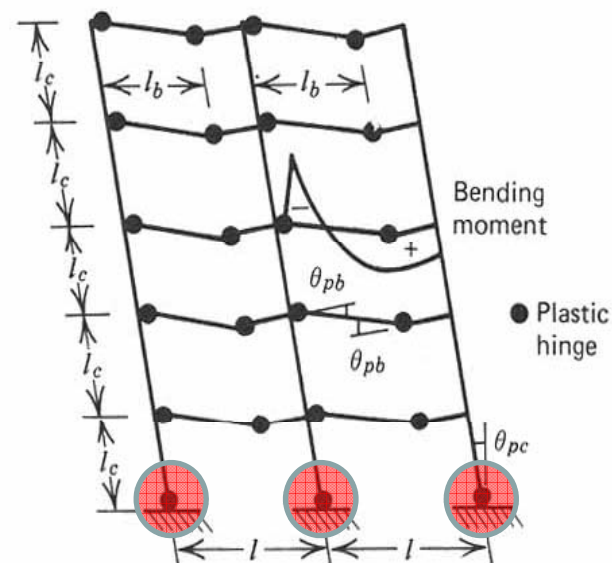
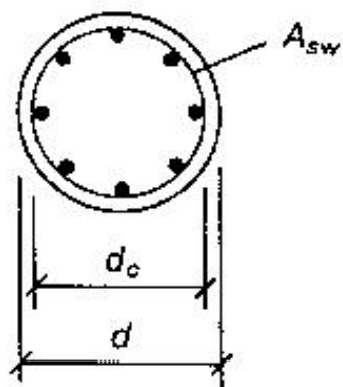


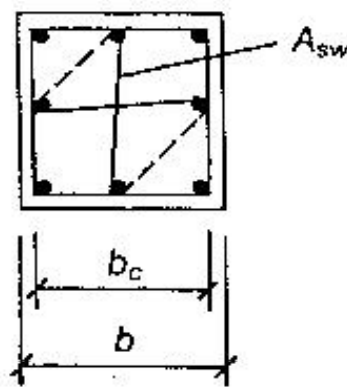
Fig. 11.31. Beam sidesway mechanism.

EC8

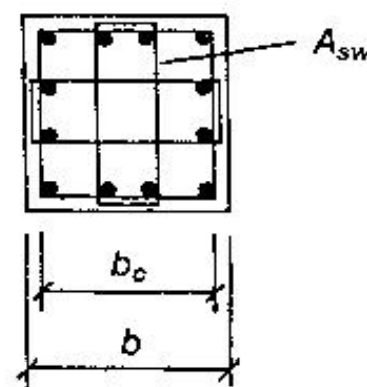
$$\left[\omega_{wd} = \frac{\text{volume of confining hoops}}{\text{volume of concrete core}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \right]$$



$$\omega_{wd} = \frac{4A_{sw}}{d_c s} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$



$$\omega_{wd} = \frac{6A_{sw}}{b_c s} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$



$$\omega_{wd} = \frac{9A_{sw}}{b_c s} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

sez. quadrata NTC

$$A_{st} / s \geq 0,08 f_{cd} / f_{yd}$$

$$4 A_{sw} / s \geq 0,08 f_{cd} / f_{yd}$$

sez. quadrata EC8

$$\omega_{wd} = (4 A_{sw} b_c) f_{yd} / [s b_c^2 f_{cd}] \geq 0,08$$

$$4 A_{sw} / s \geq 0,08 f_{cd} / f_{yd}$$



Ordine Ingegneri
Provincia
Barletta-Andria-Trani



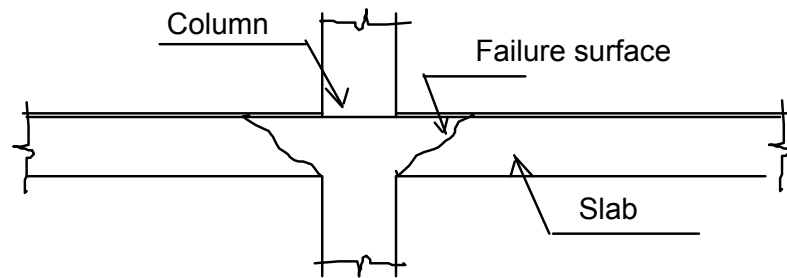
La Progettazione Strutturale secondo D.M. 14.01.08 e Circolare Applicativa
Andria, 4 Giugno 2010

Progettazione di strutture in c.a.

Punzonamento

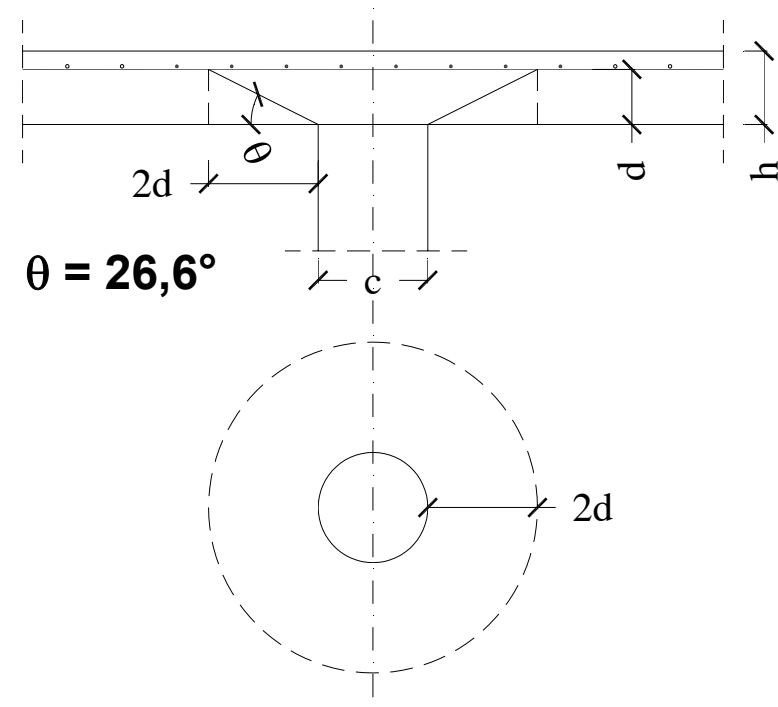
PUNZONAMENTO

Rottura per perforazione dell'elemento strutturale dovuta allo **spessore piccolo** in rapporto all'entità della reazione localizzata e alle dimensioni dell'impronta su cui la reazione è distribuita



PUNZONAMENTO

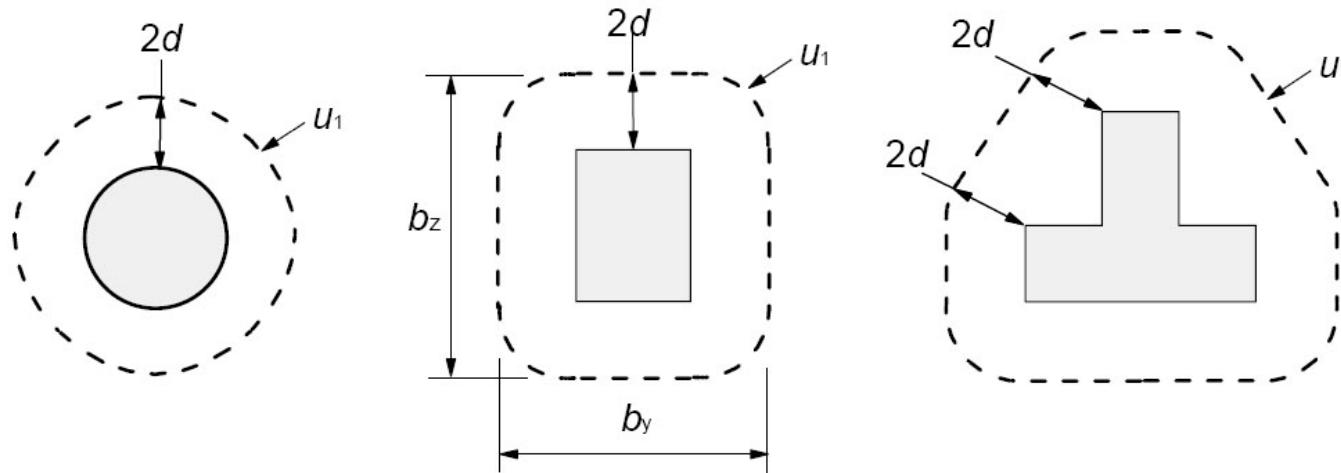
- Manca ancora una formulazione analitica esauriente e definitiva per la trattazione del problema.
- Le formule proposte sono di natura sperimentale.
- Le Norme propongono un calcolo convenzionale da eseguirsi con riferimento ad un **perimetro critico** convenzionale lungo il quale distribuire la resistenza.



OSSERVAZIONI

- 1 Espressione della resistenza a taglio-punzonamento della precedente versione di EC2 forniva risultati non conservativi per calcestruzzi di resistenza elevata.
- 2 L'ultima versione della EN-1992-1-1 adotta l'espressione proposta nel Model Code '90, dove la distanza del perimetro critico dal contorno del pilastro non è più pari a $1,5d$ ma a $2d$.

Per pilastri a sezione poligonale, il perimetro di verifica di base si ottiene da quello del pilastro trasladando i lati di $2d$ verso l'esterno e raccordandoli con tratti di circonferenza di raggio $2d$, centrati sui vertici della sezione.



In situazioni particolari, come nel caso di **fondazioni** soggette ad elevate pressioni di contatto o a reazioni poste ad una **distanza minore di $2d$** dal perimetro della zona caricata, occorre considerare perimetri di verifica a distanza minore di $2d$, come descritto nel seguito

Occorre eseguire le seguenti verifiche:

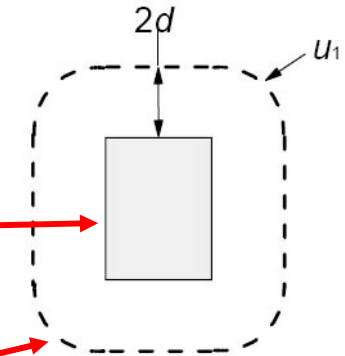
a) lungo il perimetro del pilastro o dell'area caricata:

b) lungo il perimetro di verifica posto a distanza $2d$ dal pilastro o dall'area caricata:

$$V_{Ed} < V_{Rd,c} = 0,5 u f_{ctd}$$

$$V_{Ed} < V_{Rd,c}$$

($V_{Rd,c}$ è la resistenza a punzonamento di piastre e fondazioni prive di armature a taglio-punzonamento)

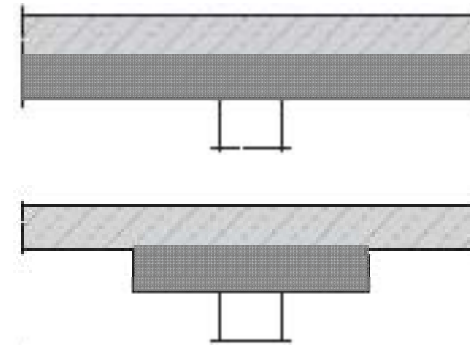
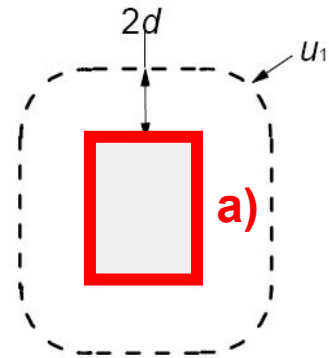


Se la condizione a) non è soddisfatta occorre aumentare le dimensioni del pilastro e/o lo spessore della piastra oppure inserire un capitello in testa al pilastro.

Se invece non è soddisfatta la condizione b) si possono introdurre apposite armature a taglio-punzonamento oppure si modificano le dimensioni del pilastro e/o della piastra (eventualmente si può inserire un capitello in testa al pilastro).

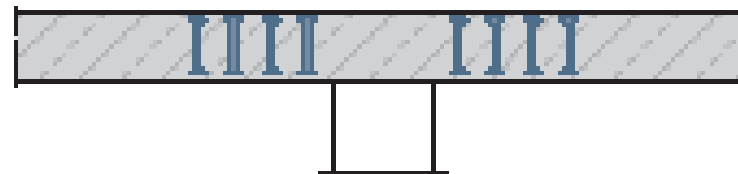
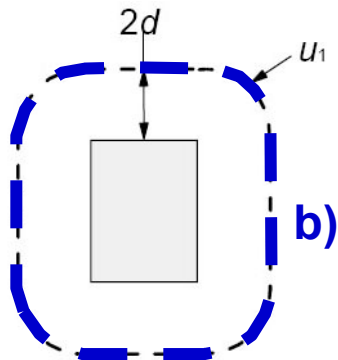
$V_{Ed} < V_{Rd,cs}$ (verifica in presenza di armature a taglio-punzonamento)

Se la condizione a) non è soddisfatta occorre aumentare le dimensioni del pilastro e/o lo **spessore della piastra** oppure inserire un **capitello** in testa al pilastro.

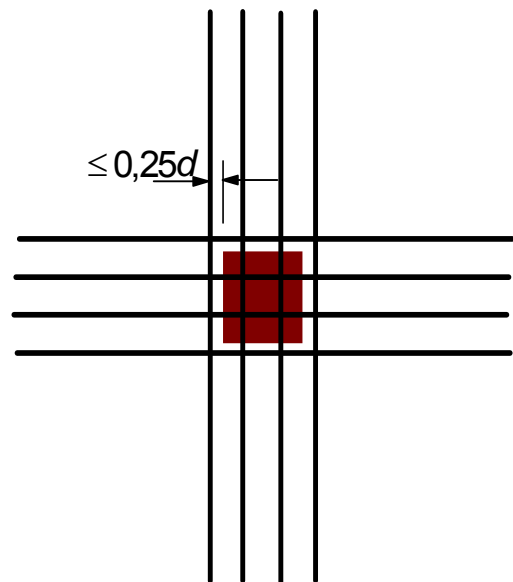


Se invece non è soddisfatta la condizione b) si possono adottare gli stessi accorgimenti descritti sopra oppure inserire apposite armature a taglio-punzonamento:

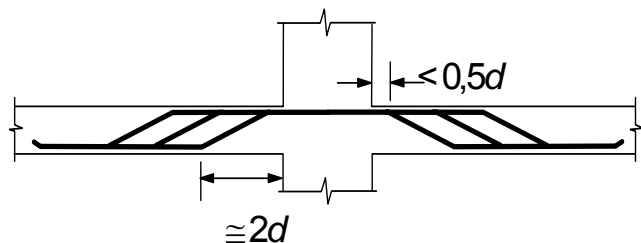
$$V_{Ed} < V_{Rd,cs} \quad (\text{verifica in presenza di armature a taglio-punzonamento})$$



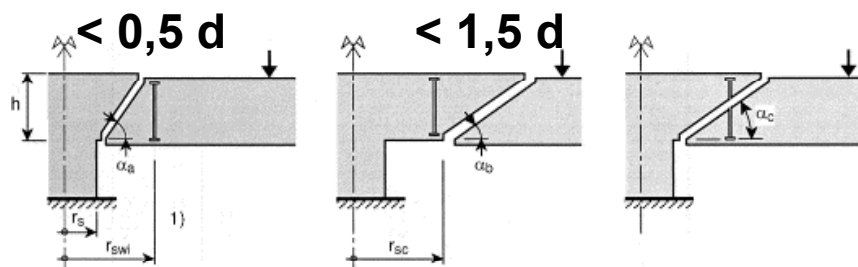
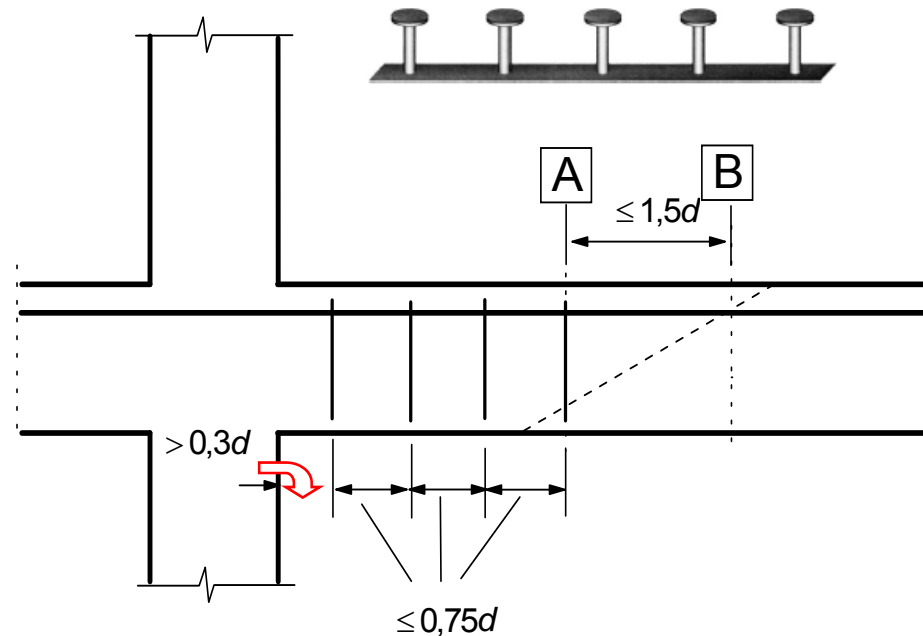
Armature per taglio – punzonamento



ferri piegati

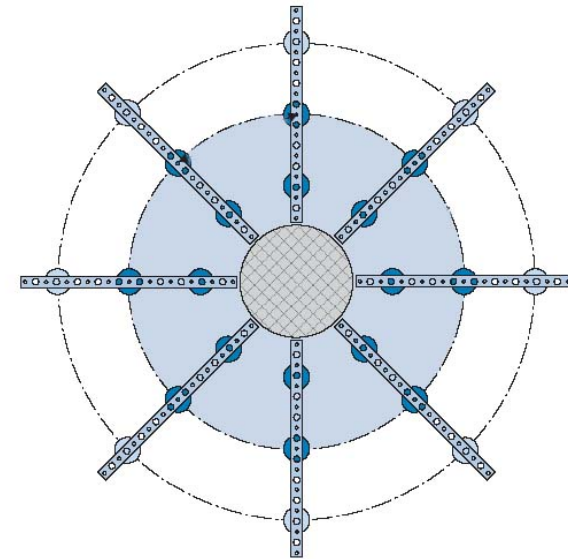
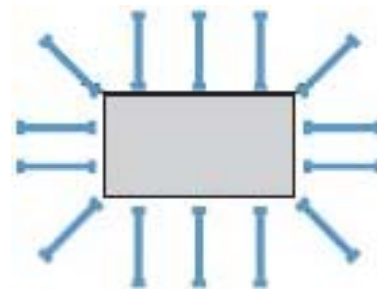
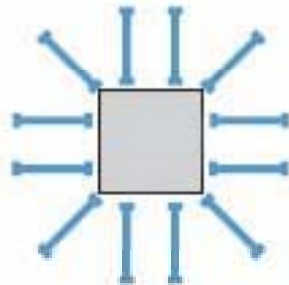


cuciture verticali



- A** - perimetro di verifica più esterno che richiede armatura a taglio
- B** - primo perimetro di verifica entro il quale non è richiesta armatura a taglio

Armature per taglio – punzonamento



La tensione tangenziale di punzonamento si calcola con la seguente espressione, dove il coefficiente β tiene conto della eventuale eccentricità della reazione di appoggio rispetto al perimetro di verifica:

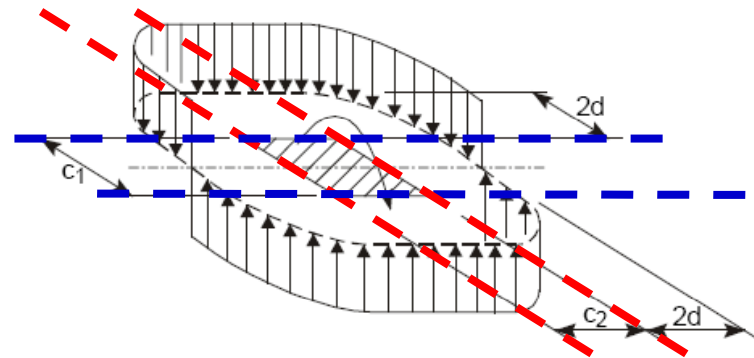
$$V_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_1 d}$$

Espressione generale di β : $\beta = 1 + k \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \frac{u_1}{W_1}$

OSSERVAZIONI

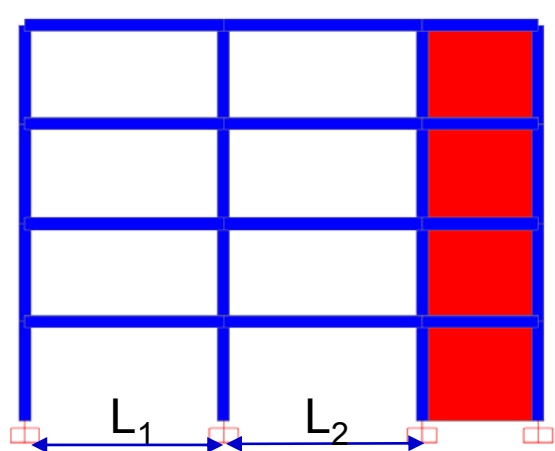
- 1 k tiene conto del fatto che un momento flettente nella piastra non è equilibrato solo da sforzi tangenziali ma anche da **flessione** nelle strisce poste nel piano di sollecitazione e da **torsione** nelle strisce ortogonali.
- 2 k tiene inoltre conto della distribuzione non uniforme del taglio, W_1 momento intorno all'asse di sollecitazione corrispondente ad una distribuzione di tipo "plastico" di sforzi tangenziali unitari lungo il perimetro di verifica:

$$W_1 = \int_0^{u_1} |e| dl$$



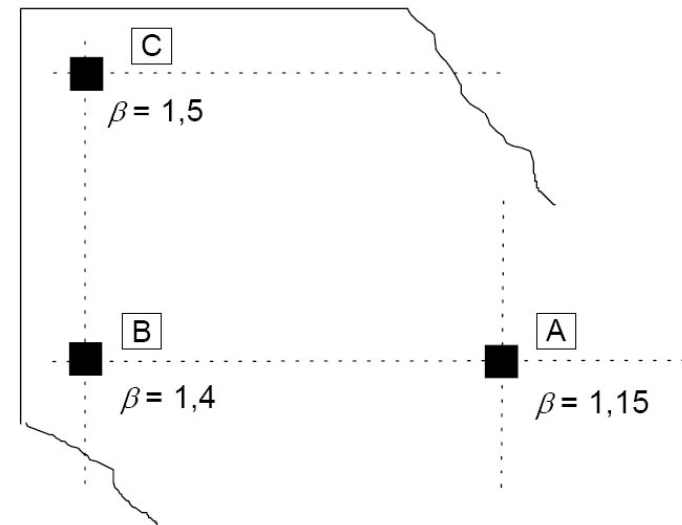
Valori approssimati del coefficiente β

1 la stabilità laterale della struttura non dipende dal funzionamento a telaio del complesso piastra – pilastri (ad es. nelle strutture controventate da setti)



$$0,75 L_1 < L_2 < 1,25 L_1$$

2 piastre dove le luci adiacenti non differiscono in lunghezza più del 25 %



RESISTENZA A PUNZONAMENTO senza ARMATURE A TAGLIO (anche in fondazione)

Formula analoga a quella usata nella verifica a taglio degli elementi senza armatura a taglio.

$$\sigma_{cp} = \frac{\sigma_{cy} + \sigma_{cz}}{2} \quad v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 \sigma_{cp})$$

tiene conto del tipo di carico (carichi persistenti e transitori o carichi eccezionali)

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$$

resistenza cilindrica caratteristica del calcestruzzo in N/mm²

media geometrica delle percentuali di armatura nelle due direzioni della piastra

$$\rho_1 = \sqrt{\rho_{1y} \rho_{1z}} \leq 0,02$$

Oss.ne v_{min} è stato introdotto perché altrimenti nelle piastre con basse percentuali di armatura (ad esempio le piastre precomprese) la resistenza a punzonamento risulterebbe inferiore ai valori sperimentali

RESISTENZA A PUNZONAMENTO DI PIASTRE O FONDAZIONI DI PILASTRI CON ARMATURE A TAGLIO-PUNZONAMENTO

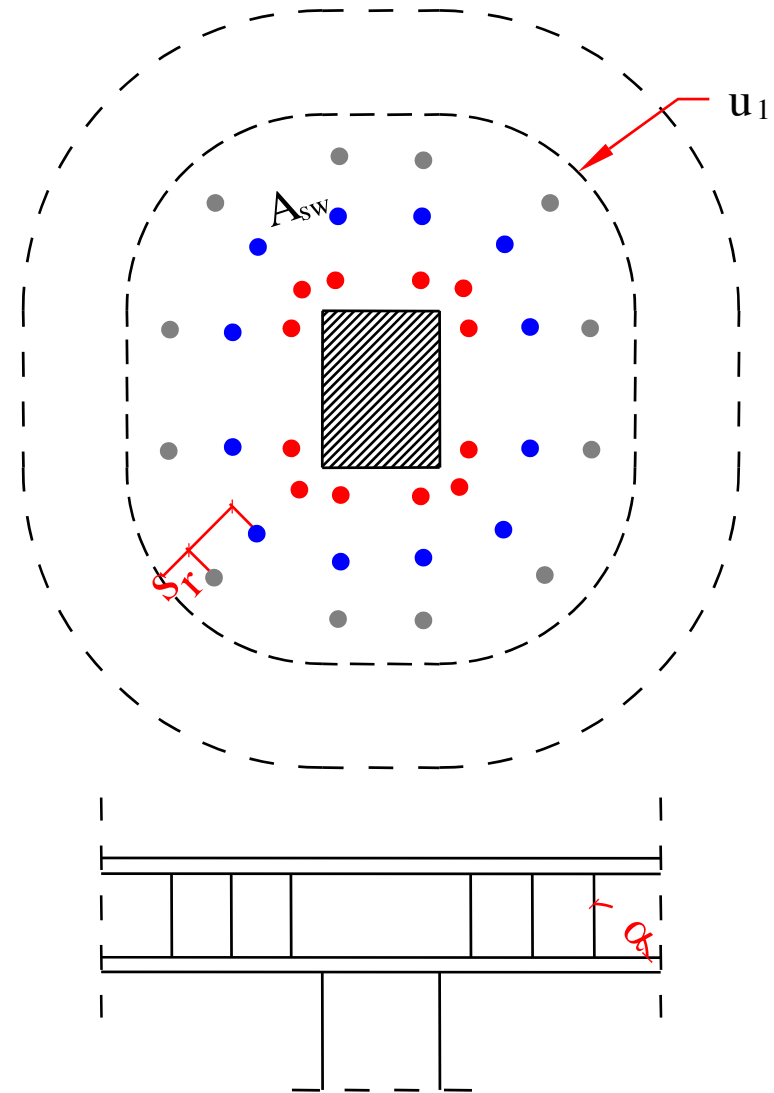
angolo tra armatura a punzonamento e piano della piastra

$$V_{Rd,cs} = 0,75 V_{Rd,c} + 1,5 \left(\frac{d}{s_r} \right) A_{sw} f_{ywd,ef} \frac{1}{u_1 d} \sin \alpha$$

s_r è il passo radiale dell'armatura di punzonamento

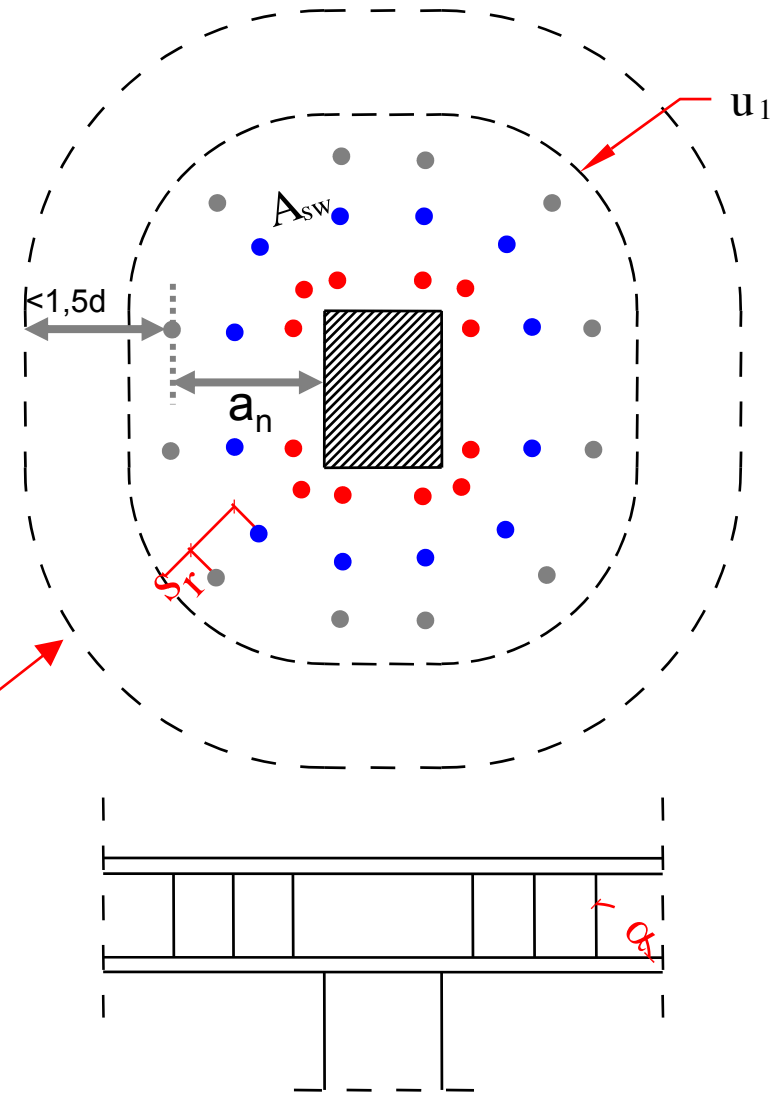
area di armatura a punzonamento disposta su un perimetro intorno al

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0,25 d \leq f_{ywd} \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad \text{pilastro}$$



RESISTENZA A PUNZONAMENTO DI PIASTRE O FONDAZIONI DI PILASTRI CON ARMATURE A TAGLIO-PUNZONAMENTO

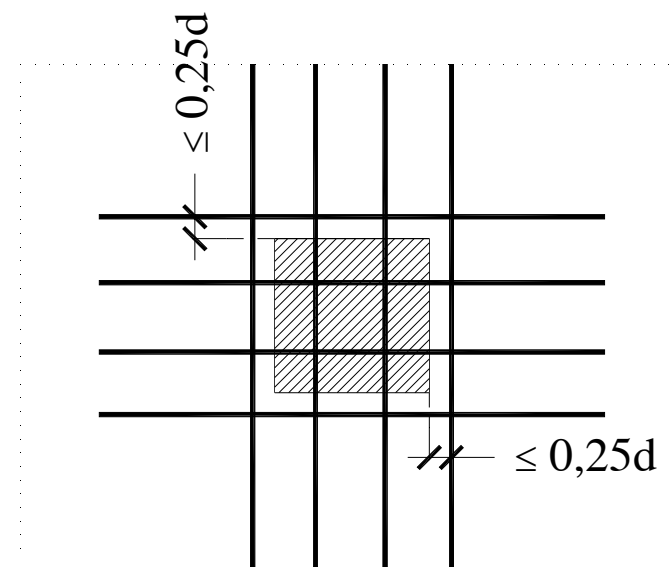
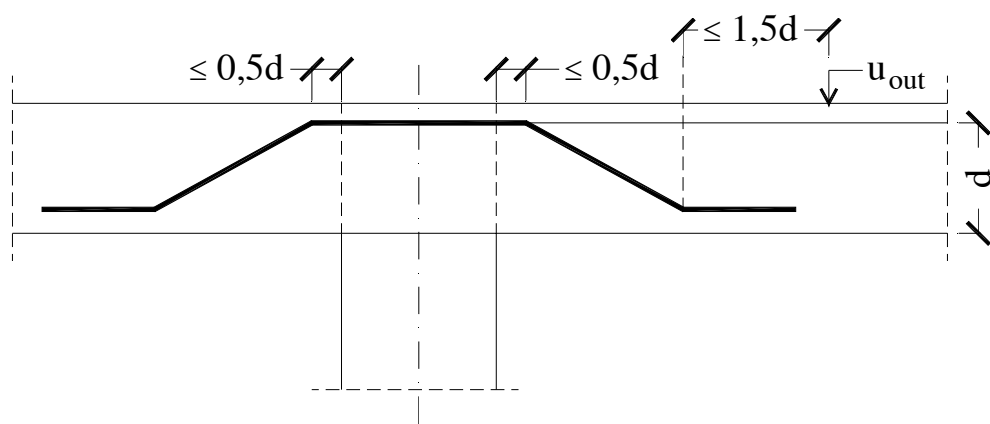
1. massima distanza radiale s_r ($0,75 d$)
2. distanza a_1 (compresa tra $0,3 d$ e $0,5 d$) della prima serie di armature dal pilastro
3. distanza b_u ($< 1,5 d$) dell'ultima serie di armature dal perimetro u_{out}
4. distanza a_n dell'ultima serie di armature dal pilastro
5. numero minimo di spazi tra le serie di armature $n=(a_n - a_1)/(0,75 d)$ e numero minimo di serie di armature
6. calcolo di s_r
7. calcolo di A_{sw}



$$u_{out,ef} = \frac{\beta V_{Ed}}{v_{Rd,c} d}$$

ESEMPIO

Piastra di calcestruzzo C28/35 con altezza utile $d = 250$ mm su pilastro a sezione rettangolare di 300×500 mm, soggetto ad uno sforzo normale centrato $V_{Ed} = 1200$ kN. L'armatura flessionale è costituita da $1\phi 16/200$ in entrambe le direzioni. Si calcoli l'armatura a taglio-punzonamento adottando barre piegate su una sola fila a 45° di diametro 16 mm oppure a 30° di diametro 20 mm.



Verifica sul contorno del pilastro

Massima resistenza a taglio-punzonamento:

$$v_{Rd,max} = 0,2 f_{cd} = 0,2 \cdot 0,85 \cdot 28 / 1,5 = 3,17 \text{ N/mm}^2$$

Tensione di punzonamento lungo il contorno del pilastro:

$$v_{Ed,0} = V_{Ed} / u_0 d = 1.200.000 / [2 \cdot (300 + 500) \cdot 250] = 3 \text{ N/mm}^2 < v_{Rd,max}$$

Essendo $v_{Ed,0} < v_{Rd,max}$ la verifica è soddisfatta.

Verifica sul perimetro critico u_1

Perimetro critico:

$$u_1 = 2 (c_1 + c_2) + 2 \pi (2 d) = 2 (300 + 500) + 2 \pi 500 = 4742 \text{ mm}$$

Tensione di punzonamento lungo il perimetro critico:

$$v_{Ed,1} = V_{Ed} / u_1 d = 1200000 / (4742 \cdot 250) = 1,012 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza a taglio-punzonamento:

per $d=250$ mm e $1\phi 16/200$ in entrambe le direzioni si ricava:

$$v_{Rd,c} = 0,510 \text{ N/mm}^2$$

risulta: $v_{Ed,1} > v_{Rd,c}$,

per cui la verifica non è soddisfatta senza armature a taglio-punzonamento; si adotta un'armatura costituita da barre piegate.

Progetto barre piegate a 45°

l'armatura a taglio-punzonamento deve assorbire la differenza $v_{Ed,1} - 0,75 v_{Rd,c}$:

$$\Delta v_{Ed} = v_{Ed,1} - 0,75 v_{Rd,c} = 1,012 - 0,75 \cdot 0,510 = 0,63 \text{ N/mm}^2;$$

ossia la resistenza offerta dalle armature deve essere almeno pari a:

$$V''_{Rd,cs} = \Delta v_{Ed} \cdot u_1 \cdot d = 0,63 \cdot 4742 \cdot 250 = 746.865 \text{ N} \cong 747 \text{ kN}$$

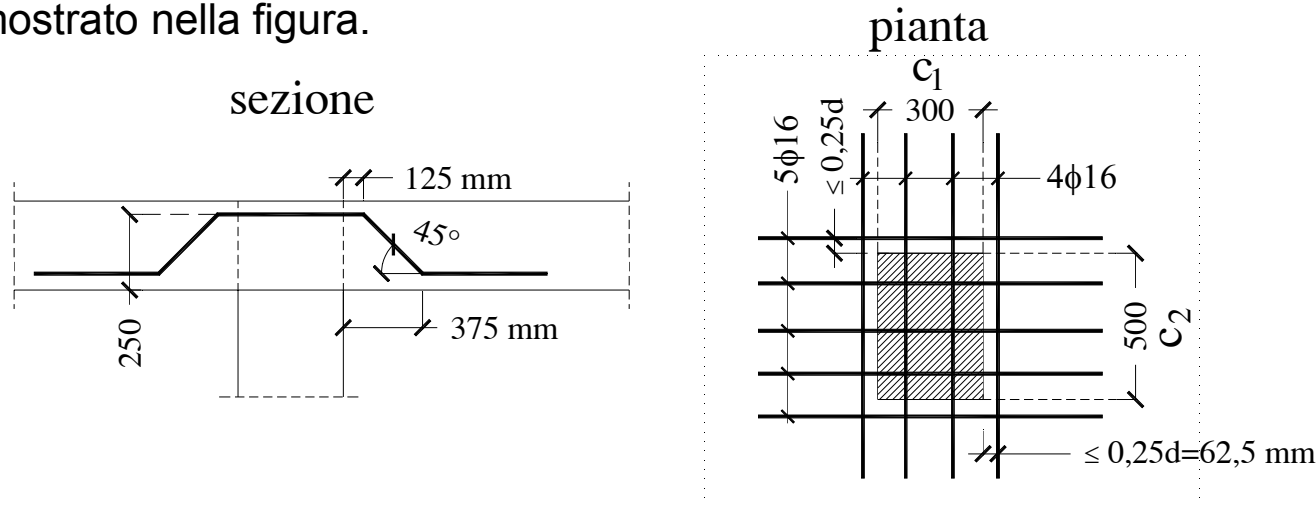
si adottano barre piegate di 16 mm di diametro; per $d=250$ mm si ricava che una sola barra di 16 mm con due bracci inclinati a 45° fornisce:

$$V''_{Rd,cs(1)} = [1,5 (d/s_r) A_{sw} f_{ywd,ef} \sin\alpha] = 89,3 \text{ kN},$$

pertanto il numero di barre richiesto è pari a:

$$n = V''_{Rd,cs} / V''_{Rd,cs(1)} = 747 / 89,3 = 8,36 \cong 9;$$

si dispongono 5 barre nella direzione parallela a c_1 e 4 barre nella direzione parallela a c_2 , come mostrato nella figura.



Progetto barre piegate a 30°

si adottano ora barre piegate di 20 mm di diametro; per $d=250$ mm si ricava che una sola barra di 20 mm (due bracci inclinati a 45°) fornisce:

$$V''_{Rd,cs(1)} = [1,5 (d/s_r) A_{sw} f_{ywd,ef} \sin\alpha] = 139,5 \text{ kN};$$

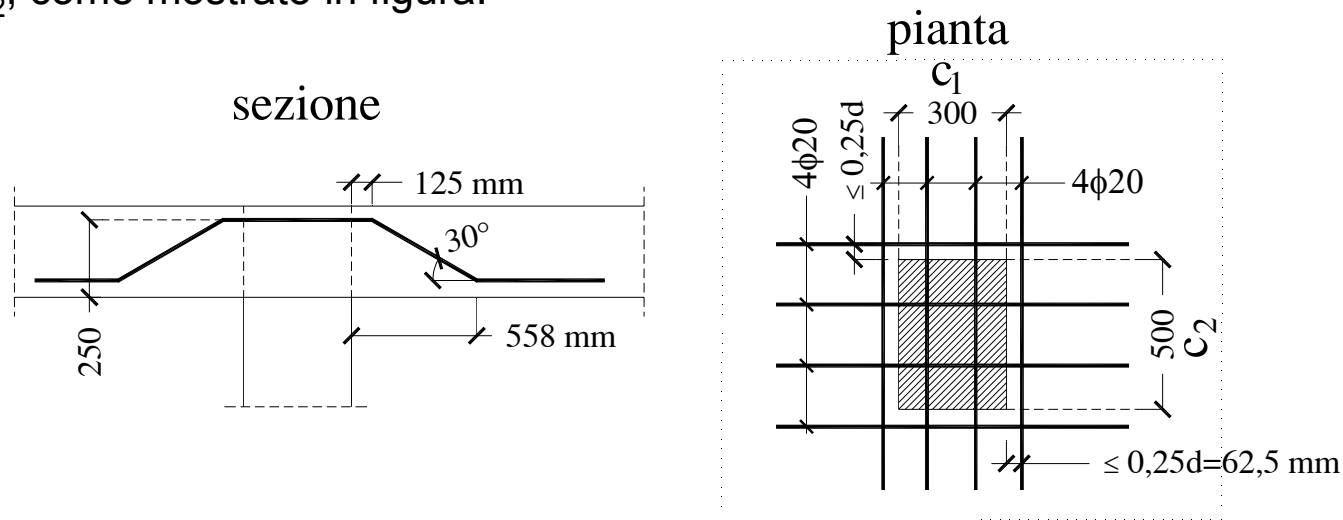
per piegatura delle barre a 30° si ha:

$$V''_{Rd,cs(1)} = 139,5 \cdot (\sin 30^\circ / \sin 45^\circ) = 98,6 \text{ kN};$$

il numero di barre richiesto è pari a:

$$n = (747 / 98,6) = 7,58 \cong 8;$$

si dispongono pertanto 4 barre nella direzione parallela a c_1 e 4 barre nella direzione parallela a c_2 , come mostrato in figura.



Progetto barre piegate a 45° secondo NTC 2008

secondo le NTC 2008 l'armatura a taglio-punzonamento deve assorbire l'intero valore della tensione sollecitante $v_{Ed,1} = 1,012 \text{ N/mm}^2$,

pertanto la resistenza offerta dalle armature deve essere almeno pari a:

$$V''_{Rd,cs} = v_{Ed,1} \cdot u_1 \cdot d = 1,012 \cdot 4742 \cdot 250 = 1.199.726 \text{ N} \cong 1.200 \text{ kN};$$

adottando come prima barre piegate di 16 mm di diametro, si ha $V''_{Rd,cs(1)} = 89,3 \text{ kN}$ ed il numero di barre necessario è pari a:

$$n = V''_{Rd,cs} / V_{Rd,cs(1)} = 1.200 / 89,3 = 13,44 \cong 14;$$

si dispongono 7 barre nella direzione parallela a c_1 e 7 barre nella direzione parallela a c_2 .

Progetto barre piegate a 30° secondo NTC 2008

Come sopra, per le barre di 20 mm di diametro piegate a 30° si ha:

$V''_{Rd,cs(1)} = 98,6 \text{ kN}$ ed il numero di barre richiesto è pari a:

$$n = 1.200 / 98,6 = 12,17 \cong 13;$$

si dispongono pertanto 7 barre

nella direzione parallela a c_1

e 6 barre nella direzione
parallela a c_2 .

