



Ordine degli Ingegneri
della Provincia di Catanzaro



**La Progettazione Strutturale secondo il D.M. 14.01.08 e
Circolare Applicativa
Catanzaro, 15 Aprile 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 degli Ingegneri
della Provincia di Catanzaro

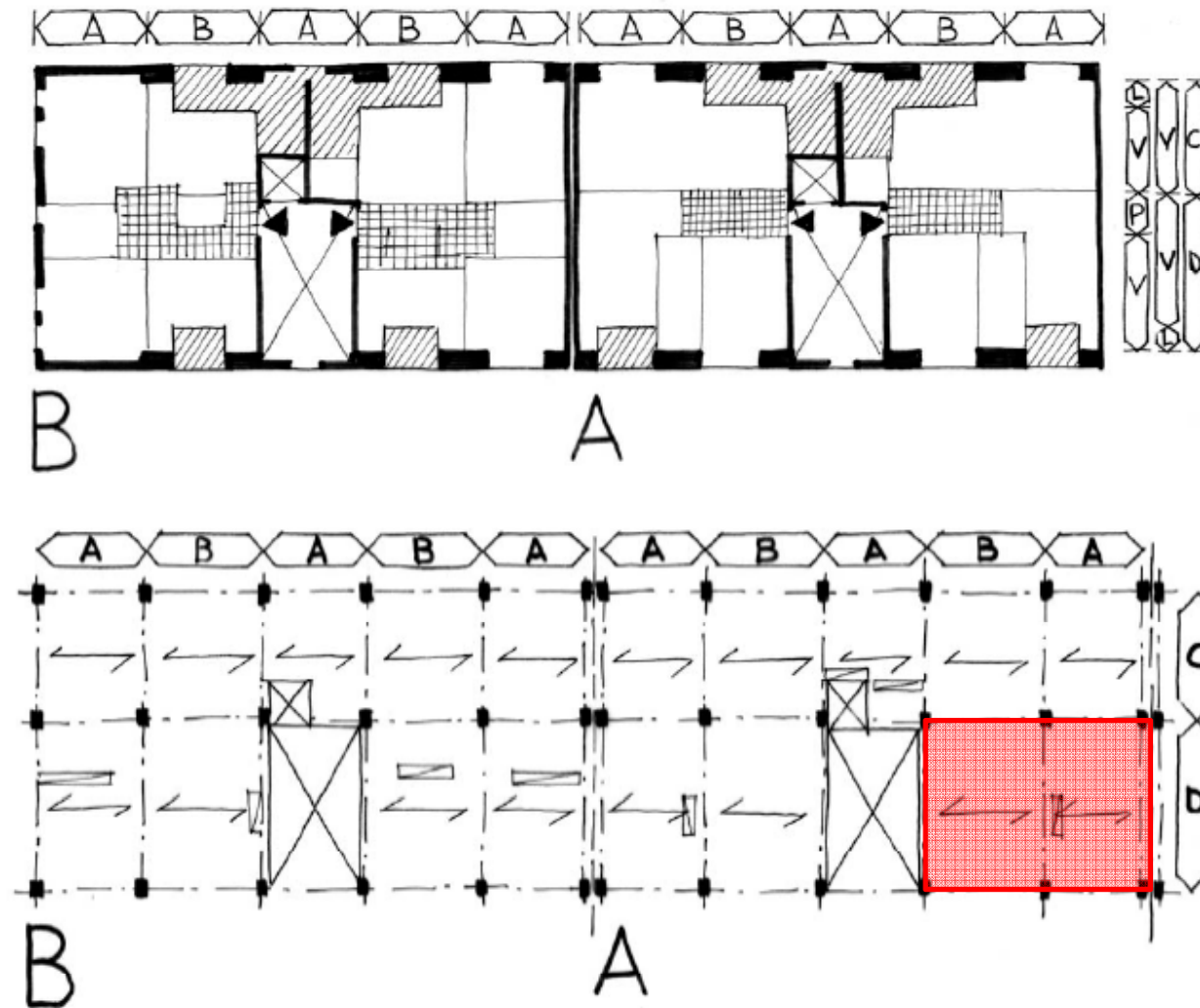
**La Progettazione Strutturale secondo il D.M. 14.01.08
e Circolare Applicativa**

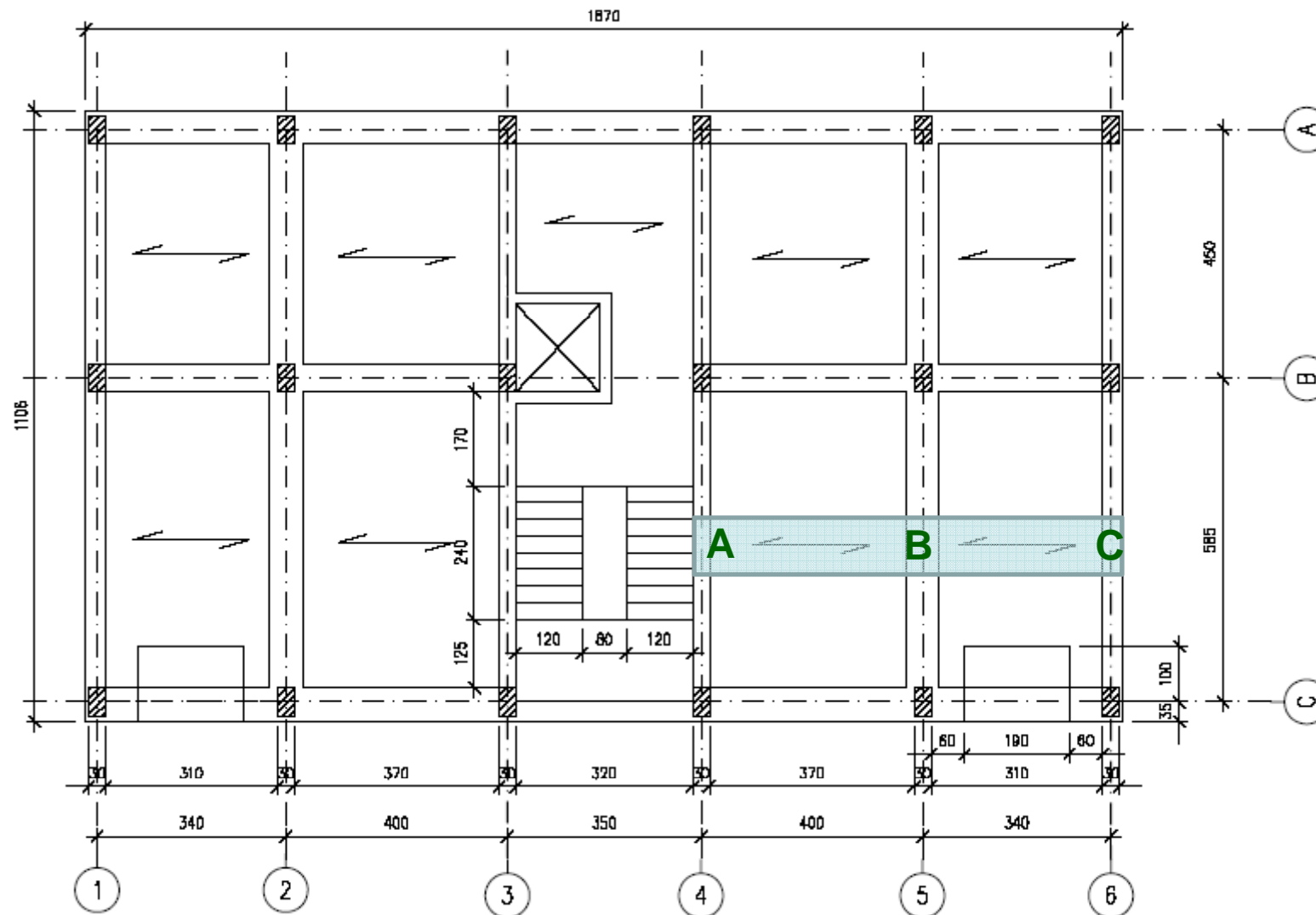
Catanzaro, 15 Aprile 2010

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



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.)

MATERIALI

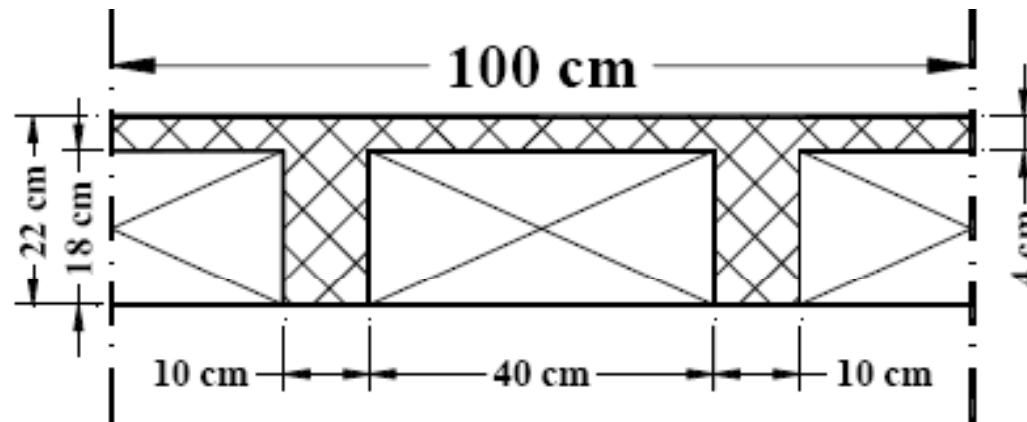
Calcestruzzo C25/30

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

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

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

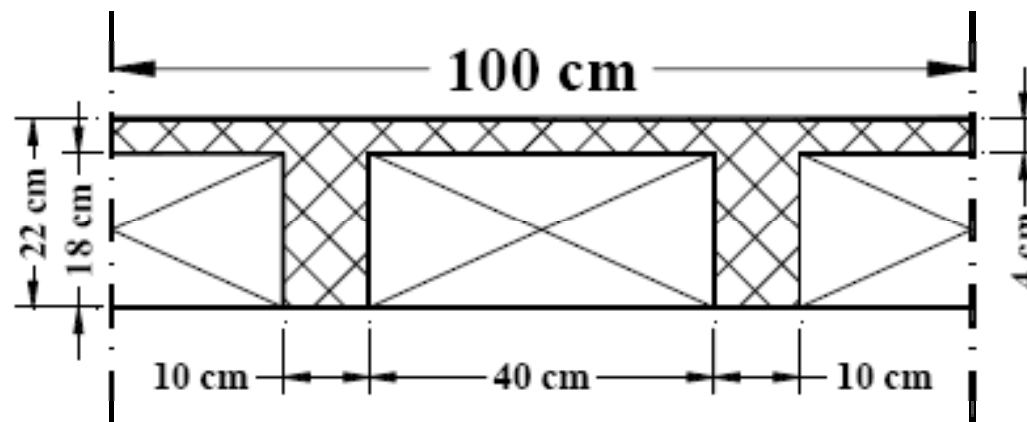
Carico variabile (cat. A) **2,00 kN/m²**

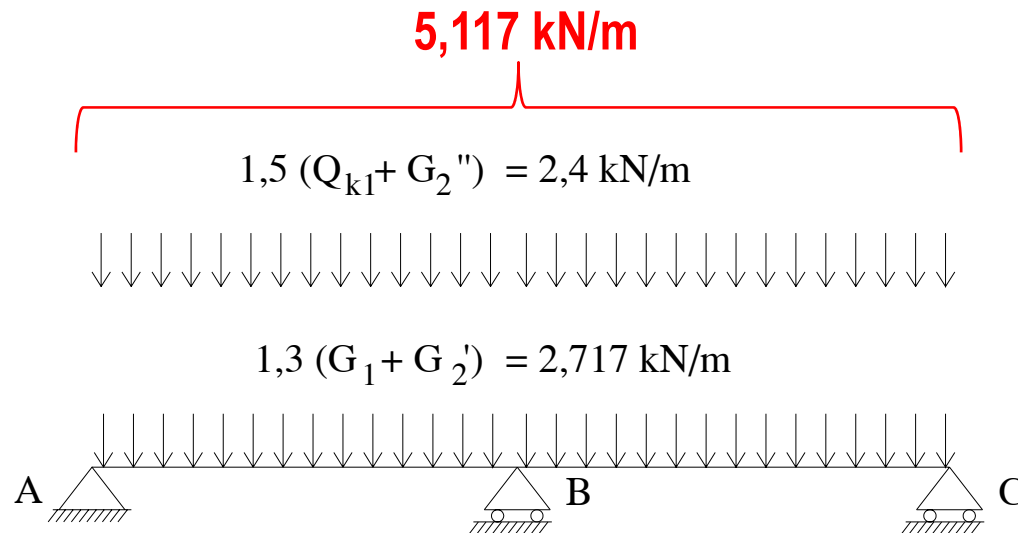
CARICHI PER TRAVETTO

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**

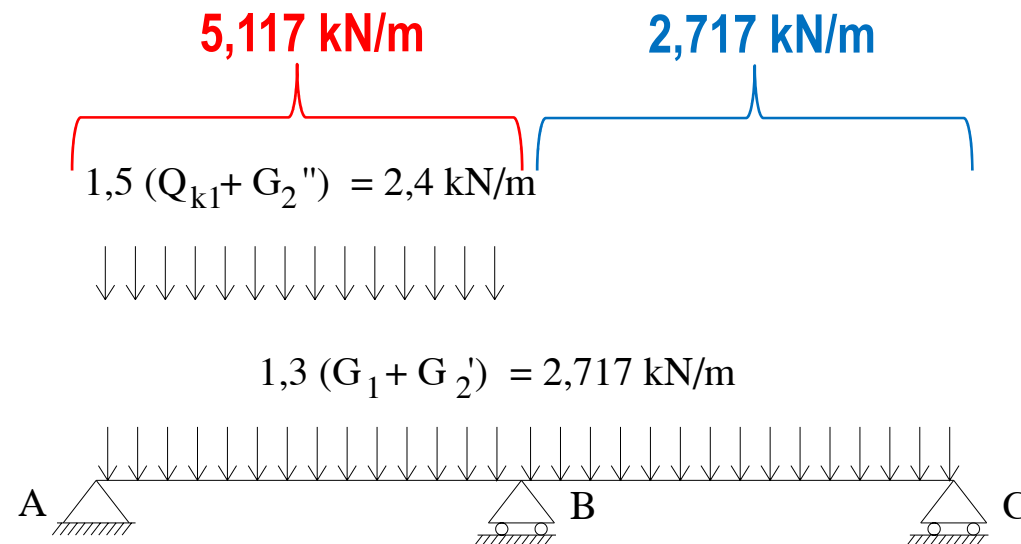
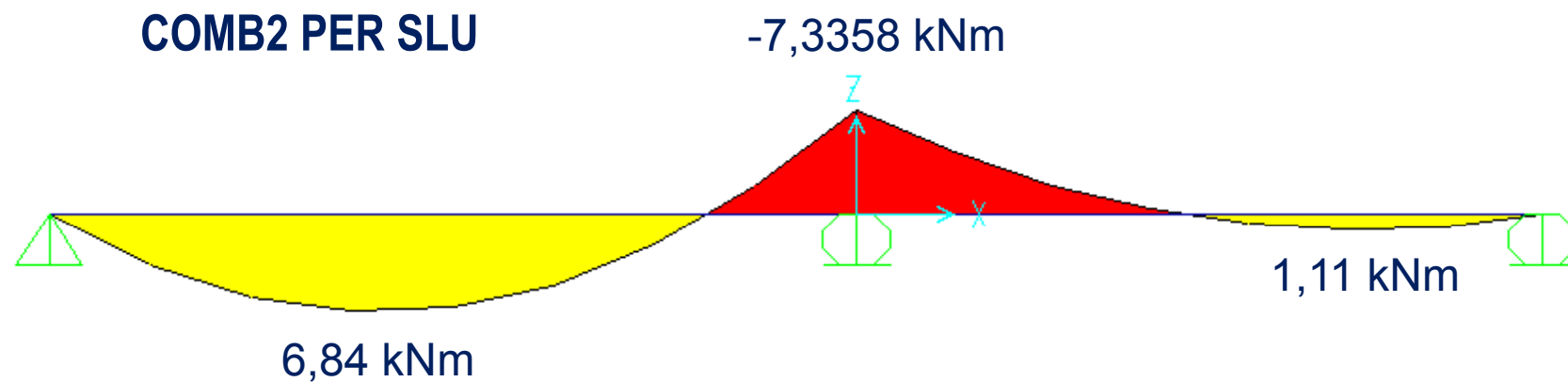
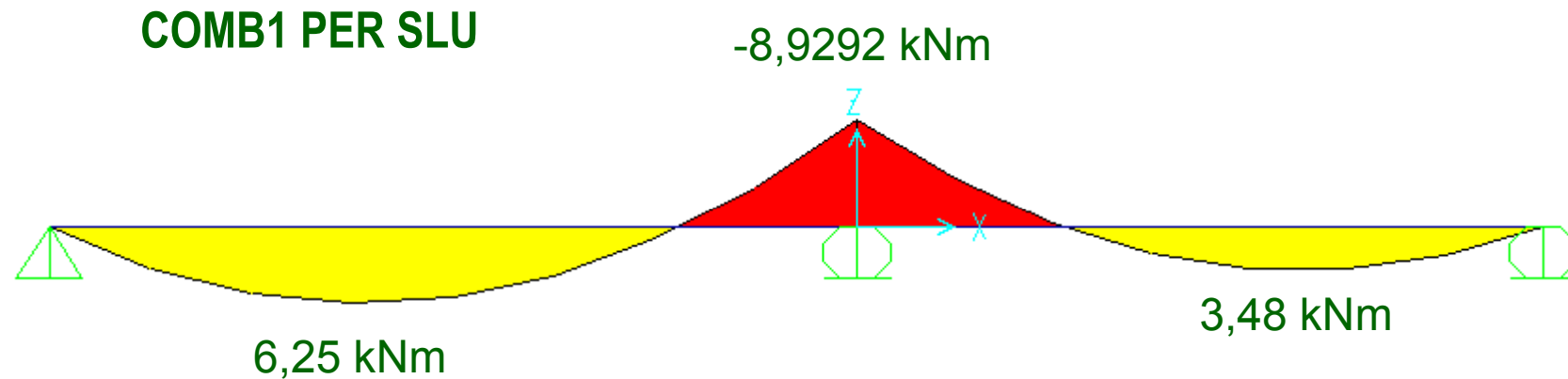


DIAGRAMMA MOMENTI FLETTENTI



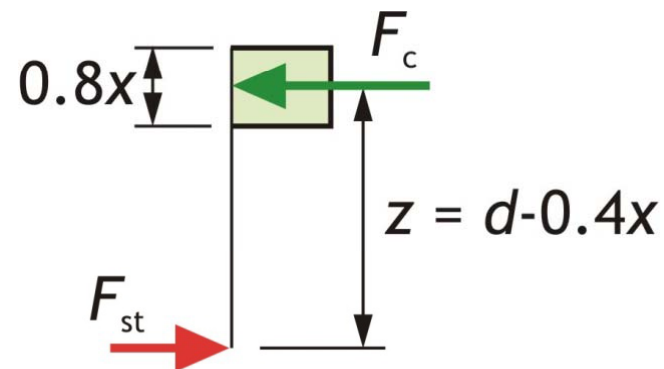
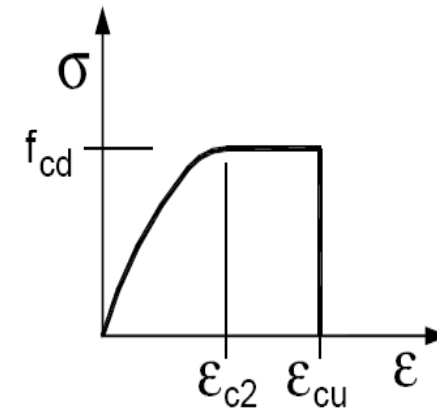
PROGETTO SEZIONE INFLESSA A SEMPLICE ARMATURA

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

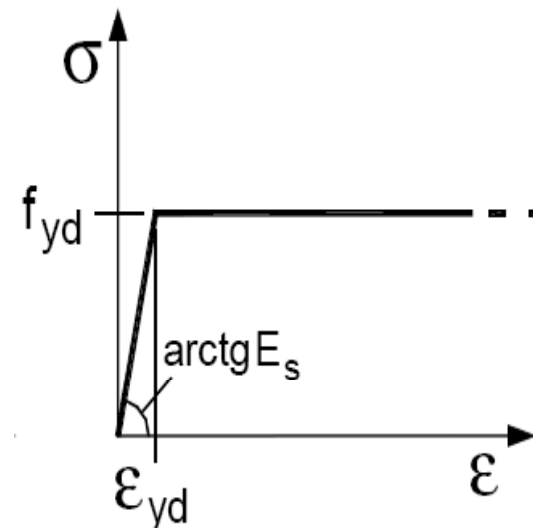
sezione inflessa con armatura semplice

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

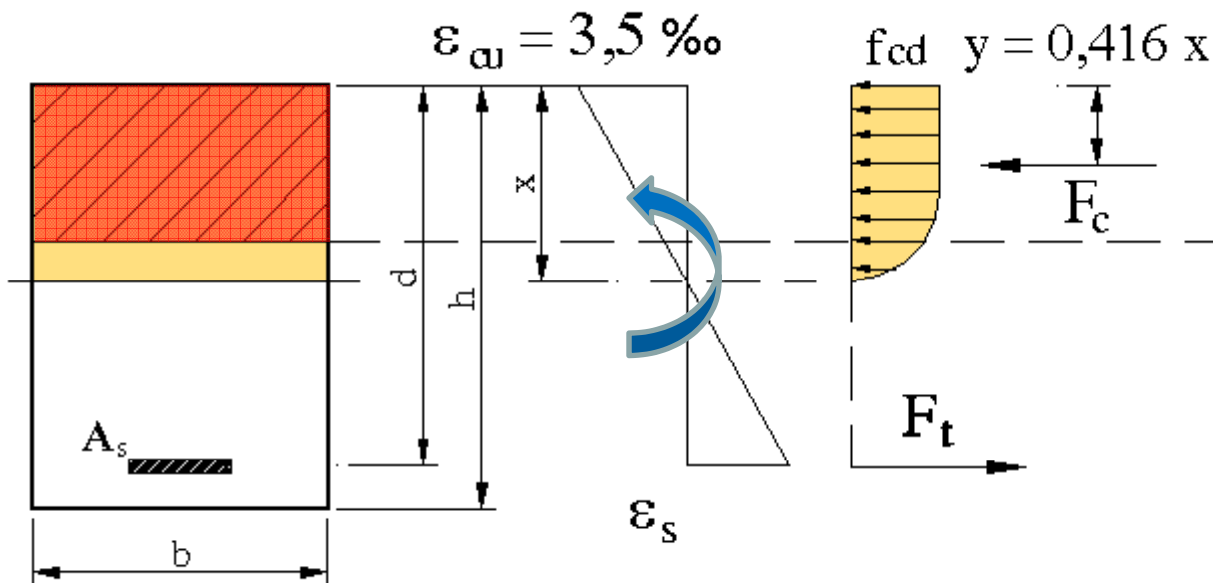
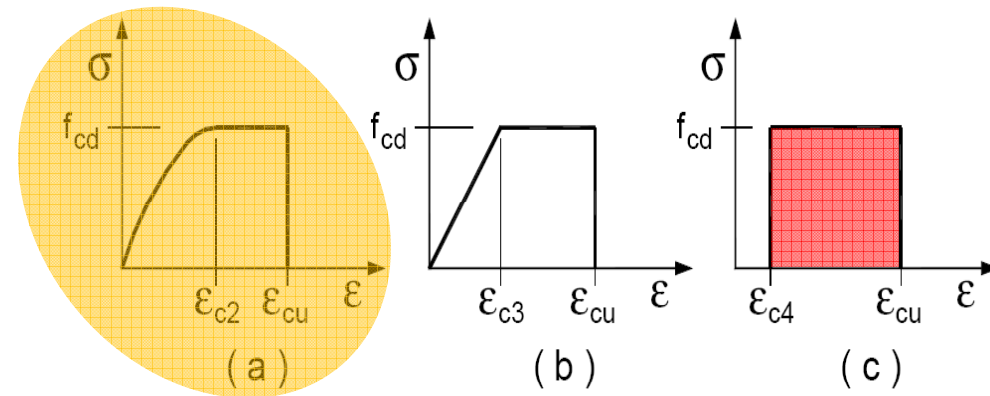
$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{f_{yk}}{1,15}$$

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



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

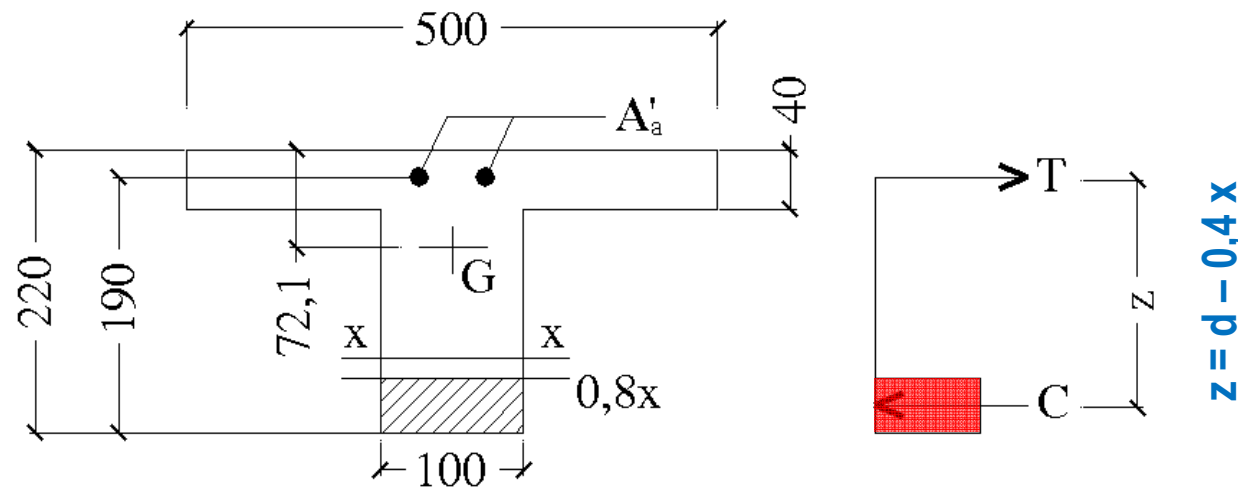
equilibrio alla traslazione, nell'ipotesi di armatura tesa snervata ($f_s = f_{yd}$)

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



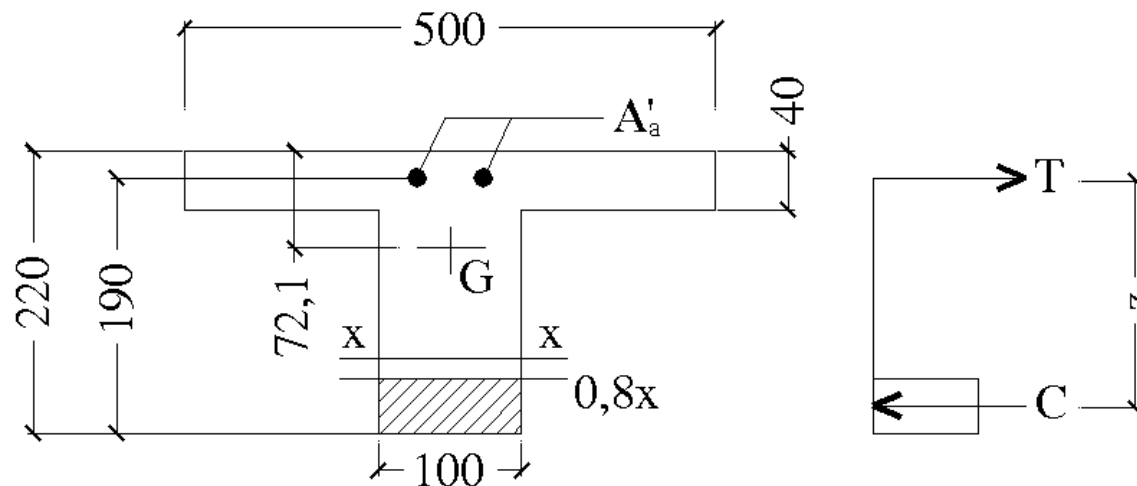
$$\underbrace{0,8 b x f_{cd}}_C \underbrace{(d - 0,4 x)}_z = M_{Ed} \Rightarrow \begin{aligned} x &= 46 \text{ mm} \\ z &= d - 0,4 x = 171,6 \text{ mm} \end{aligned}$$

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** ($A_s = 157 \text{ mm}^2$)



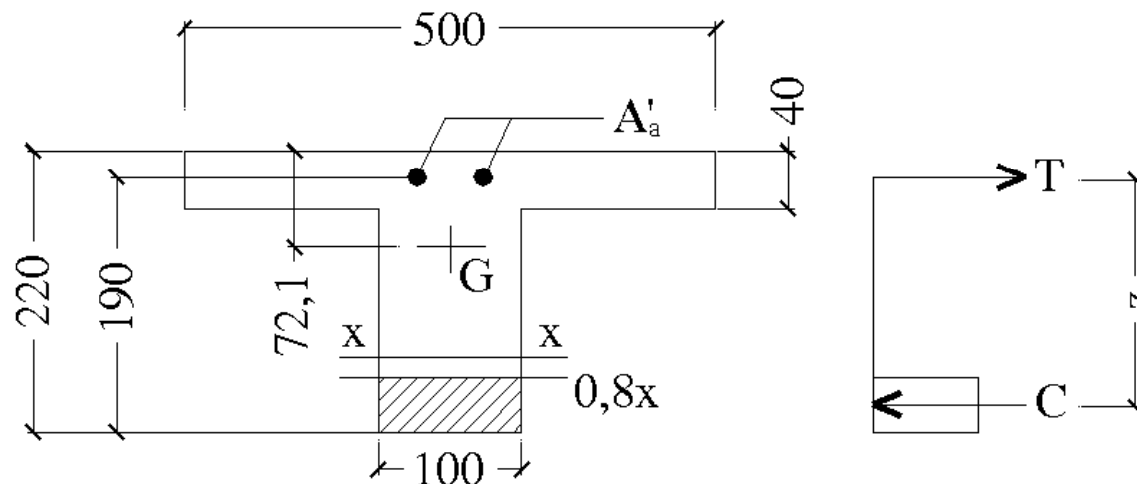
PROGETTO ARMATURE SEZIONE DI APPOGGIO

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

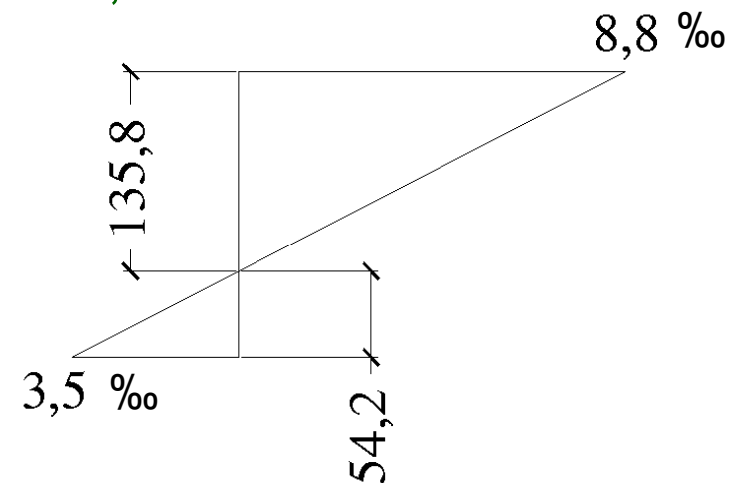
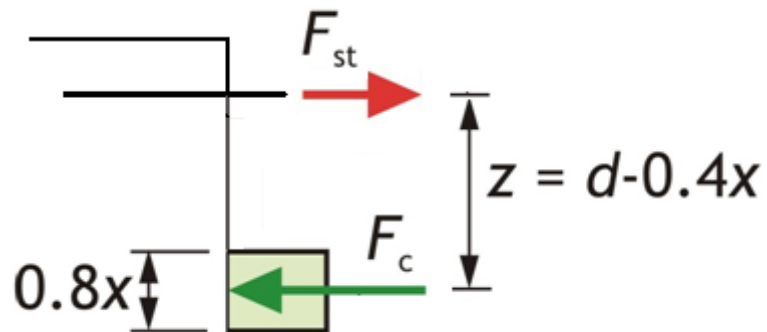
Percentuale meccanica di armatura

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

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:

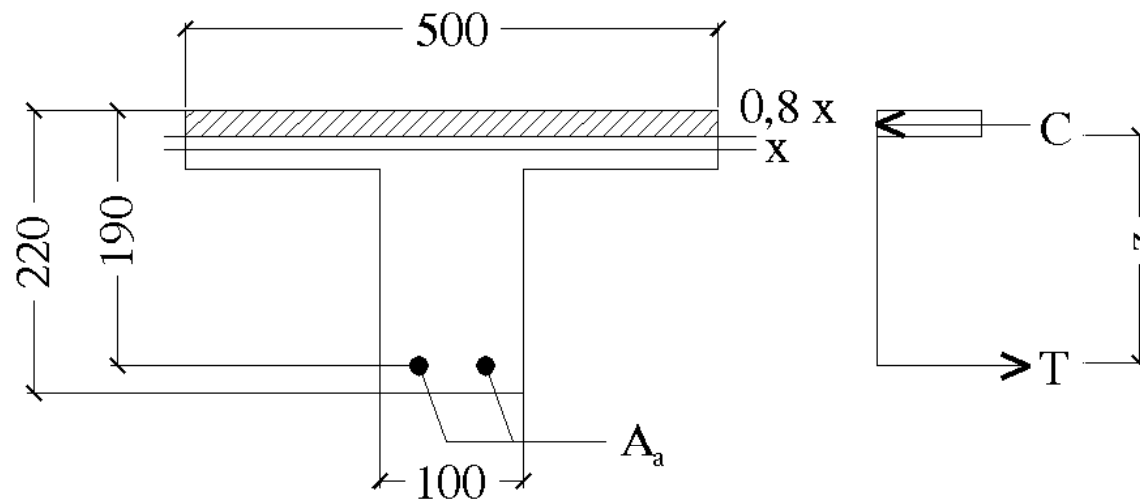
$$\omega = 157 \cdot 391 / (14,16 \cdot 100 \cdot 190) = 0,228 < 0,513$$



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

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

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

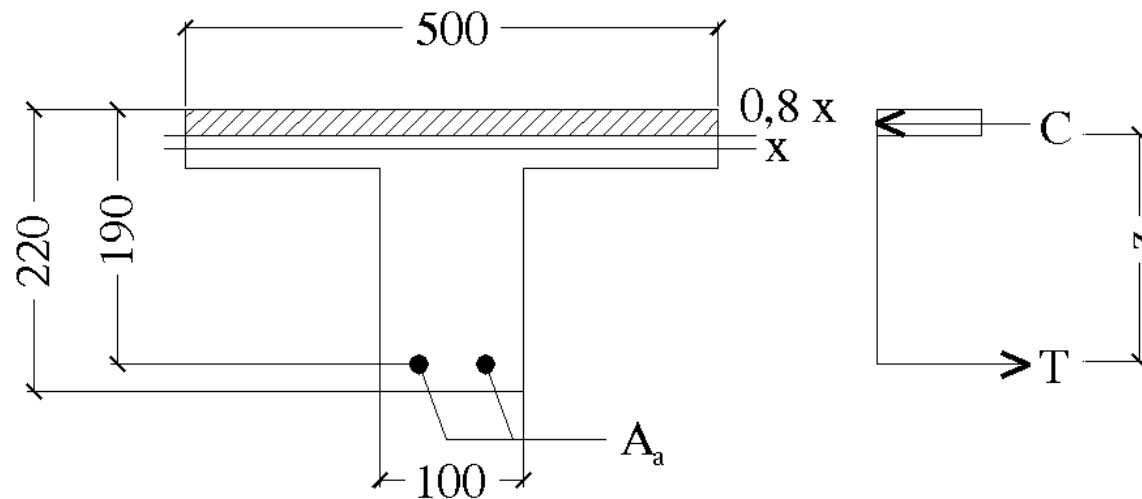
si adottano $2 \phi 10$ ($A_s = 157 \text{ mm}^2$)

PROGETTO ARMATURE SEZIONE IN CAMPATA

OSS.NE

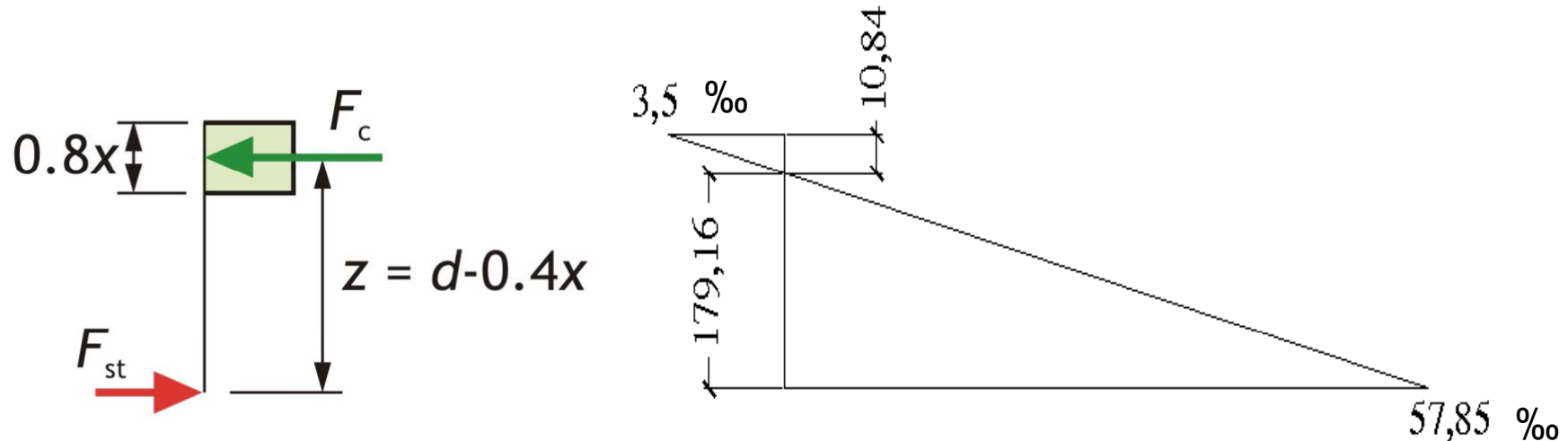
$$z = 187,4 \text{ mm}$$

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



VERIFICA SEZIONE IN CAMPATA

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



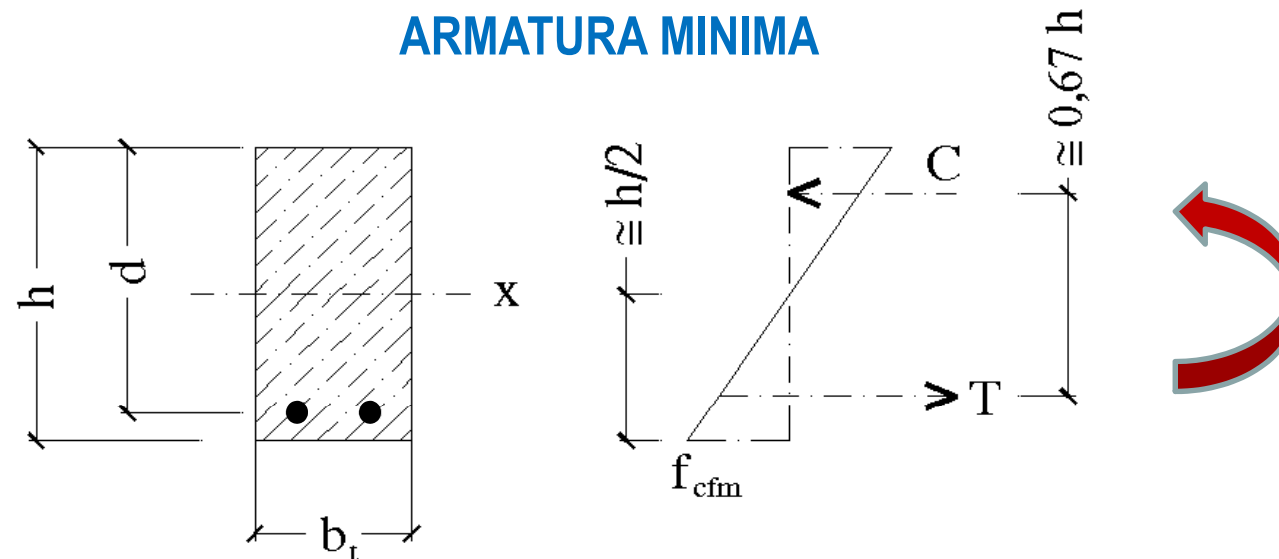
per la sezione in campata si ha:

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

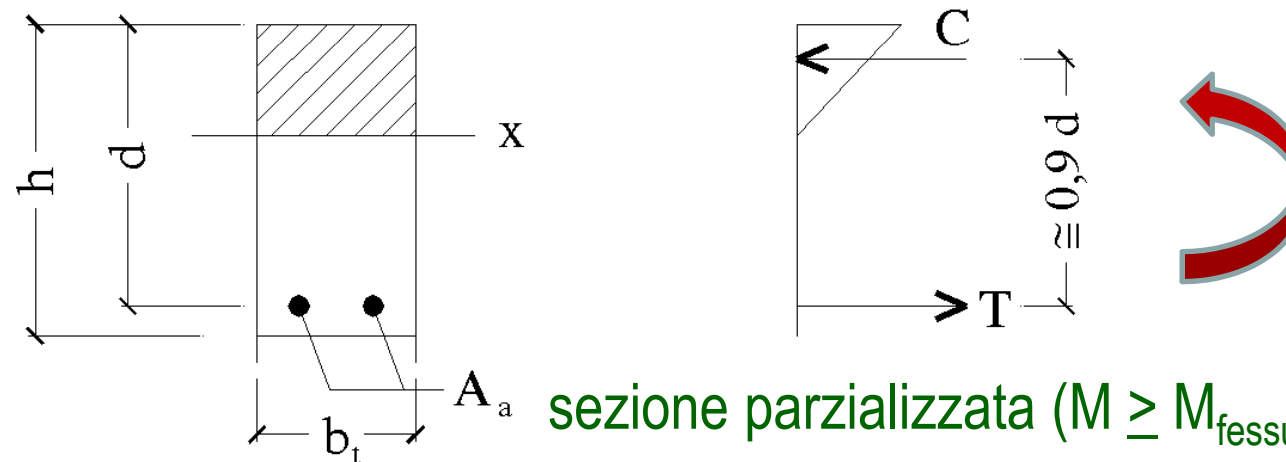
$$M_{Rdu} = 11,4 \text{ kNm} \gg (M_{Ed} = 6,84 \text{ kNm})$$

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

ARMATURA MINIMA



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



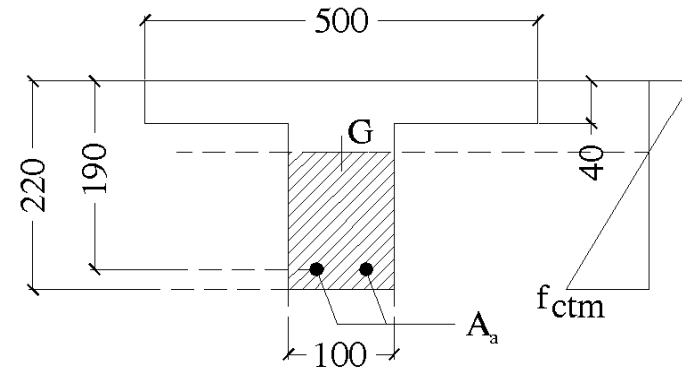
sezione parzializzata ($M \geq M_{fessurazione}$)

ARMATURA MINIMA - NTC 2008

SEZIONE IN CAMPATA

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

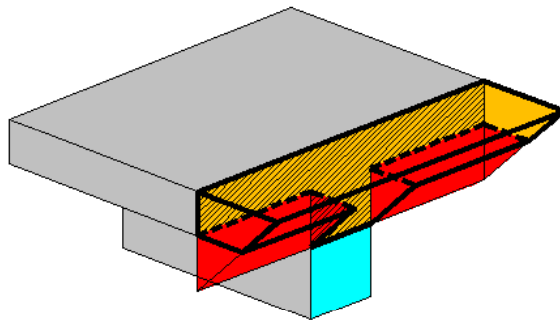
$$\geq 0,0013 b_t d = 24,7 \text{ mm}^2$$



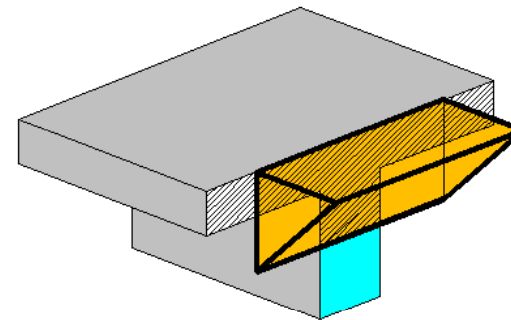
SEZIONE DI APPOGGIO

$$A_{s,min} = 0.26 b_t d f_{ctm} / f_{yk} = 118,3 \text{ mm}^2 \geq 0,0013 b_t d = 104 \text{ mm}^2$$

$b = 500 \text{ mm}$



$b_t = 421 \text{ mm}$



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

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

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

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

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

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

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

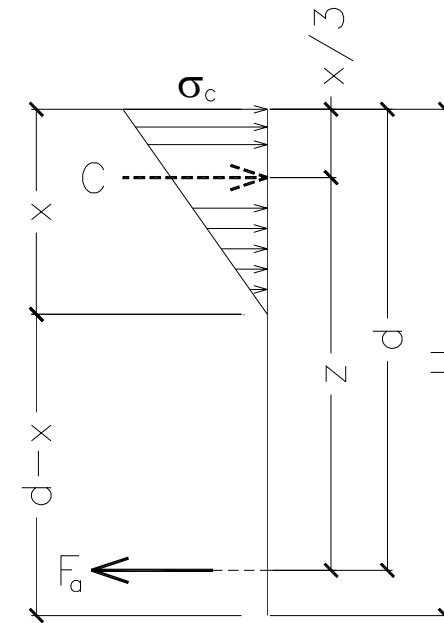
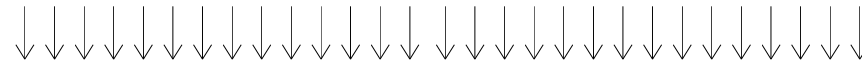
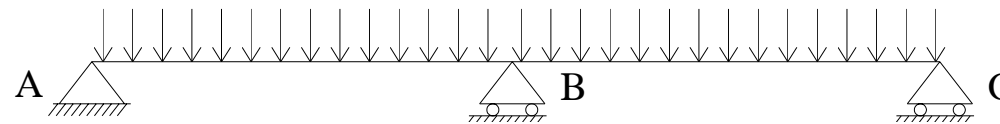


DIAGRAMMA TAGLIO

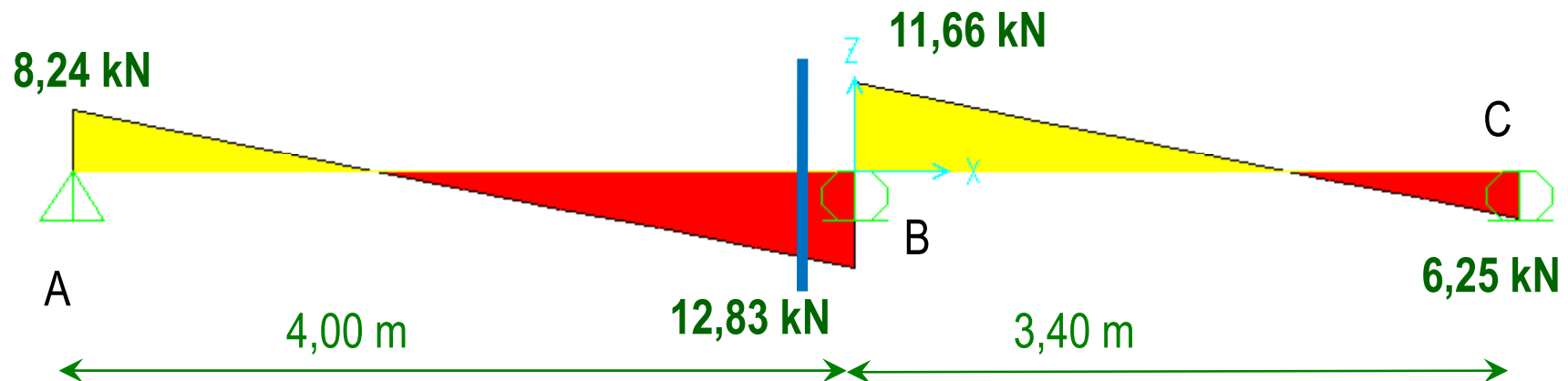
$$1,5 (Q_{k1} + G_2'') = 2,4 \text{ kN/m}$$



$$1,3 (G_1 + G_2') = 2,866 \text{ kN/m}$$



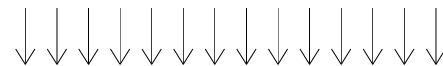
COMB1 PER SLU



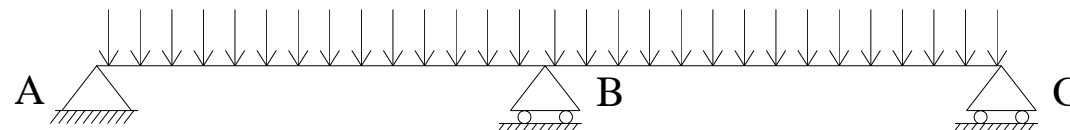
Oss.ne: il taglio massimo a filo trave è pari a 11,38 kN

DIAGRAMMA TAGLIO

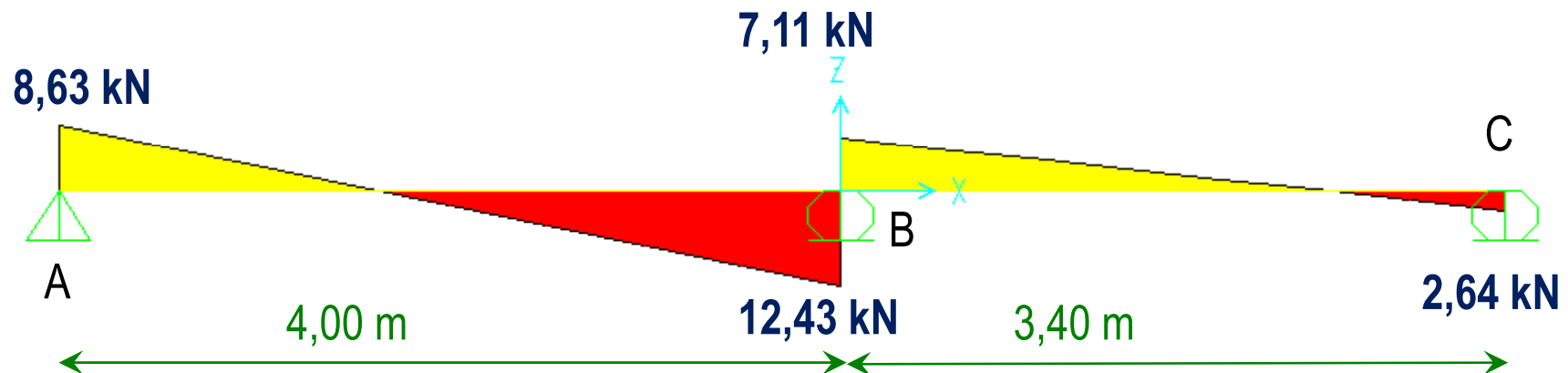
$$1,5 (Q_{k1} + G_2'') = 2,4 \text{ kN/m}$$



$$1,3 (G_1 + G_2') = 2,866 \text{ kN/m}$$

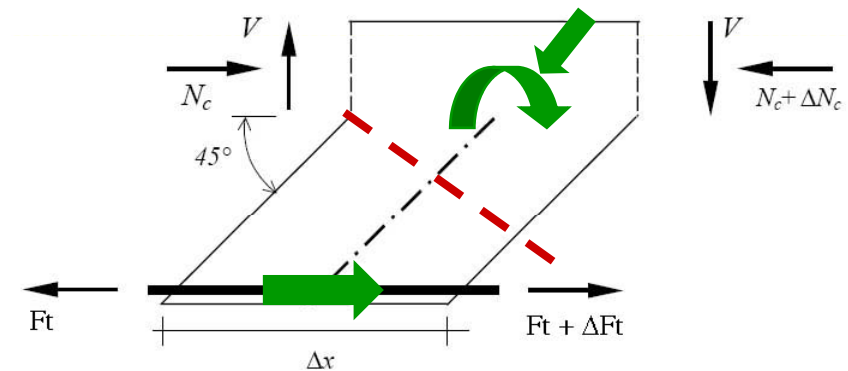
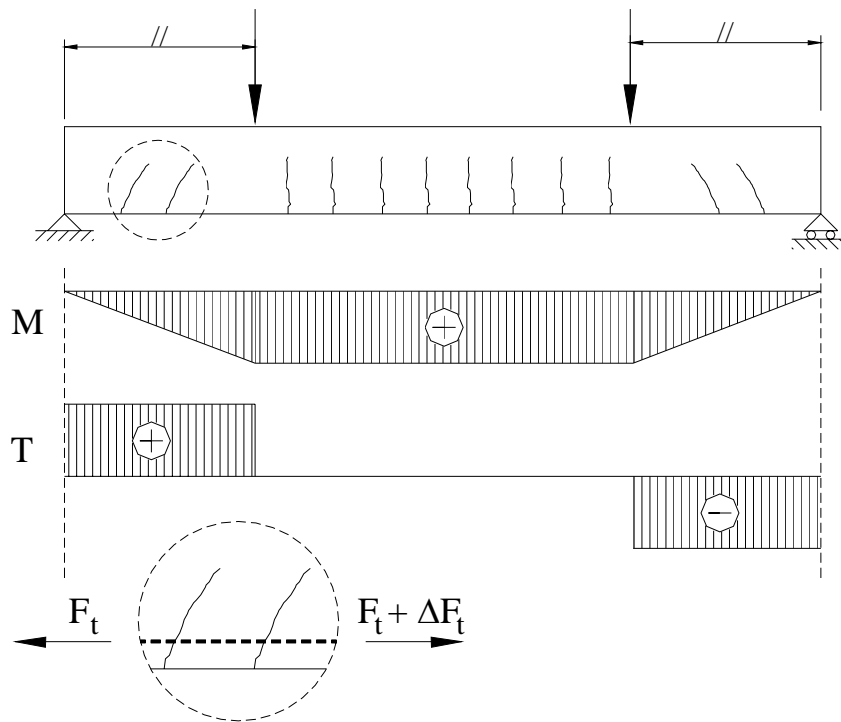


COMB2 PER SLU



Oss.ne: i valori indicati sono relativi ai tagli in asse alle travi

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

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

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

$$V_{Rd} = 12,53 \text{ kN} > V_{Ed} = 11,38 \text{ kN} \quad \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

Cfr. Tensioni Ammissibili

$$V_{T.A.} = 8,22 \text{ kN} \quad \text{TAGLIO SOLLECITANTE A FILO TRAVE}$$

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

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

TAGLIO	S.L.U.	T.A.	S.L.U. / T.A.
V_{Ed} SOLLECITANTE	11,38 kN	8,22 kN	1,38
V_{Rd} RESISTENTE	12,53 kN	10,26 kN	1,22
$F_S = V_{Rd} / V_{Ed}$	1,10	1,25	

Cfr. Tensioni Ammissibili

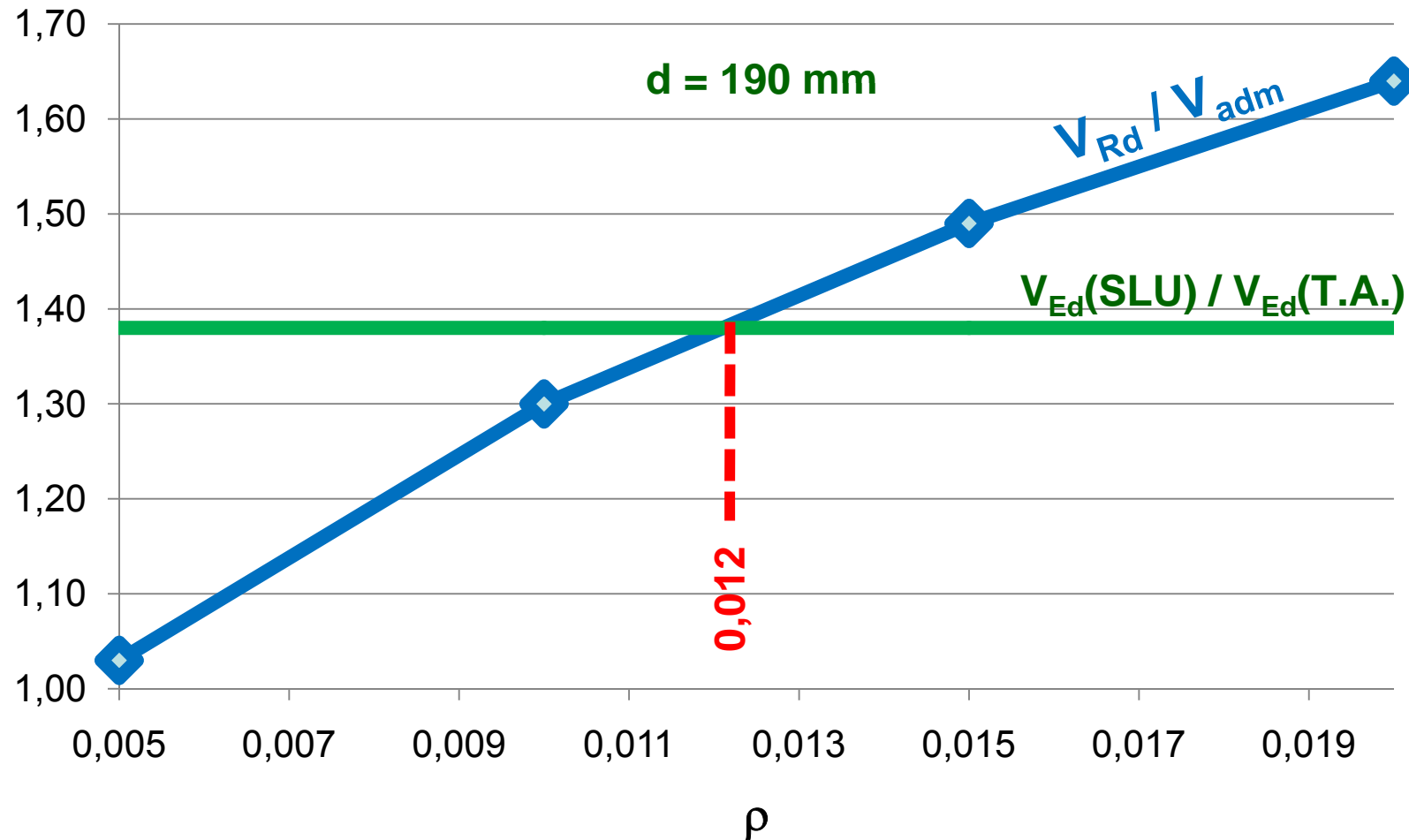
RAPPORTO V_{Rd} / V_{adm}

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

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

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





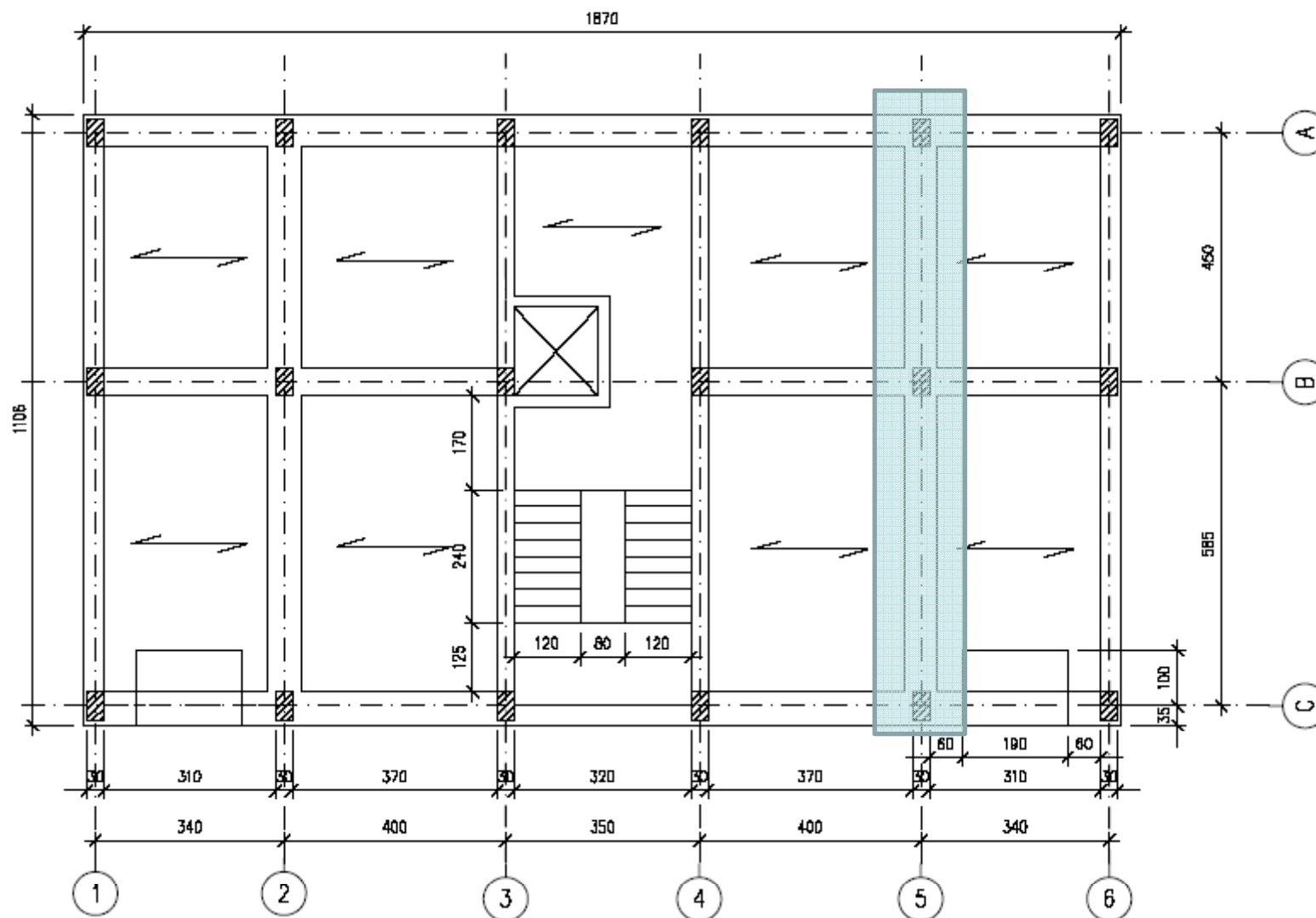
Ordine degli Ingegneri
della Provincia di Catanzaro

La Progettazione Strutturale secondo il D.M. 14.01.08 e
Circolare Applicativa
Catanzaro, 15 Aprile 2010

Progettazione di strutture in c.a.

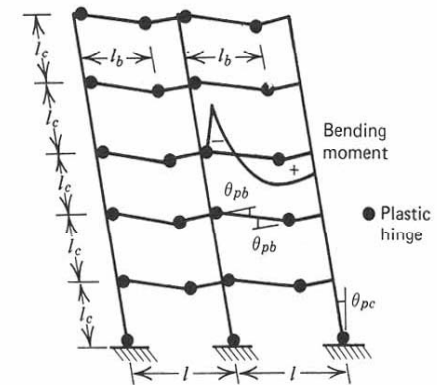
SLU per flessione nelle travi

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



7.4.6.2.1 Limitazioni di armatura

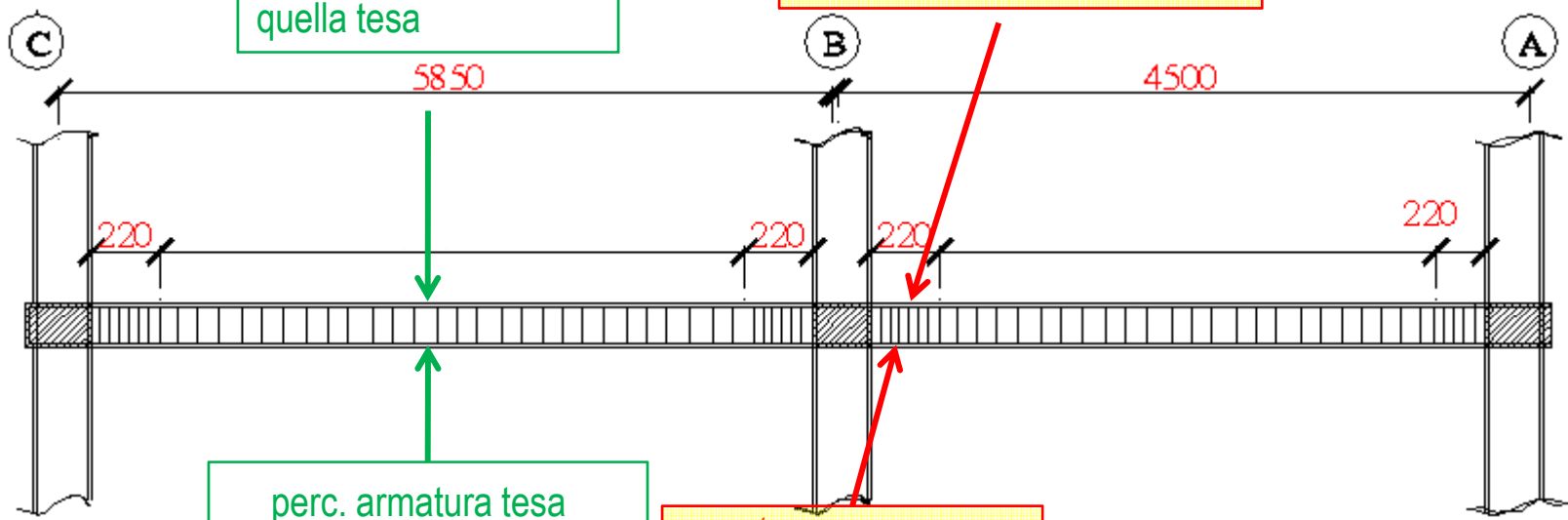
almeno due barre di diametro non inferiore a 14 mm superiori ed inferiori per tutta la lunghezza della trave



armatura compressa almeno pari a 0,25 di quella tesa

perc. armatura tesa

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



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

$$1,4 / f_{yk} = 3,11 \text{ ‰}$$

$$3,5 / f_{yk} = 7,78 \text{ ‰}$$

TRAVE IN SPESSORE ALL. N.5 PIANO II

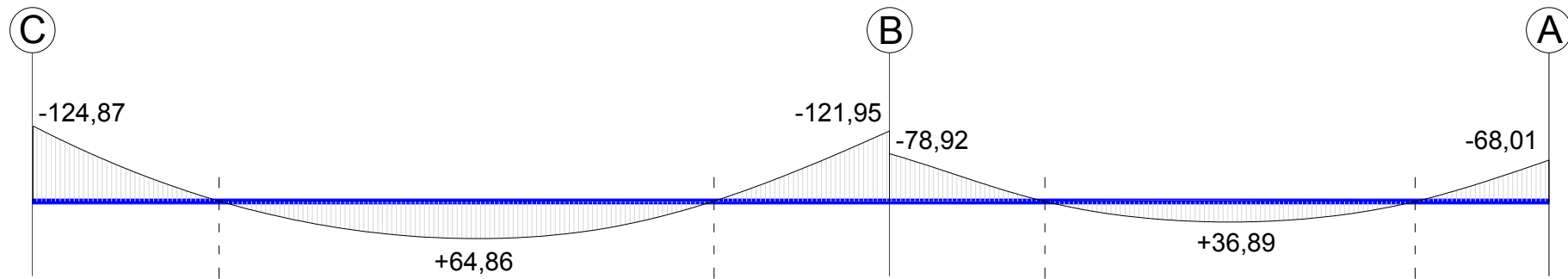
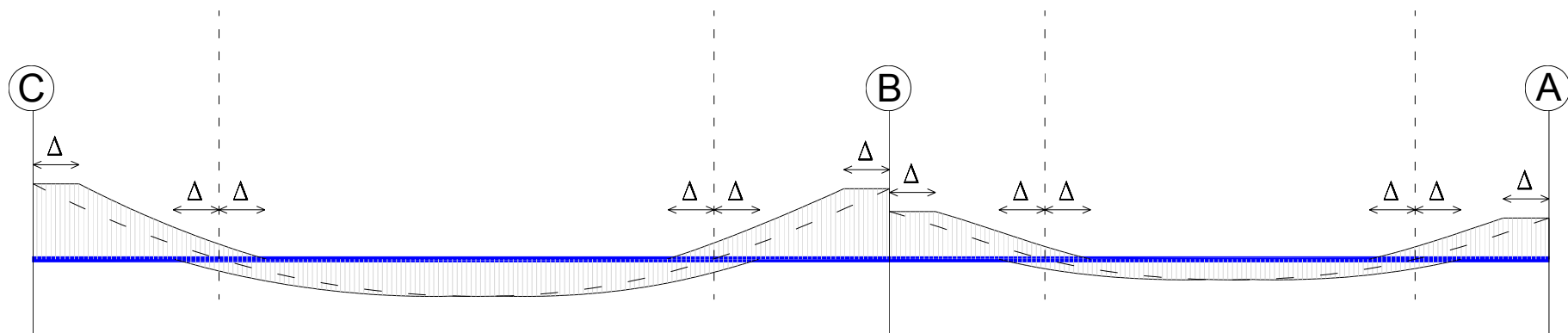


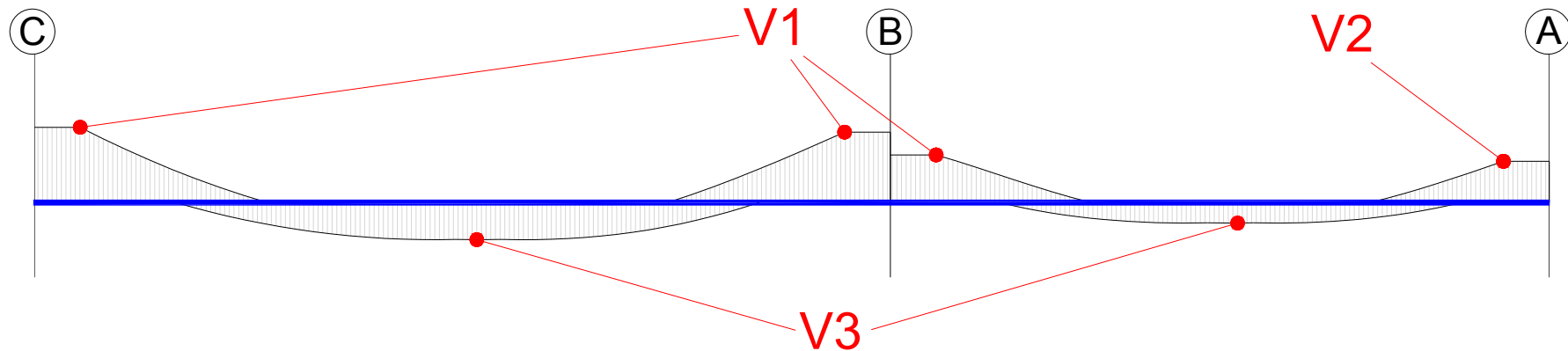
Diagramma involuopo momenti flettenti SLU [kNm]



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

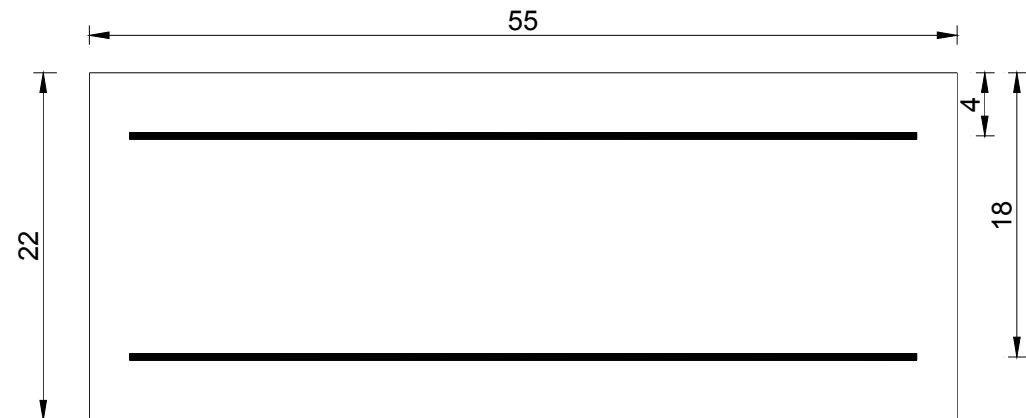


sezioni di verifica

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

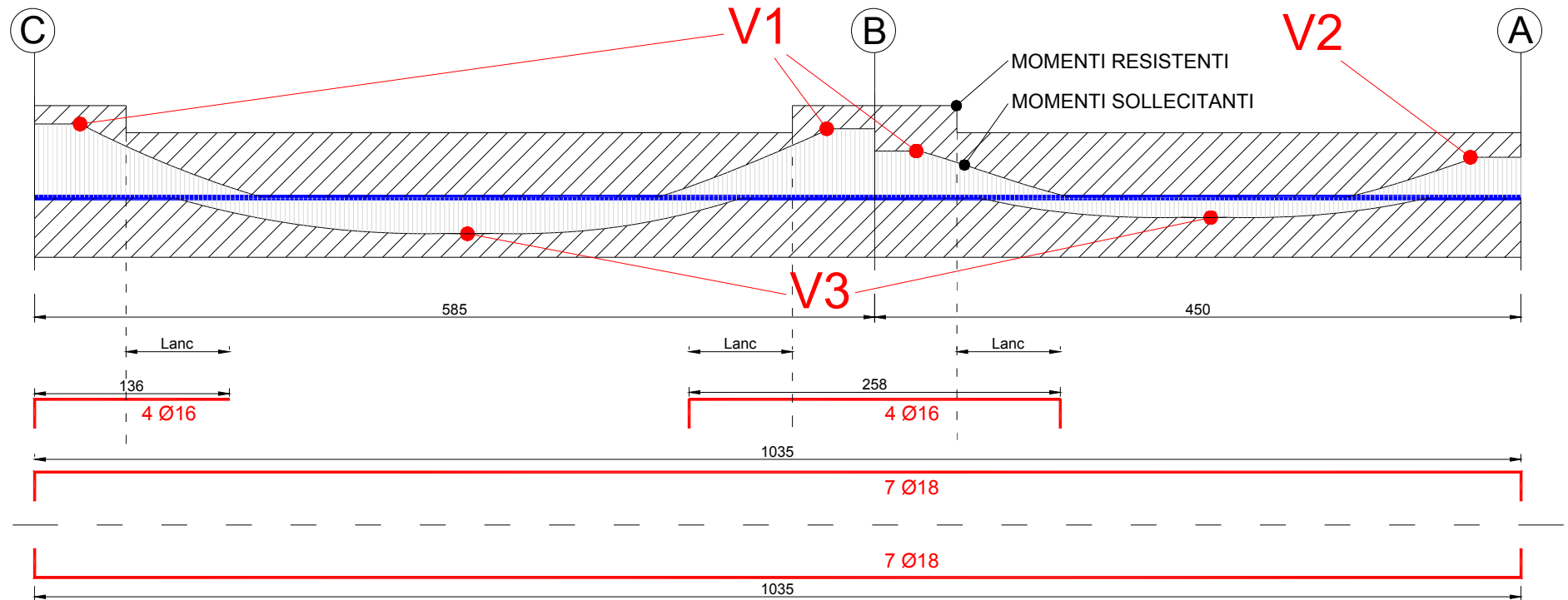
$$V_2: M_{\text{neg}} = -68,01 \text{ kNm}$$

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



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



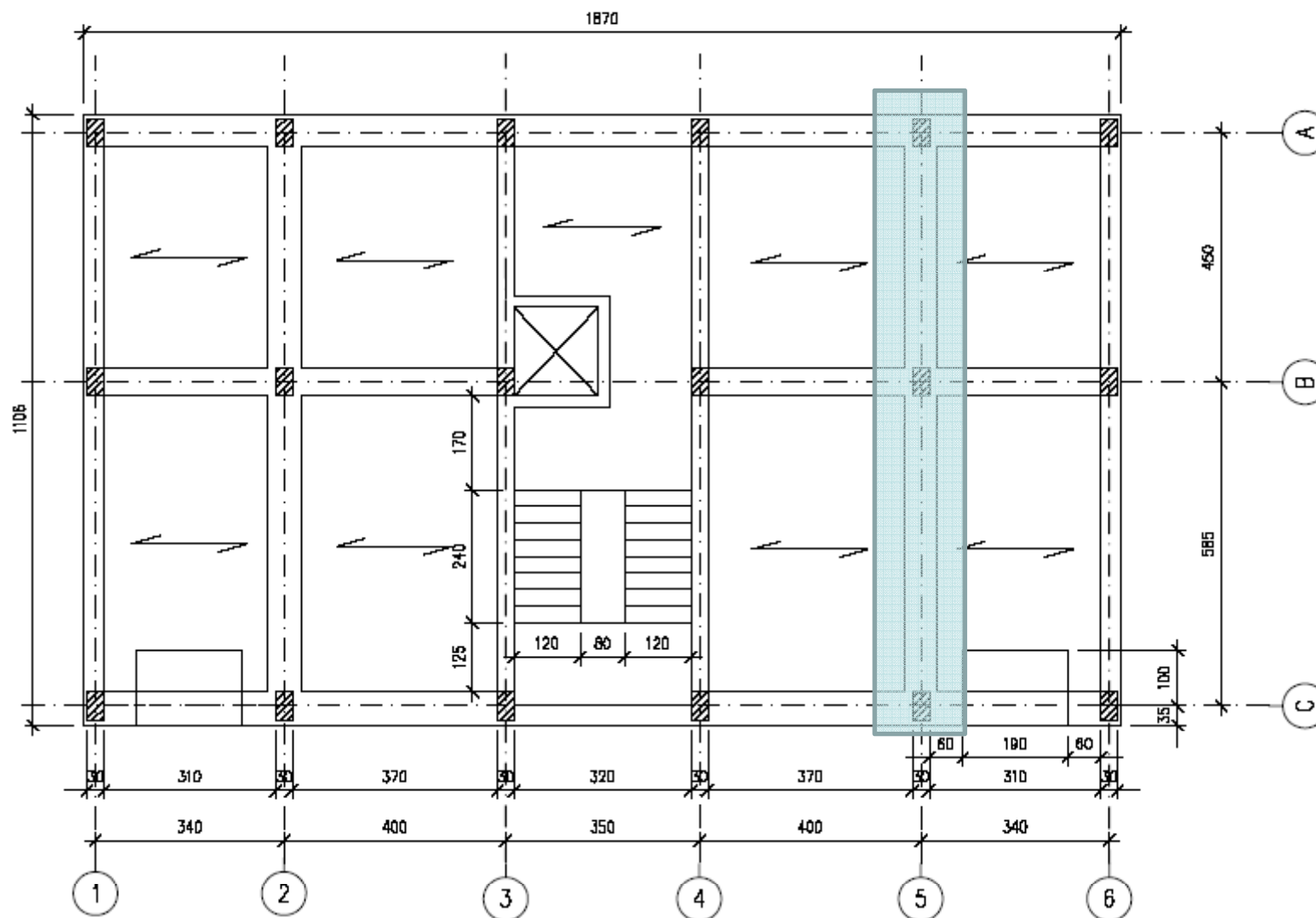
Ordine degli Ingegneri
della Provincia di Catanzaro

La Progettazione Strutturale secondo il D.M. 14.01.08 e
Circolare Applicativa
Catanzaro, 15 Aprile 2010

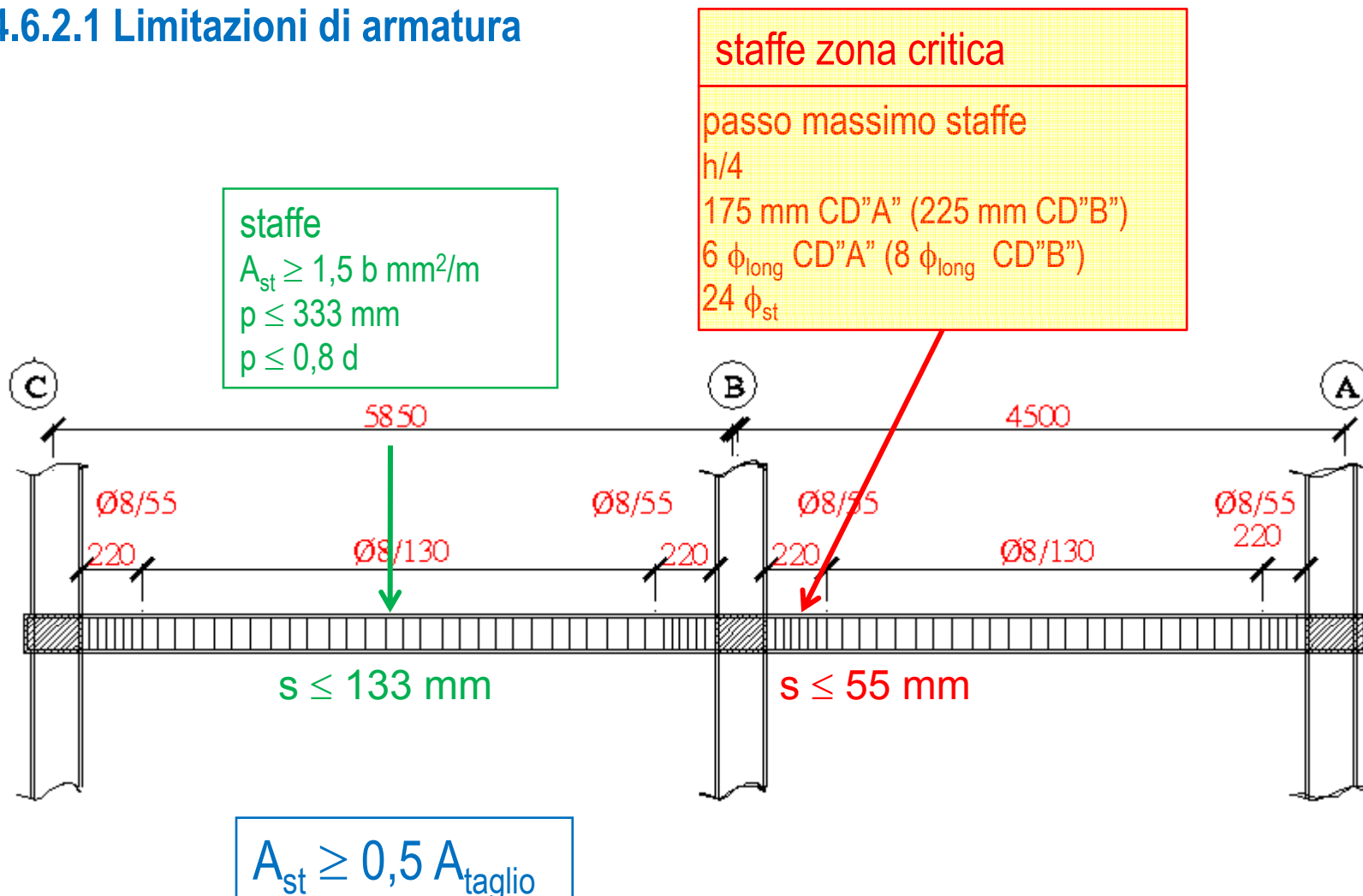
Progettazione di strutture in c.a.

SLU per taglio nelle travi

TRAVE IN SPESSORE ALLINEAMENTO N.5 PIANO II



7.4.6.2.1 Limitazioni di armatura



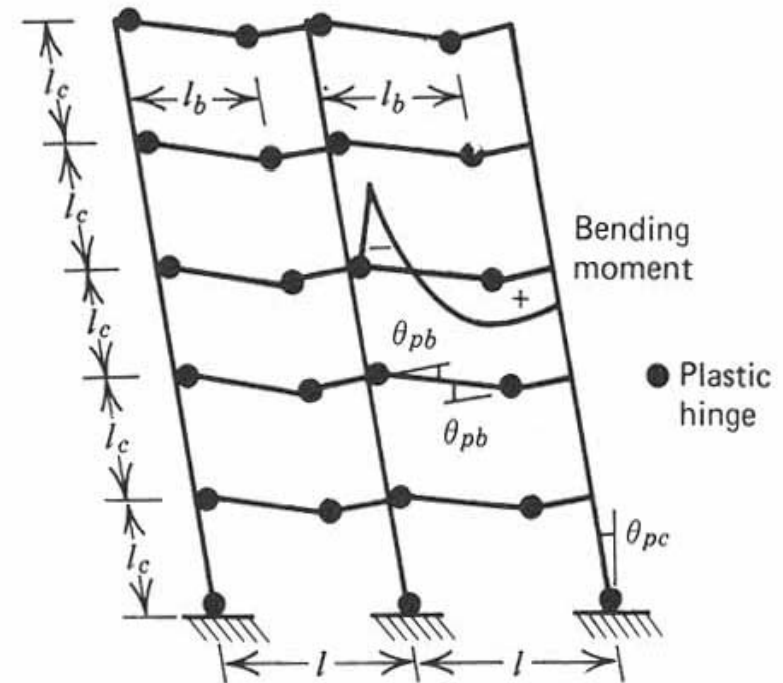
TRAVE IN SPESSORE

Progetto delle staffe

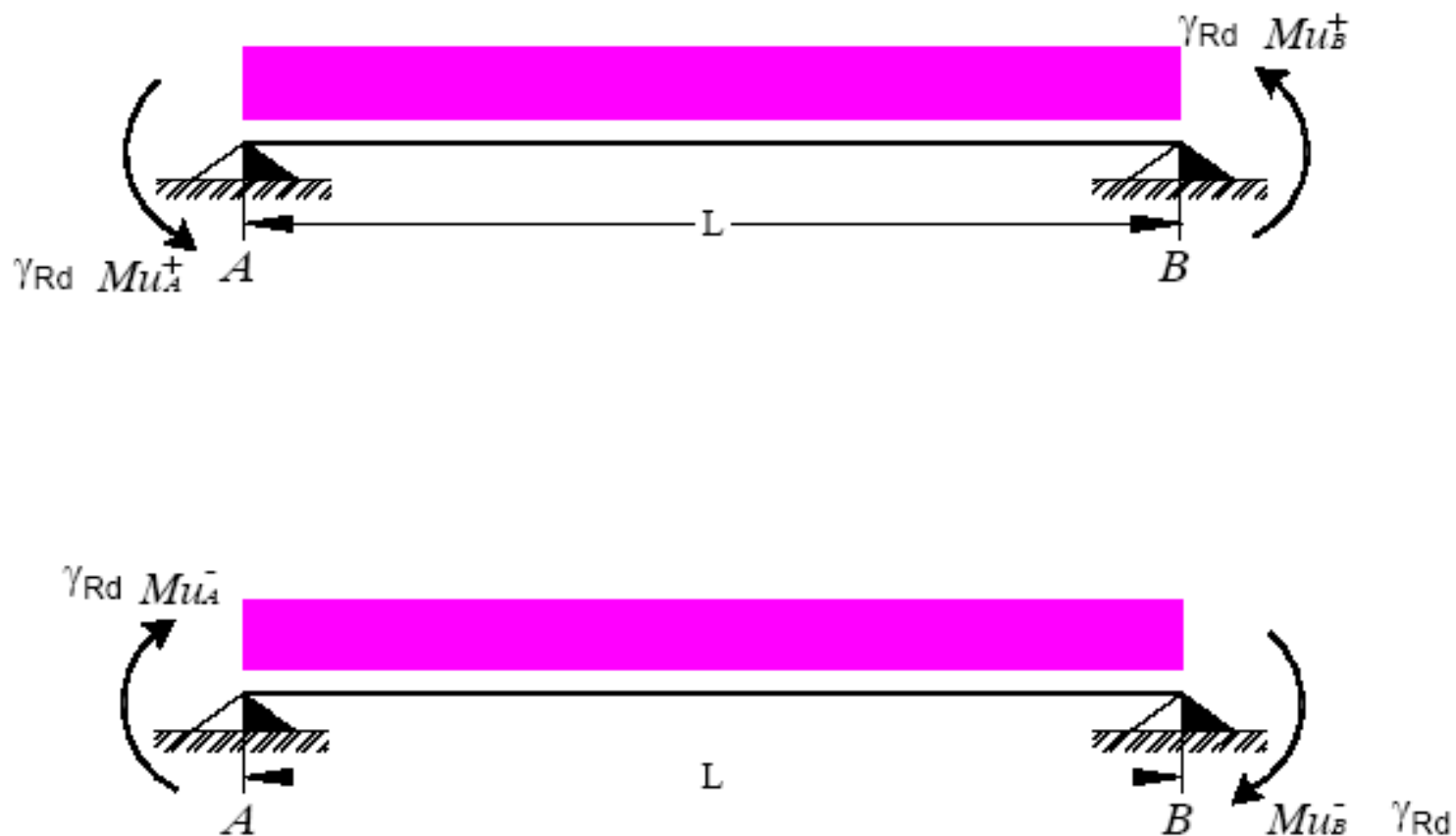
Taglio sollecitante ?

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

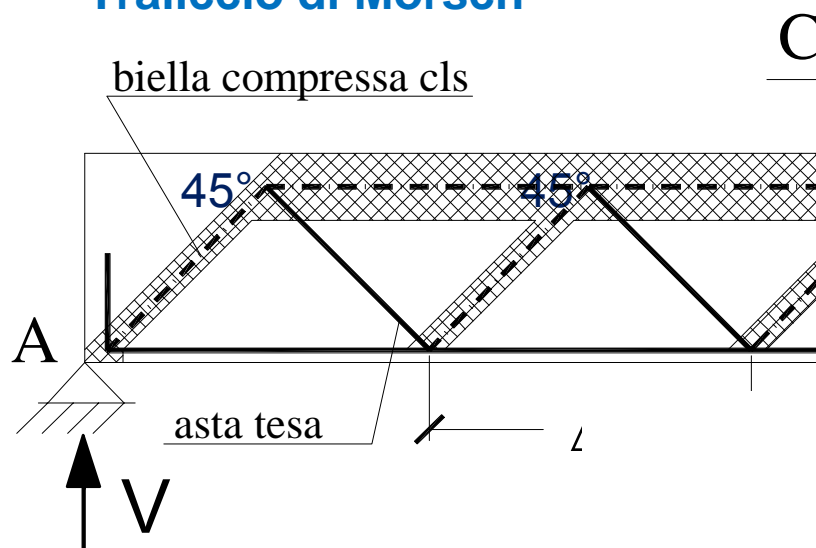


7.4.4.1 NTC Schemi per il calcolo del taglio



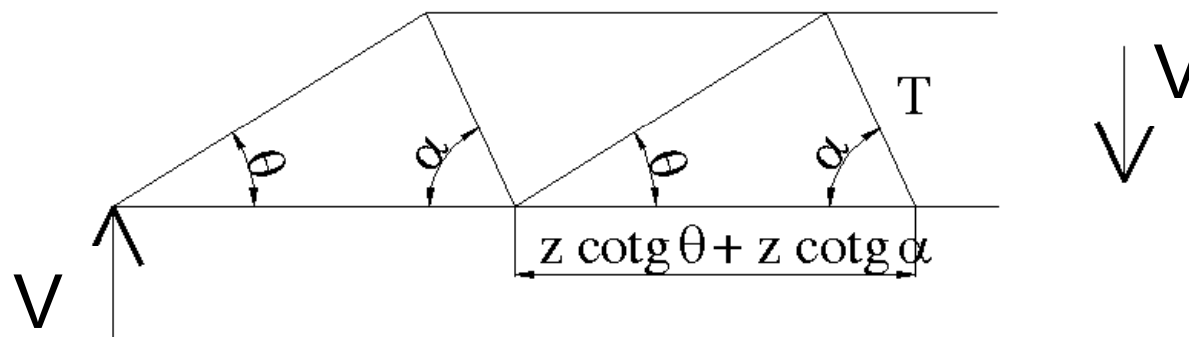
Metodo del traliccio ad inclinazione variabile [traliccio dove l'inclinazione dei puntoni è variabile tra 21.8° ($\cot \theta = 2.5$) e 45° ($\cot \theta = 1.0$)]

Traliccio di Morsch



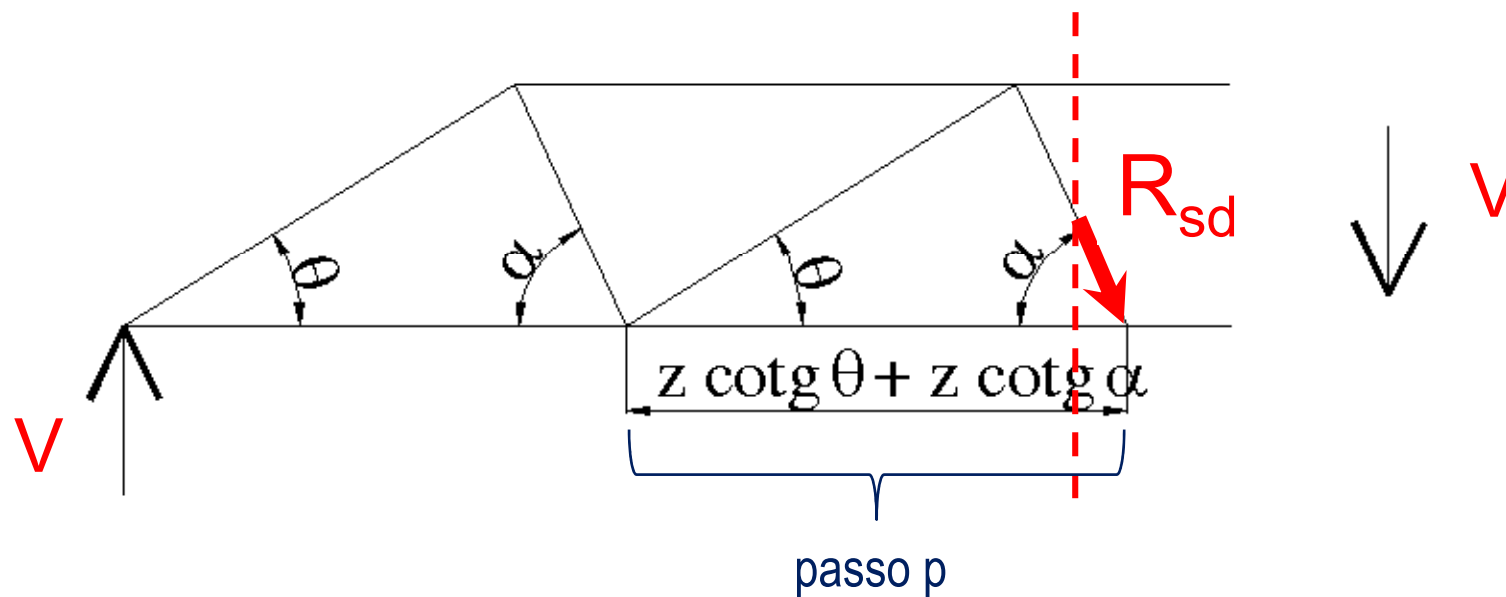
$$1 \leq \cotg \theta \leq 2,5$$

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

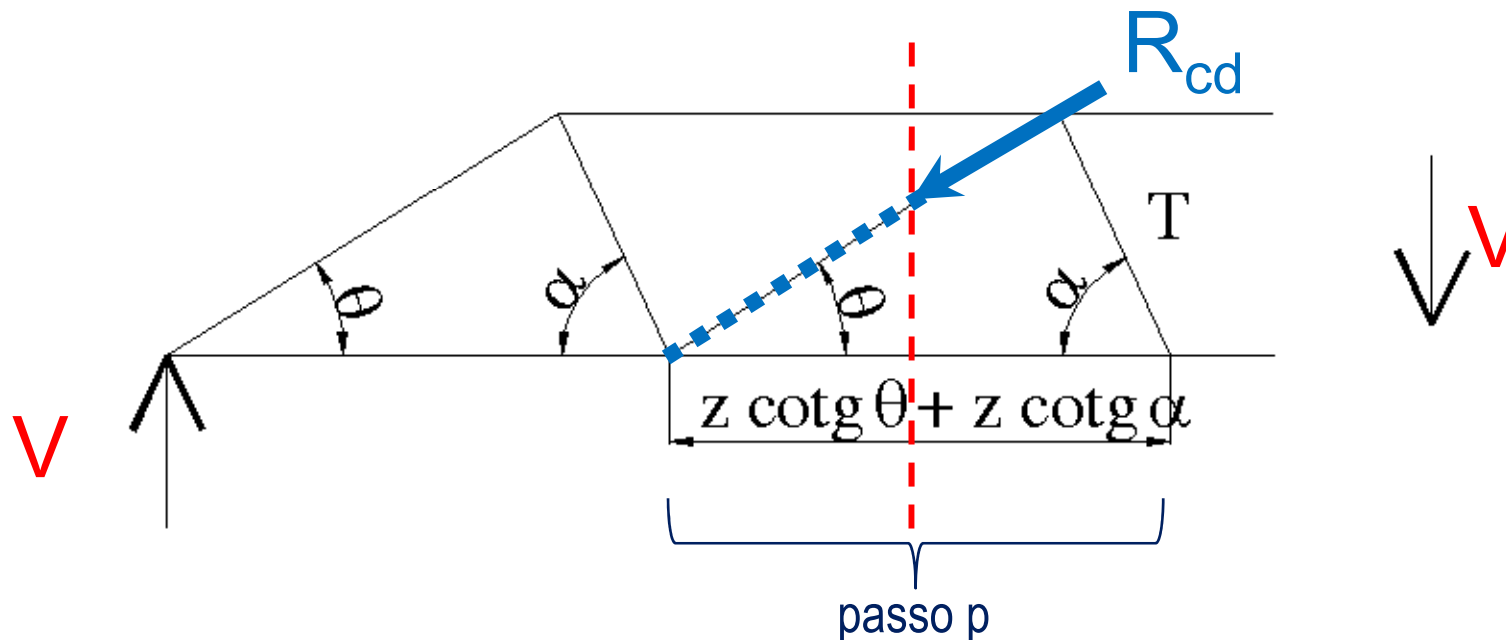


(4.1.19)-NTC Resistenza a taglio-trazione (associata alla resistenza a trazione delle armature trasversali)

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



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



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

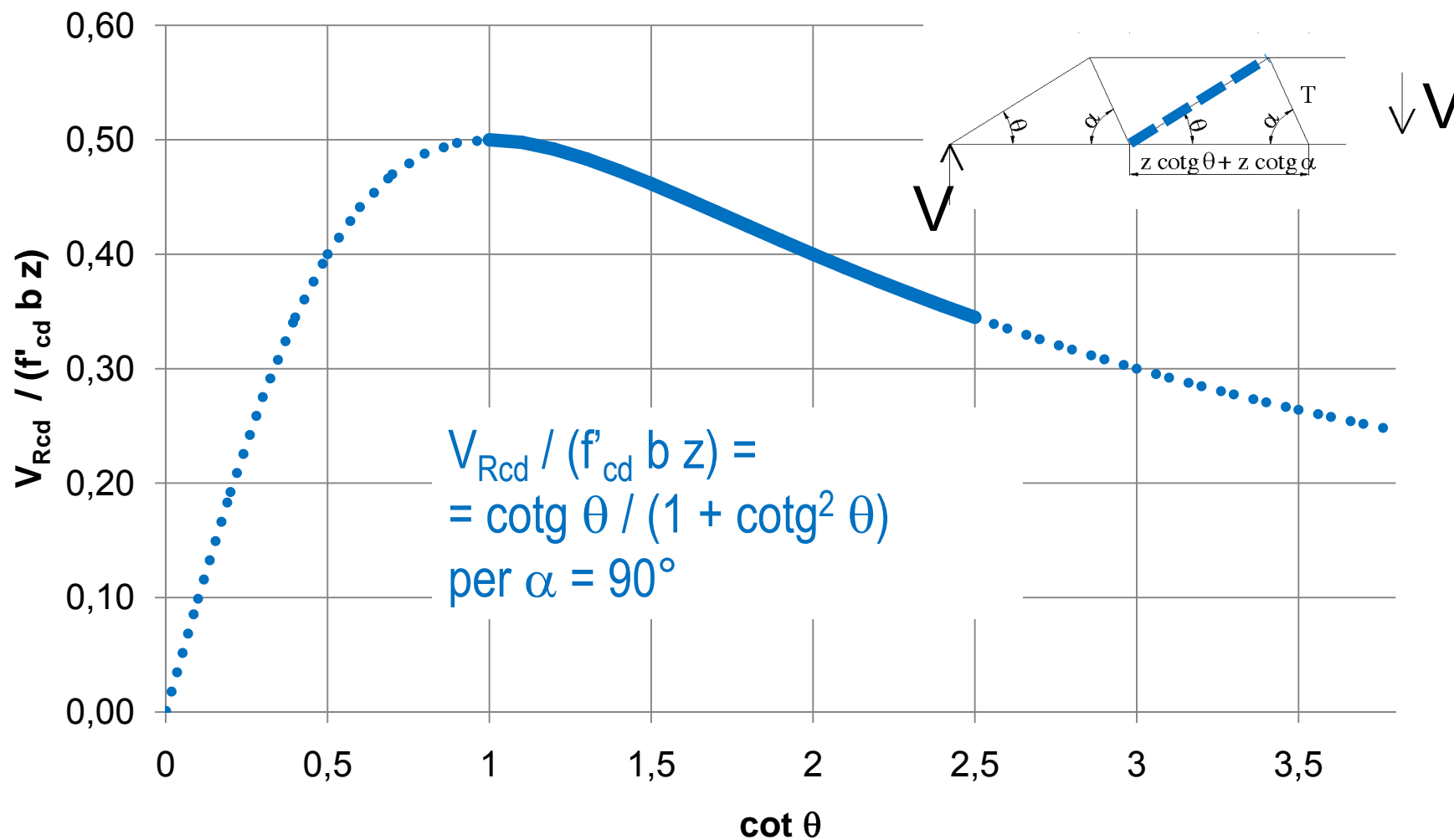
$f'_{cd} = 0,5 f_{cd}$ (resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima)

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

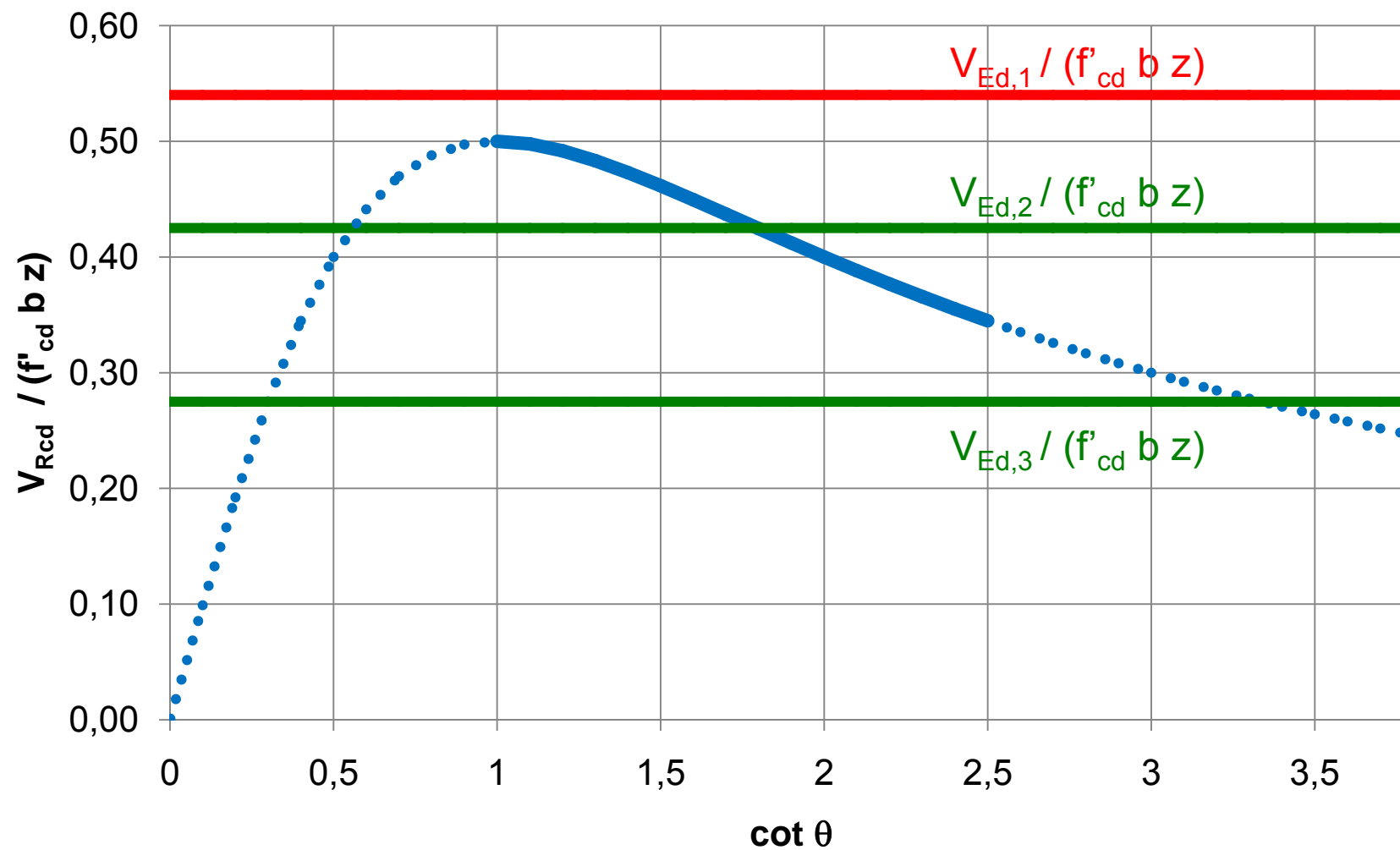
σ_{cp}

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

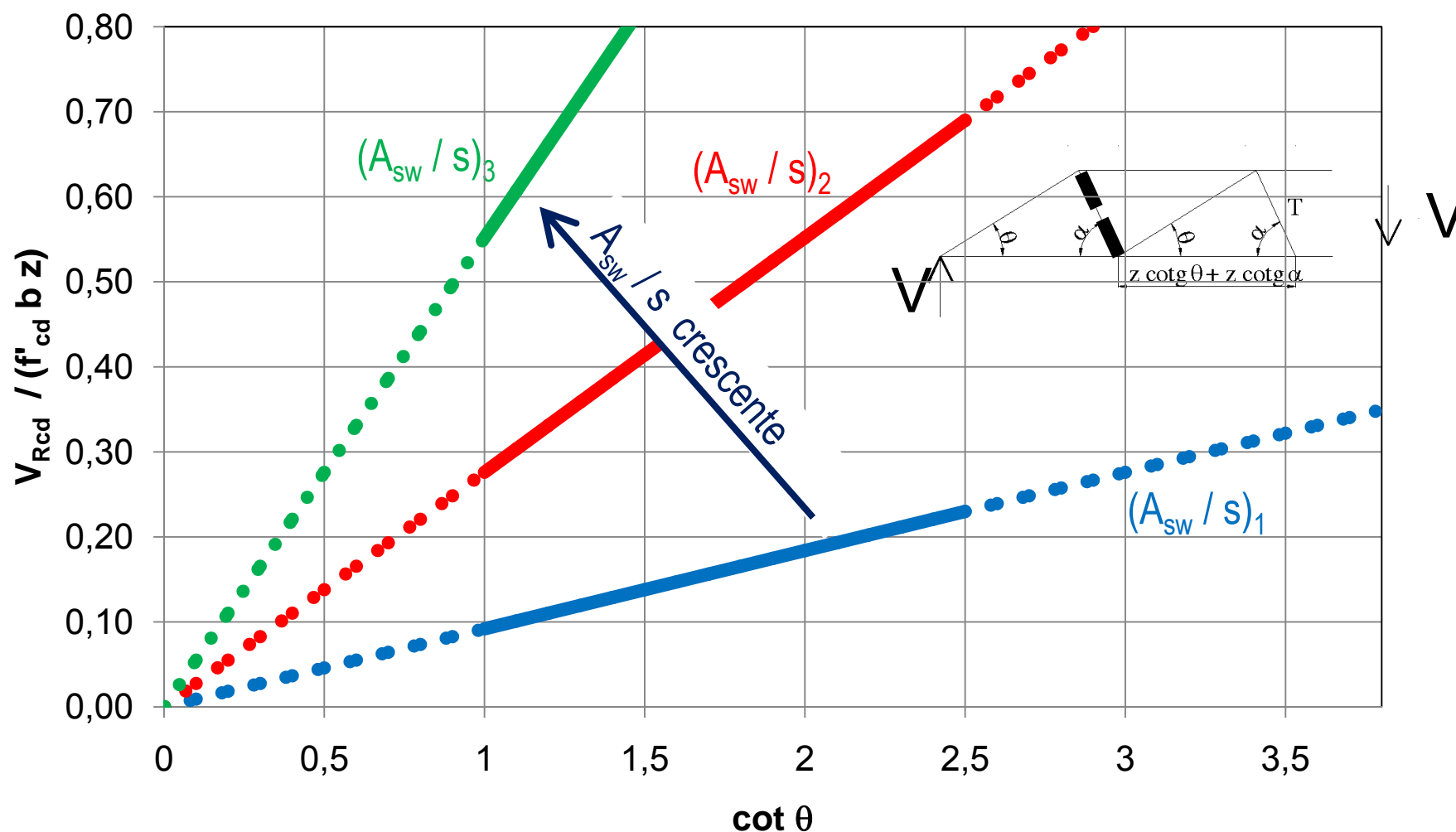
$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd}) \quad (4.1.20-NTC)$$



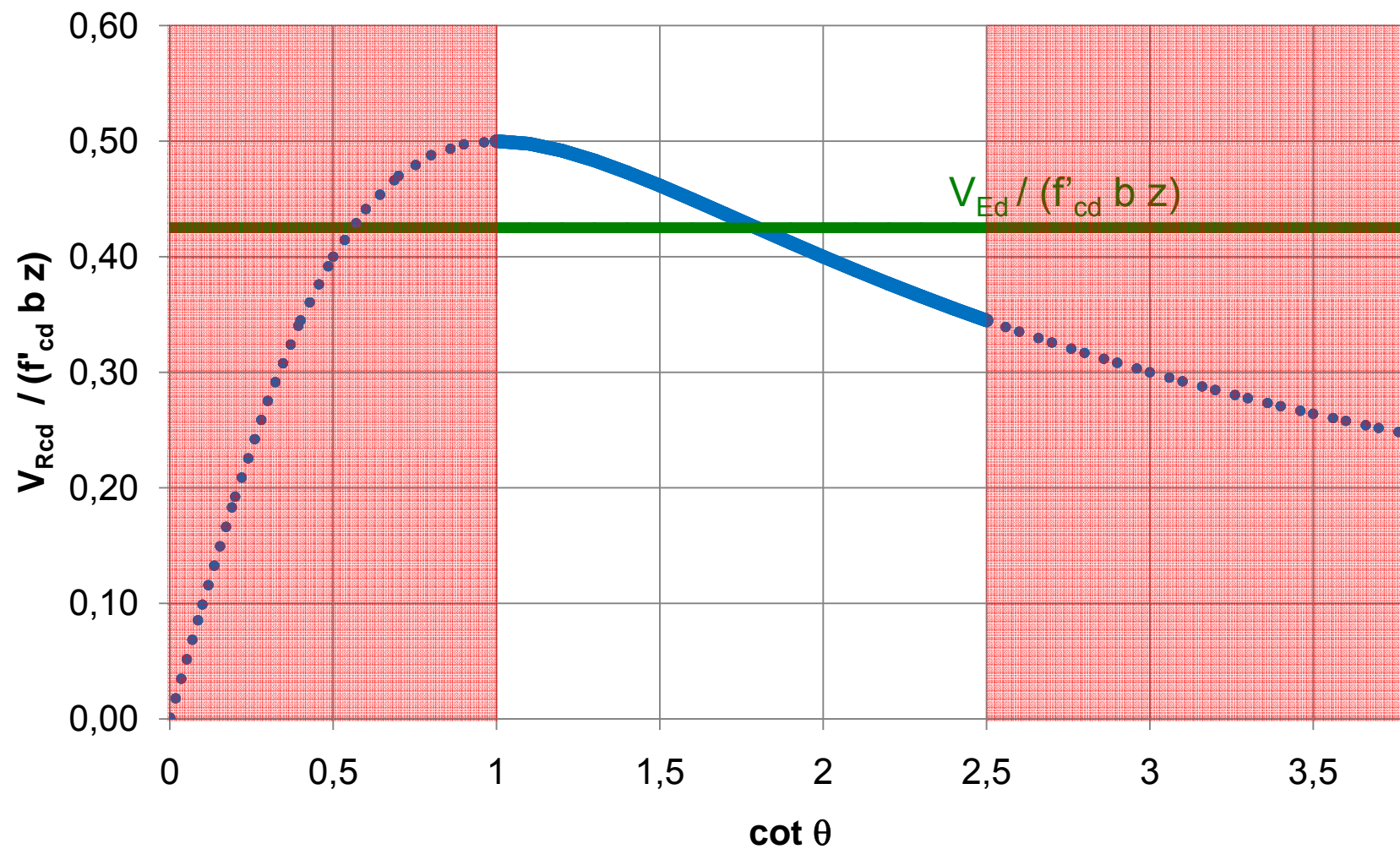
Variazione della resistenza a taglio-compressione con l'inclinazione delle bielle

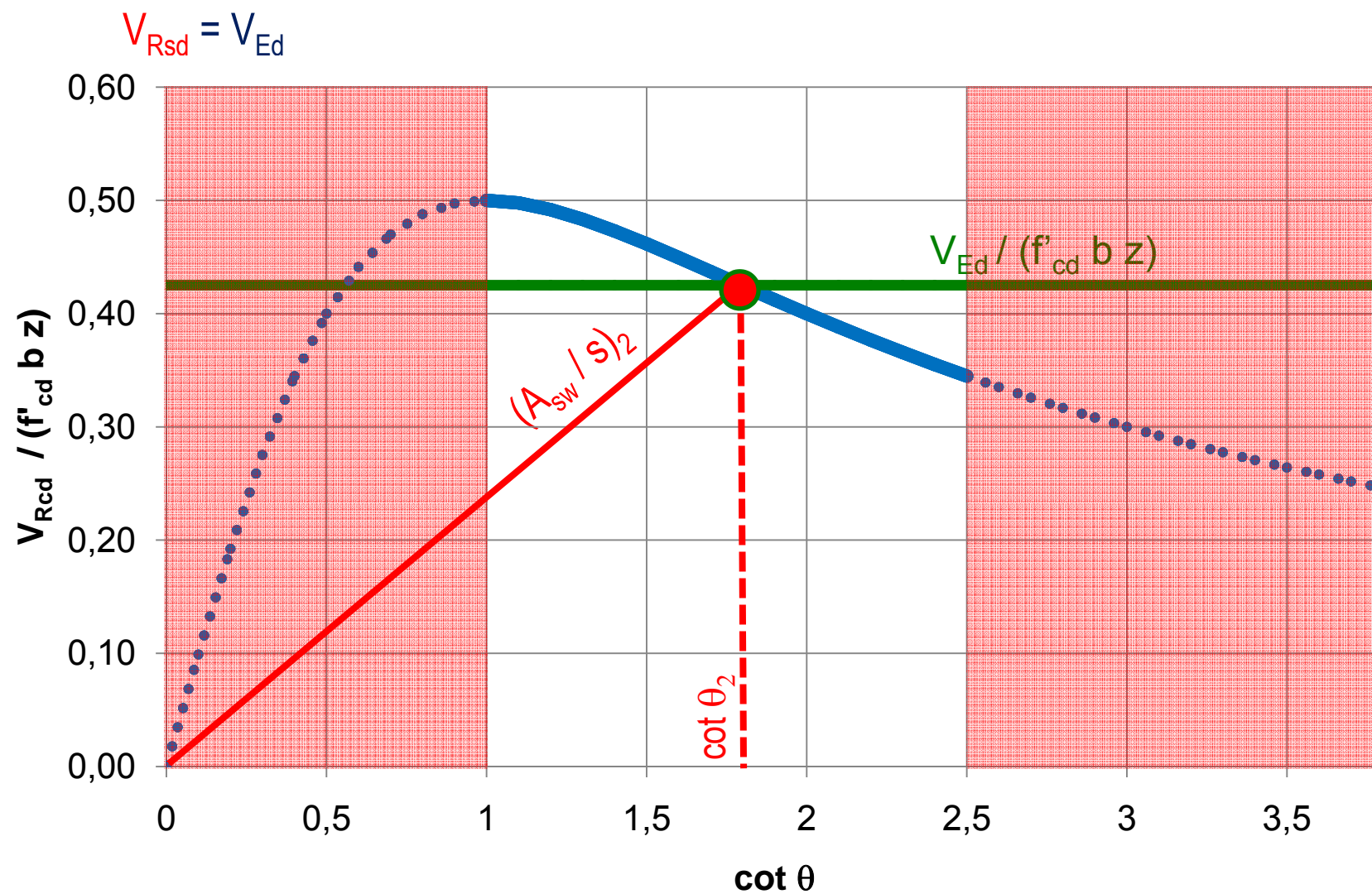


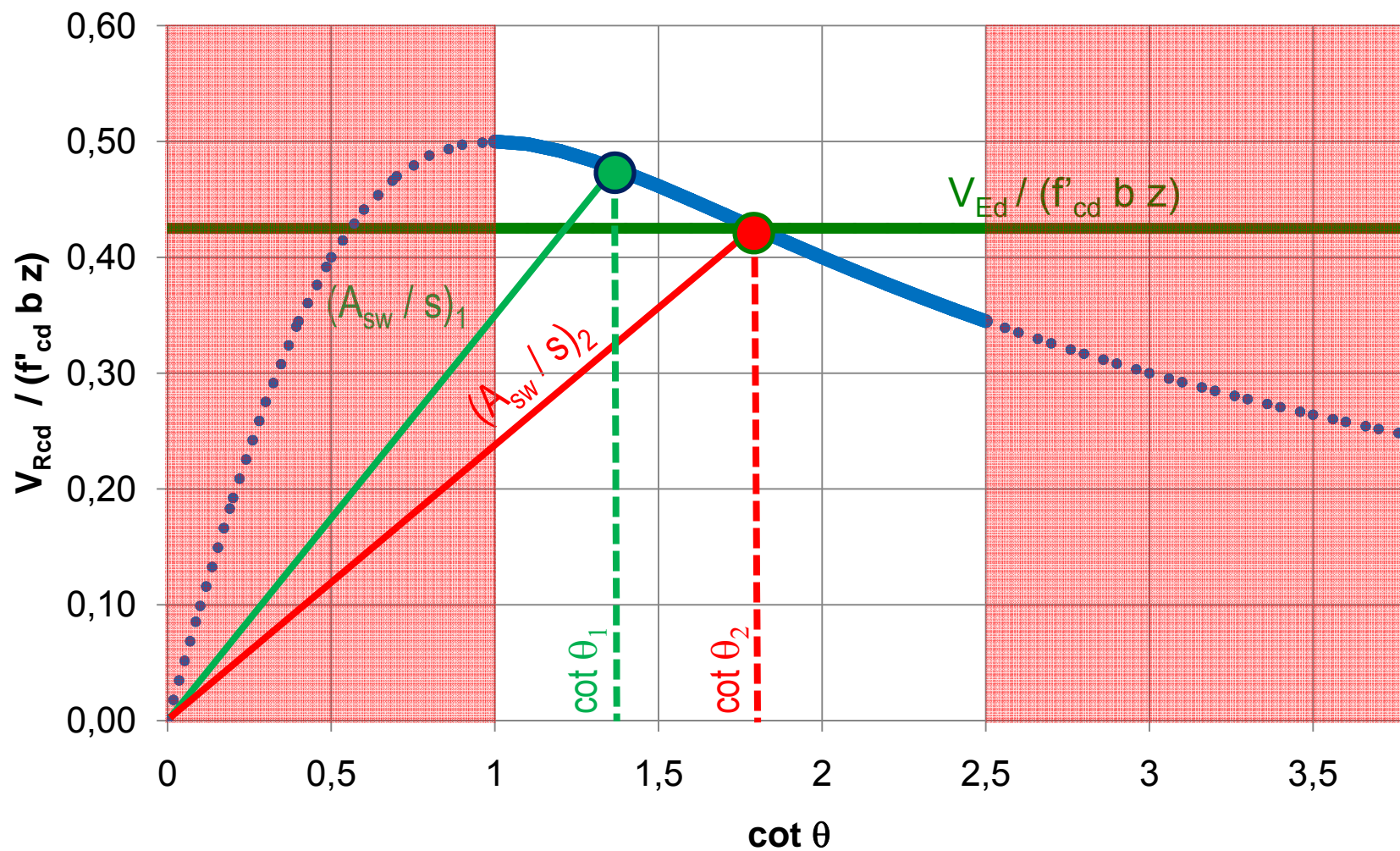
$$V_{Rsd} / (f'_{cd} b z) = [f_{vd} (A_{sw} / s) / (f'_{cd} b)] \cotg \theta \quad \text{per } \alpha = 90^\circ$$

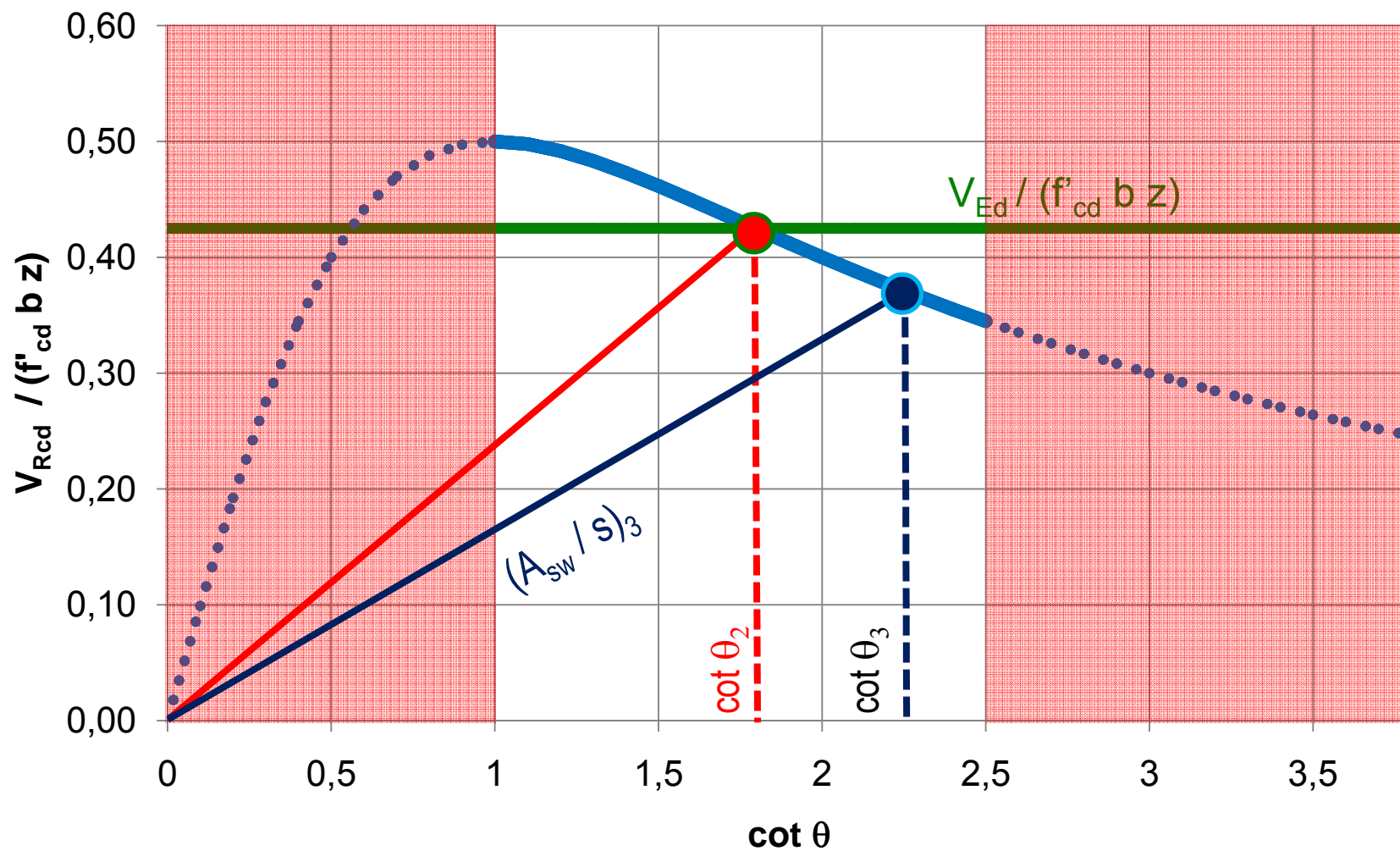


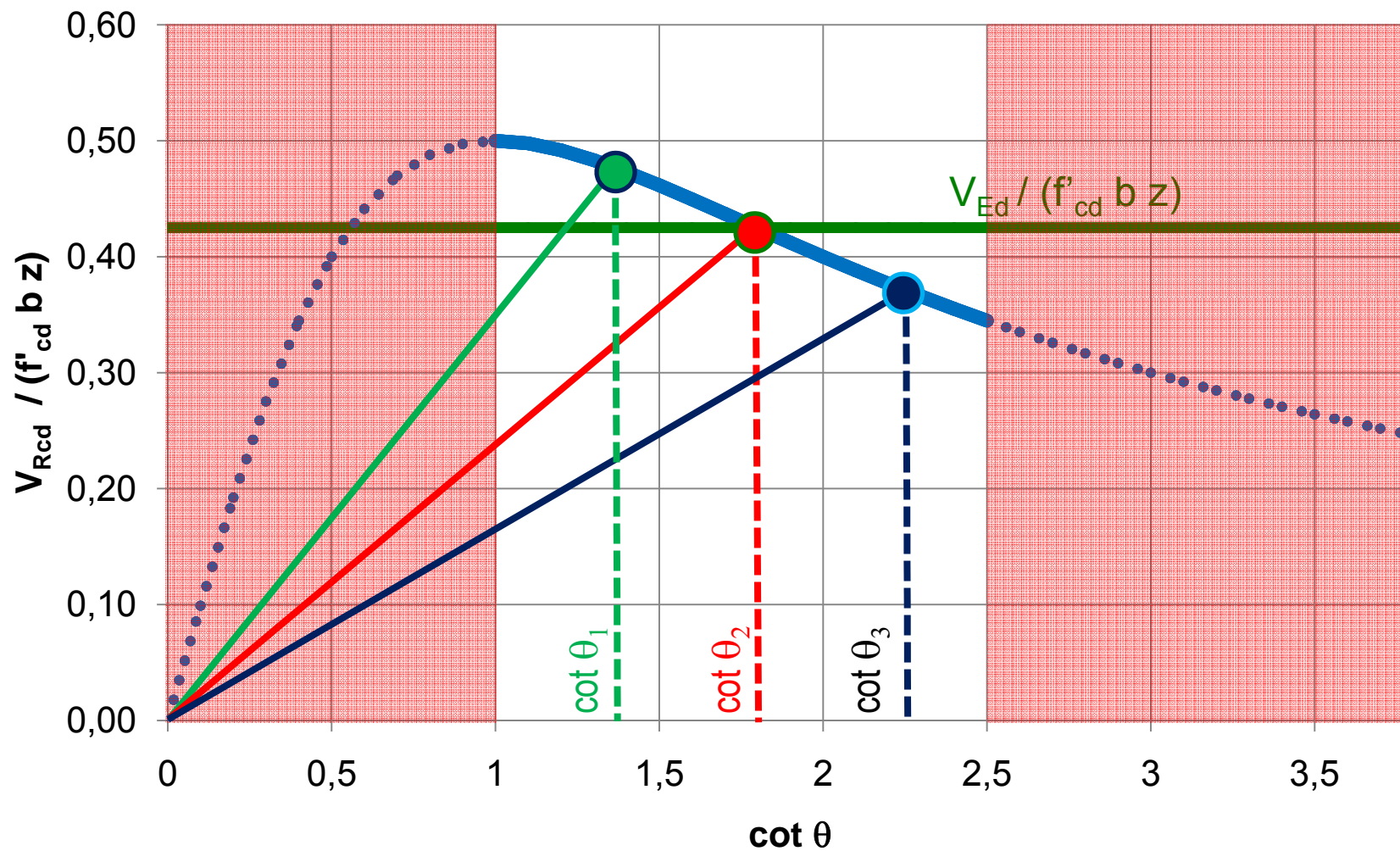
Variazione della resistenza a taglio-trazione con l'inclinazione delle bielle e per diversi quantitativi di armatura trasversale ($\alpha = 90^\circ$, staffe)

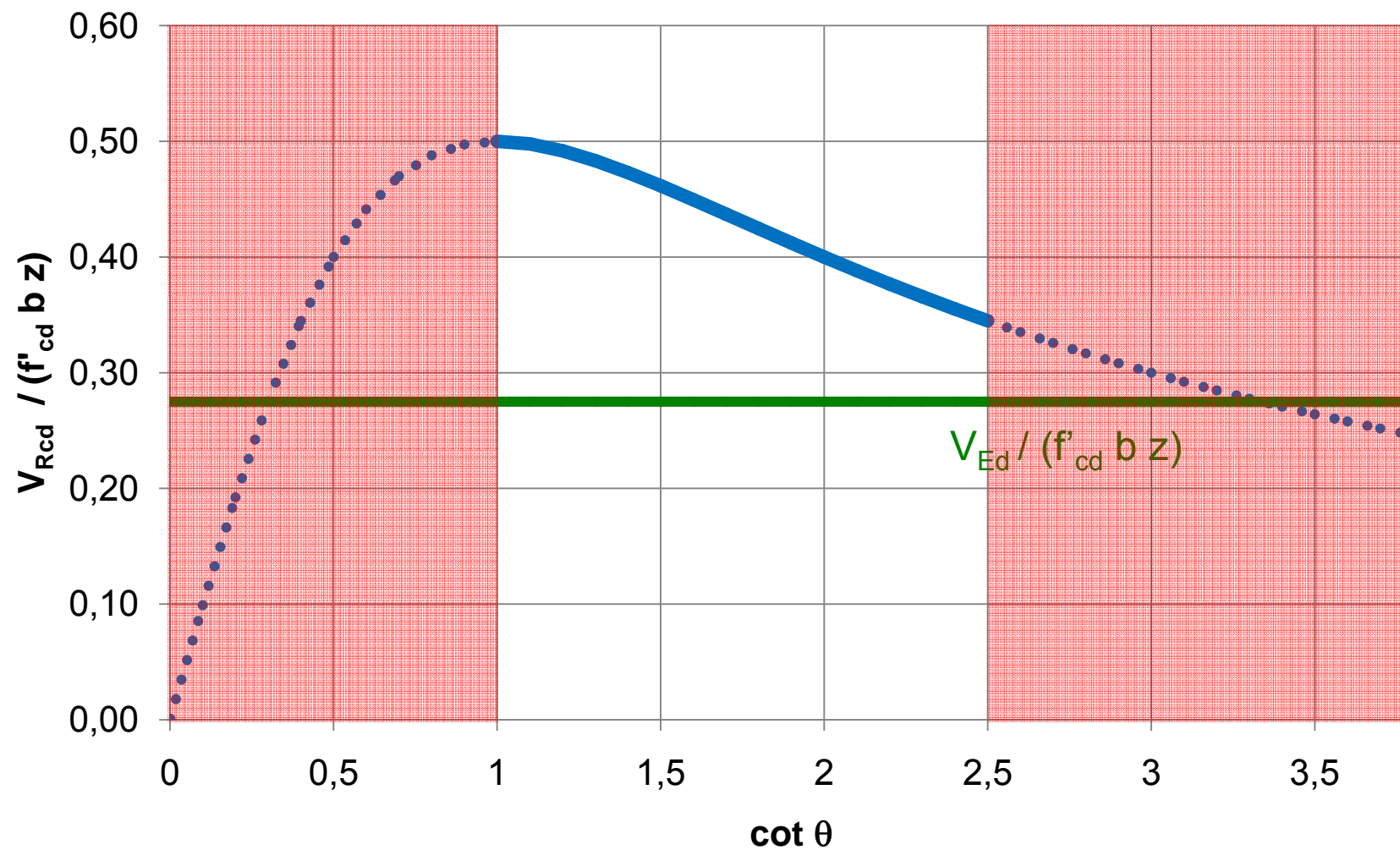


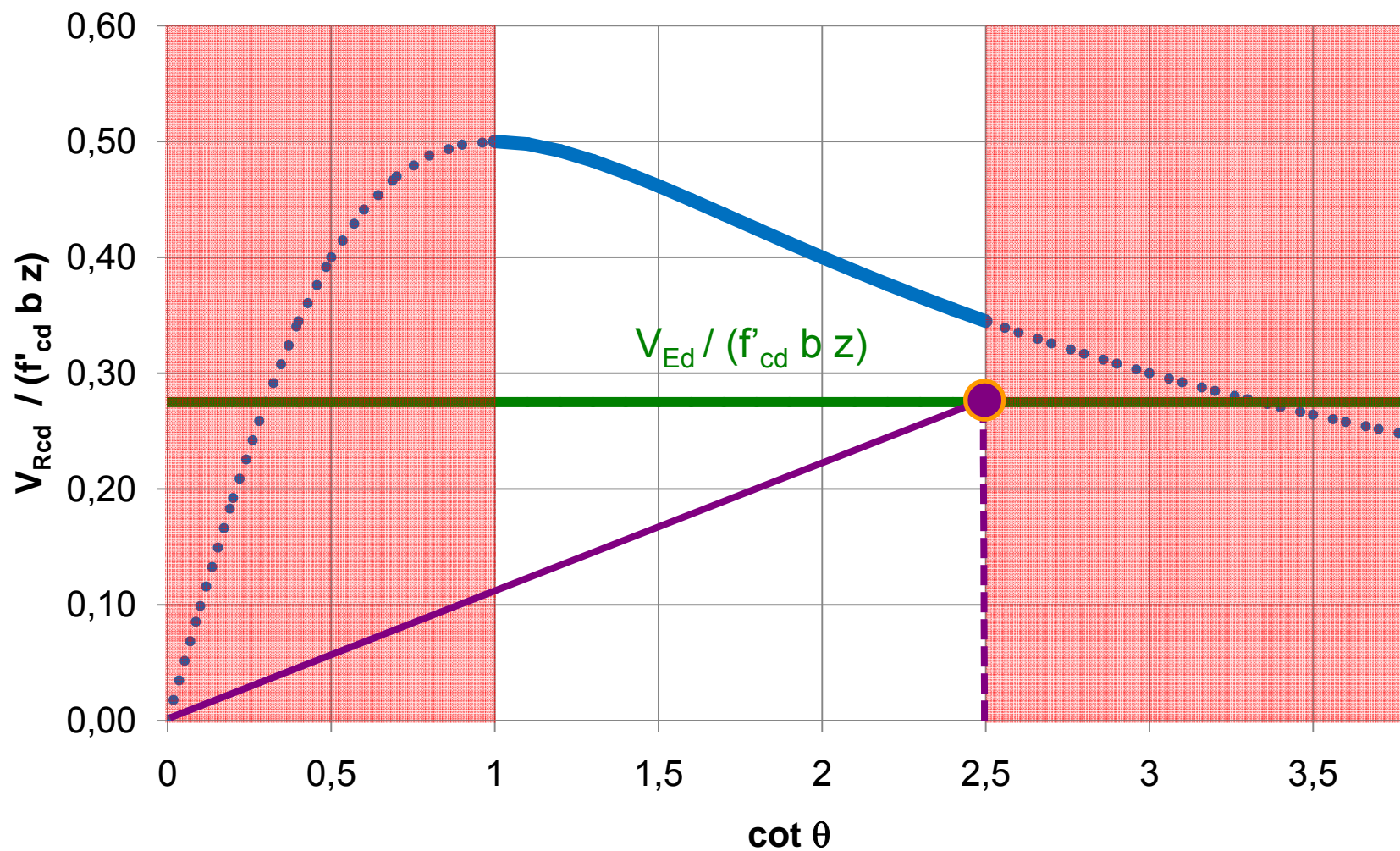












Progetto delle staffe trave in spessore

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:

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

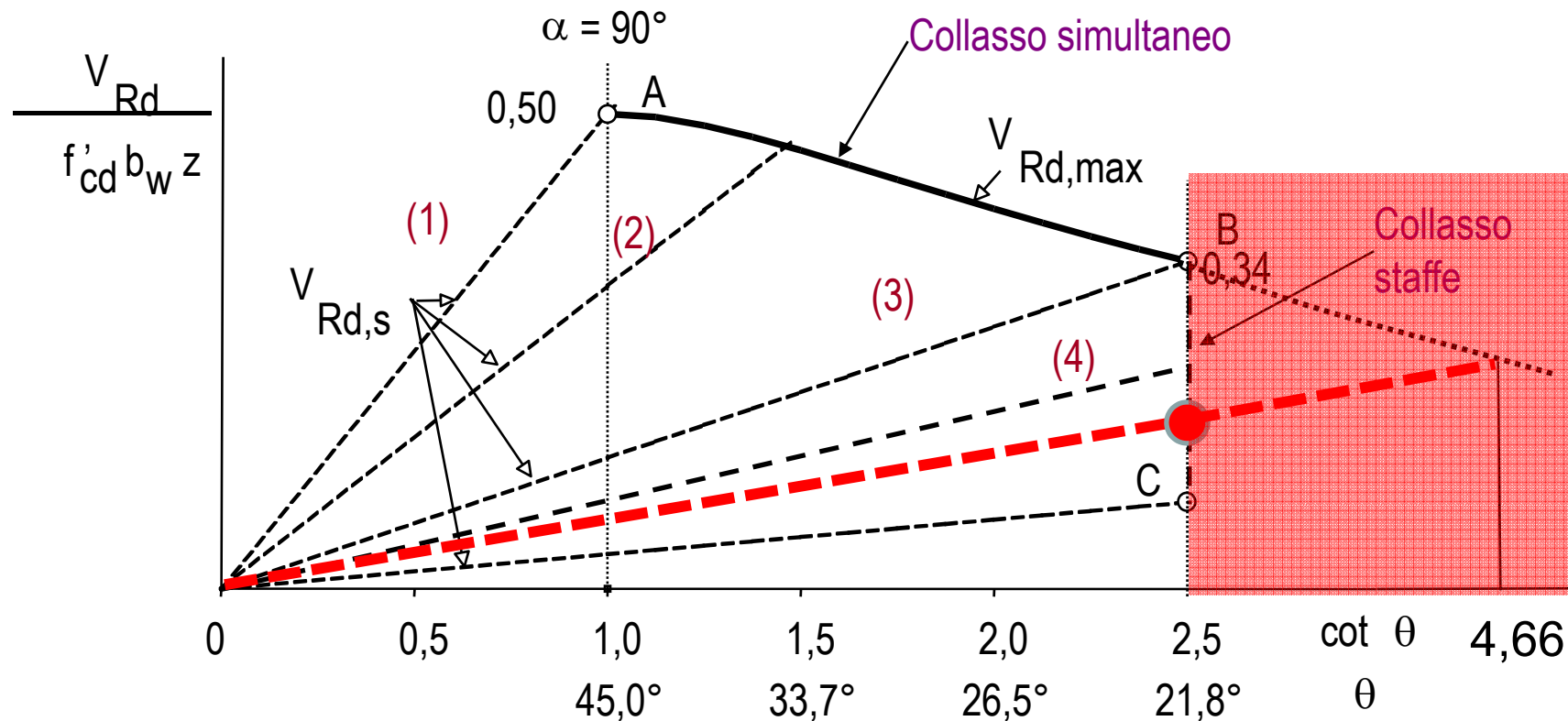
calcestruzzo C25/30:

$$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2 \quad f_{cd} = 14,16 \text{ N/mm}^2 \quad f'_{cd} = 7,8 \text{ N/mm}^2$$

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

$$\theta = \frac{1}{2} \arcsen \frac{2V_{Ed}}{f'_{cd} b_w z} = \frac{1}{2} \arcsen \frac{2 \cdot 132000}{7,8 \cdot 550 \cdot 150} = 12,11^\circ$$

da cui $\cot \theta = 4,66 > 2,5$



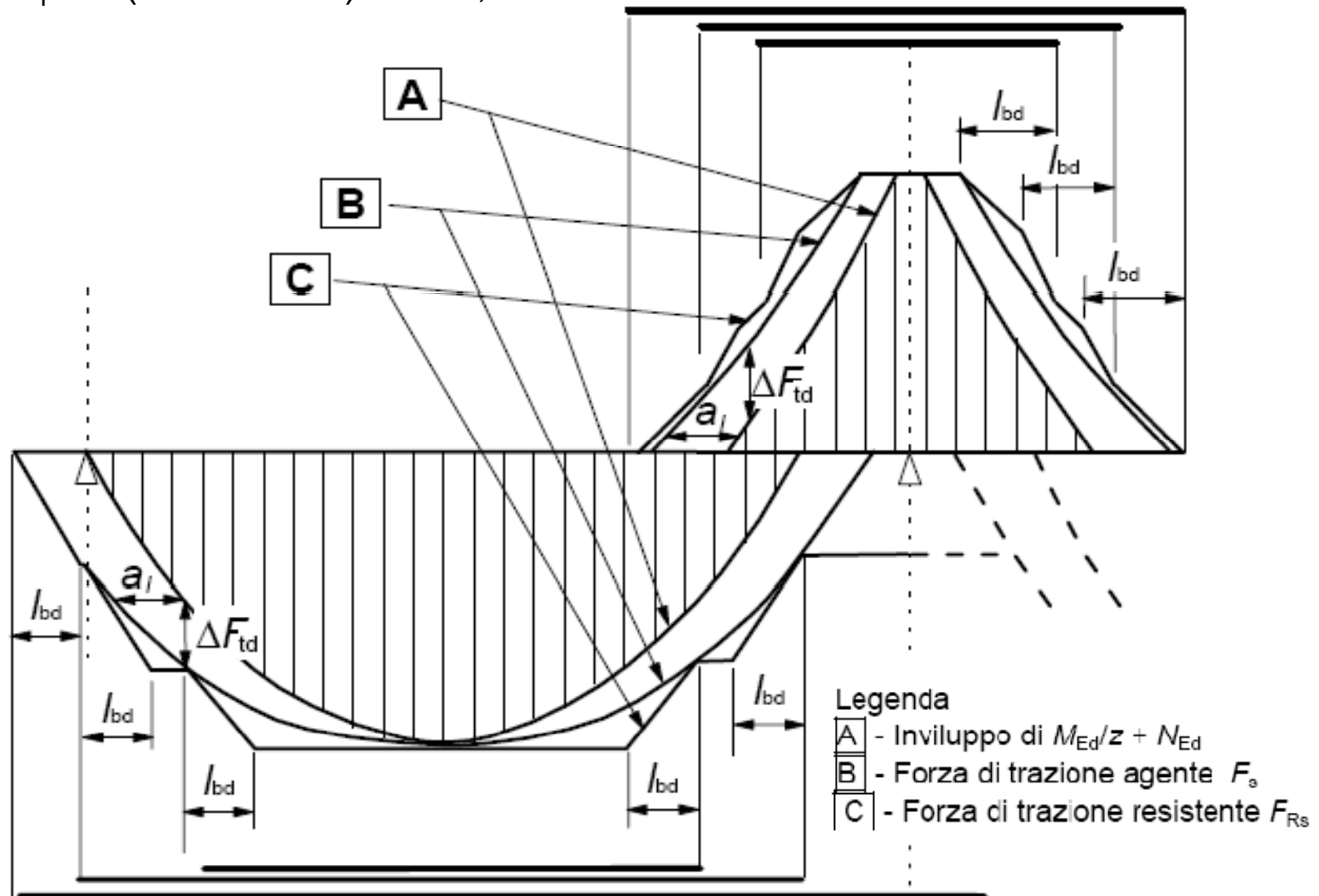
2. essendo $\cot \theta > 2,5$ si calcola l'armatura a taglio ponendo $\cot \theta = 2,5$ ed invertendo la formula della resistenza a taglio-trazione:

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

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 degli Ingegneri
della Provincia di Catanzaro

La Progettazione Strutturale secondo il D.M. 14.01.08 e
Circolare Applicativa
Catanzaro, 15 Aprile 2010

Progettazione di strutture in c.a.

Ancoraggio e giunzioni delle barre

4.1.6.1.4 Ancoraggio delle barre e loro giunzioni

4.1.2.1.1.4 Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo

La resistenza tangenziale di aderenza di calcolo f_{bd} vale:

$$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_C \quad (4.1.7)$$

dove:

γ_C è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo, pari a 1,5;

f_{bk} è la resistenza tangenziale caratteristica di aderenza data da:

$$f_{bk} = 2,25 \cdot \eta \cdot f_{ctk} \quad (4.1.8)$$

in cui

$\eta = 1,0$ per barre di diametro $\phi \leq 32$ mm

$\eta = (132 - \phi)/100$ per barre di diametro superiore.

4.1.6.1.4 Ancoraggio delle barre e loro giunzioni

nel caso di armature molto addensate o ancoraggi in zona di calcestruzzo teso, la resistenza di aderenza va ridotta dividendola almeno per 1,5

Valori della tensione di aderenza ultima per barre di diametro $\phi \leq 32$ ⁽¹⁾

<i>Buona aderenza (1,0)</i>												
f_{ck} [N/mm ²]	16	20	25	28	30	32	35	40	45	50	55	60
f_{bd} [N/mm ²]	1,95	2,25	2,70	2,90	3,00	3,18	3,30	3,75	4,05	4,35	4,50	4,65
<i>Altri casi di aderenza (0,7)</i>												
f_{ck} [N/mm ²]	16	20	25	28	30	32	35	40	45	50	55	60
f_{bd} [N/mm ²]	1,36	1,57	1,89	2,03	2,10	2,22	2,31	2,62	2,83	3,04	3,15	3,25

⁽¹⁾ Per barre di diametro $\phi > 32$, i valori del prospetto vanno moltiplicati per $(132 - \phi) / 100$.

4.1.6.1.4 Ancoraggio delle barre e loro giunzioni

nel caso di armature molto addensate o ancoraggi in zona di calcestruzzo teso, la resistenza di aderenza va ridotta dividendola almeno per 1,5

Legenda

A Direzione del getto

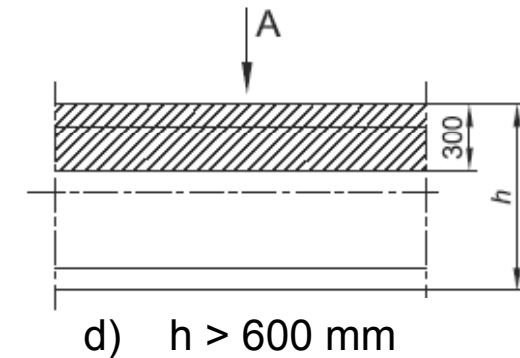
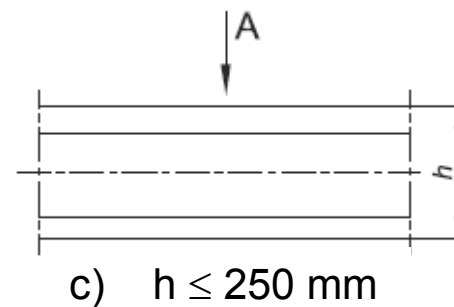
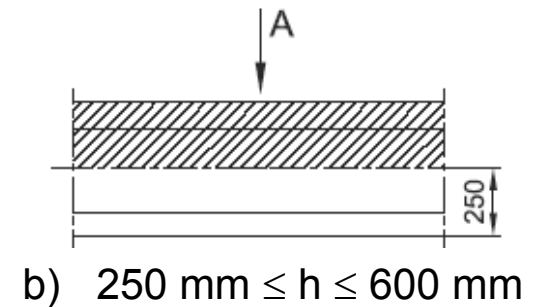
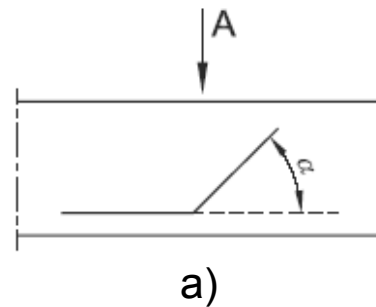
a) e b) condizioni di "buona" aderenza per tutte le barre

c) e d) zona non tratteggiata - condizioni di "buona" aderenza

zona tratteggiata - condizioni di aderenza "mediocre"

Circolare:

in alternativa si può fare riferimento alla EN1992-1-1



Valori del rapporto $l_{b,rqd} / \phi$ per acciaio B450C e barre di diametro $\phi \leq$ per $\sigma_{sd} = 450 / 1,5 = 391$ N/mm²

Buona aderenza ($\eta_1 = 1,0$)

f_{ck} [N/mm ²]	16	20	25	28	30	32	35	40	45	50	55	60
$l_{b,rqd} / \phi$	50,2	43,5	36,3	33,7	32,6	30,8	29,7	26,1	24,2	22,5	21,8	21,1

Altri casi di aderenza ($\eta_1 = 0,7$)

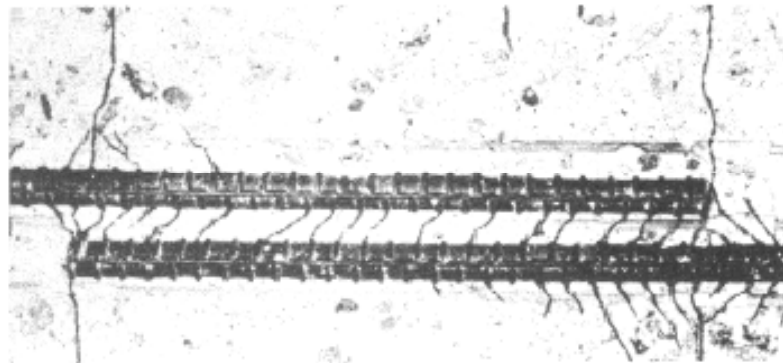
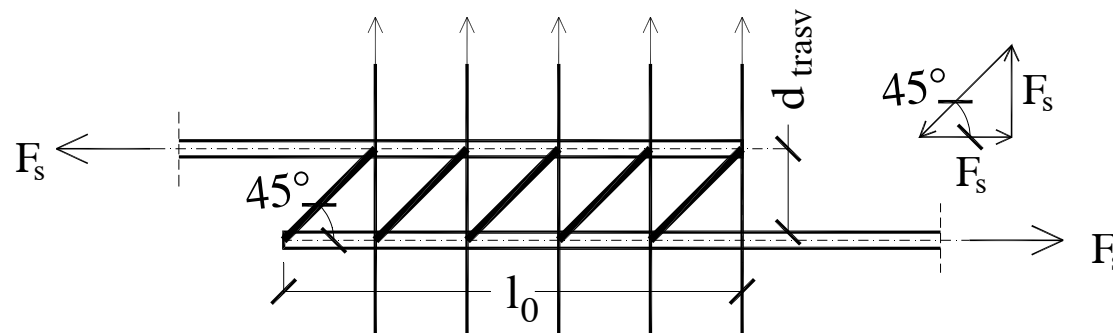
f_{ck} [N/mm ²]	16	20	25	28	30	32	35	40	45	50	55	60
$l_{b,rqd} / \phi$	71,7	62,1	51,8	48,1	46,6	44	42,4	37,3	34,5	32,2	31,1	30,1

Per barre di diametro $\phi >$, i valori di $(l_{b,rqd} / \phi)$ del prospetto vanno divisi per $(132 - \phi) / 100$.

4.1.6.1.4 Ancoraggio delle barre e loro giunzioni

continuità fra le barre:

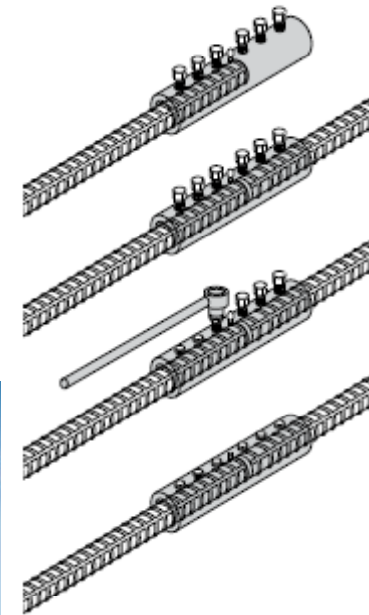
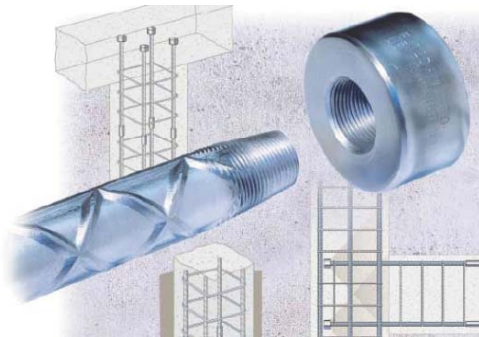
1. sovrapposizione, calcolata in modo da assicurare l'ancoraggio di ciascuna barra; lunghezza di sovrapposizione nel tratto rettilineo non minore di 20ϕ



Schema di trasferimento della forza di trazione tra due barre sovrapposte (in alto) e relativo quadro fessurativo (in basso) [MC'90]

continuità fra le barre:

2. interfero nella sovrapposizione non superiore a 4ϕ
3. saldature, previa verifica della saldabilità degli acciai impiegati e la compatibilità fra metallo e metallo di apporto nelle posizioni o condizioni operative previste nel progetto esecutivo
4. giunzioni meccaniche per barre di armatura (da validare preventivamente mediante prove sperimentali)
5. particolari cautele negli ancoraggi e nelle sovrapposizioni per barre di diametro $\phi > 32$ mm





Ordine degli Ingegneri
della Provincia di Catanzaro

La Progettazione Strutturale secondo il D.M. 14.01.08 e
Circolare Applicativa
Catanzaro, 15 Aprile 2010

Progettazione di strutture in c.a.

Dettagli costruttivi pilastri

4.1.6.1.2 Armatura dei pilastrì

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

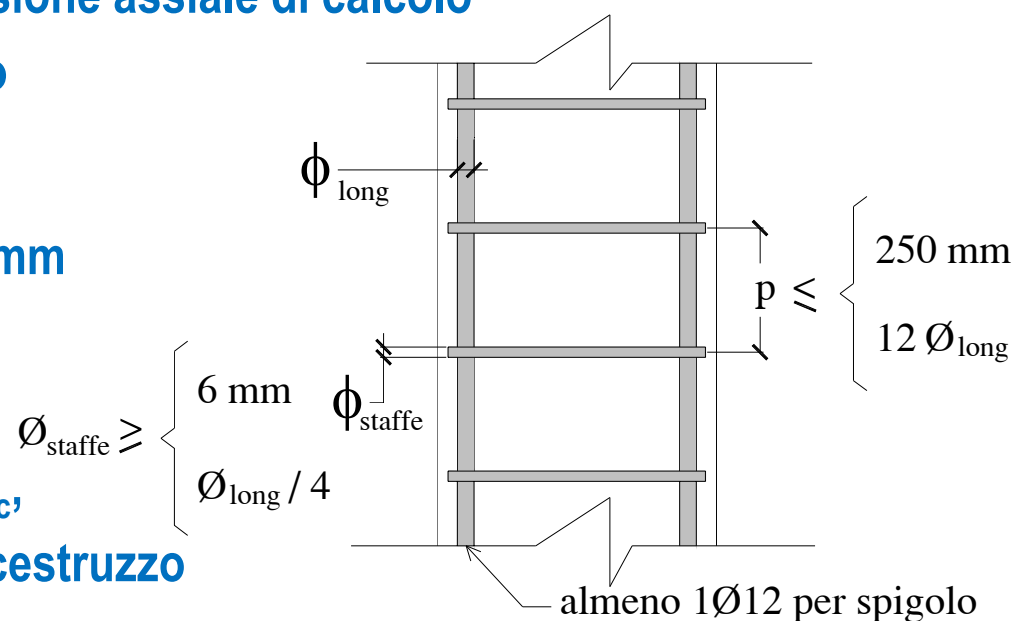
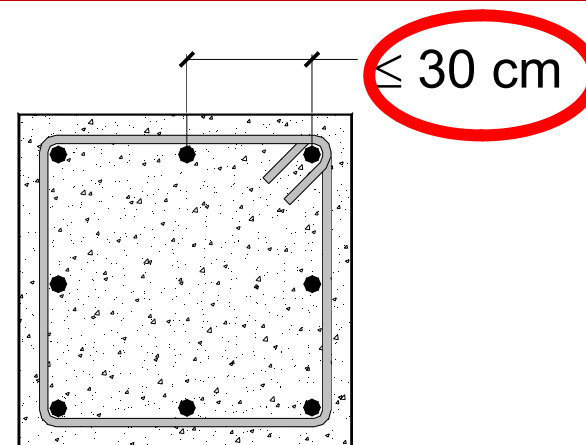
armature trasversali

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

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

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

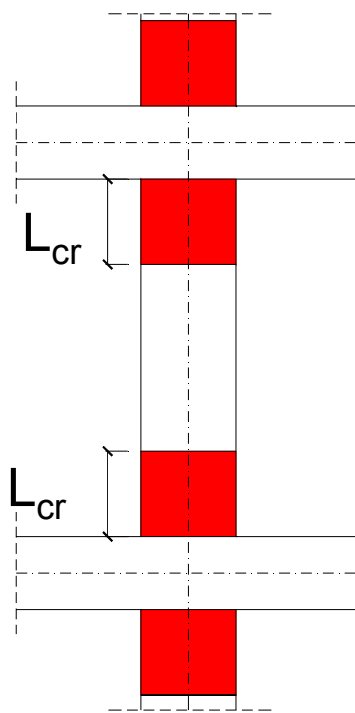
A_c : area sezione trasversale di calcestruzzo



7.4.6.1.2 Pilastrì

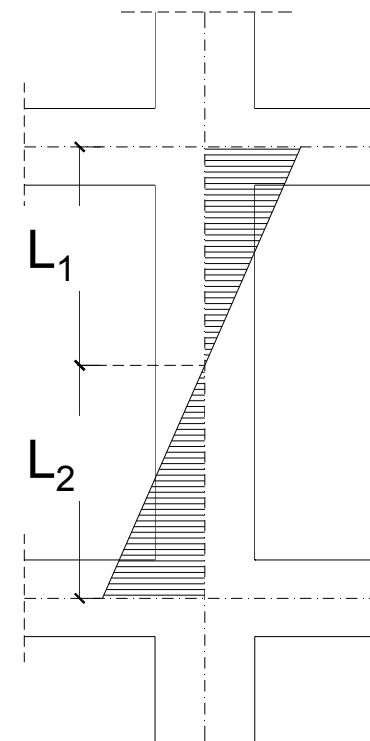
dimensione minima sezione trasversale h : **250 mm**

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



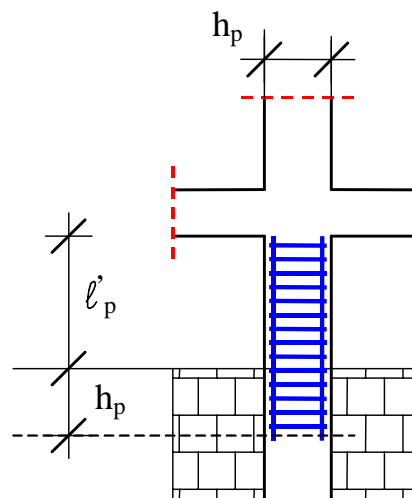
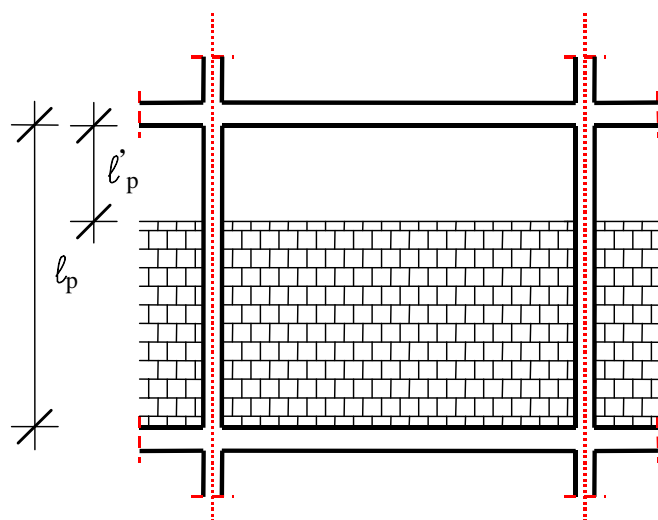
la lunghezza della zona critica L_{cr}
è il valore massimo tra:

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 pilastri 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

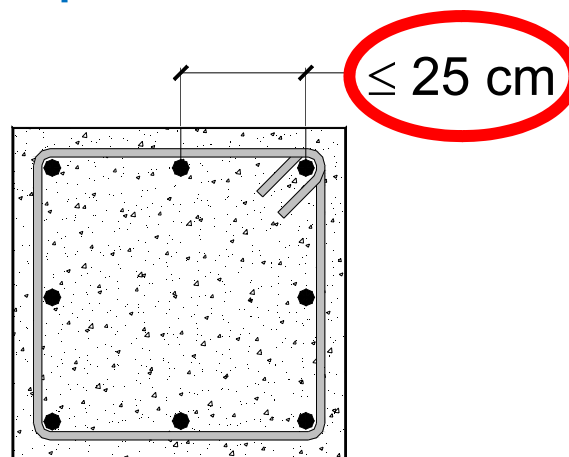


$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{C,Rd}^s + M_{C,Rd}^i}{l_p}$$

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 pilastr 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 pilastr:

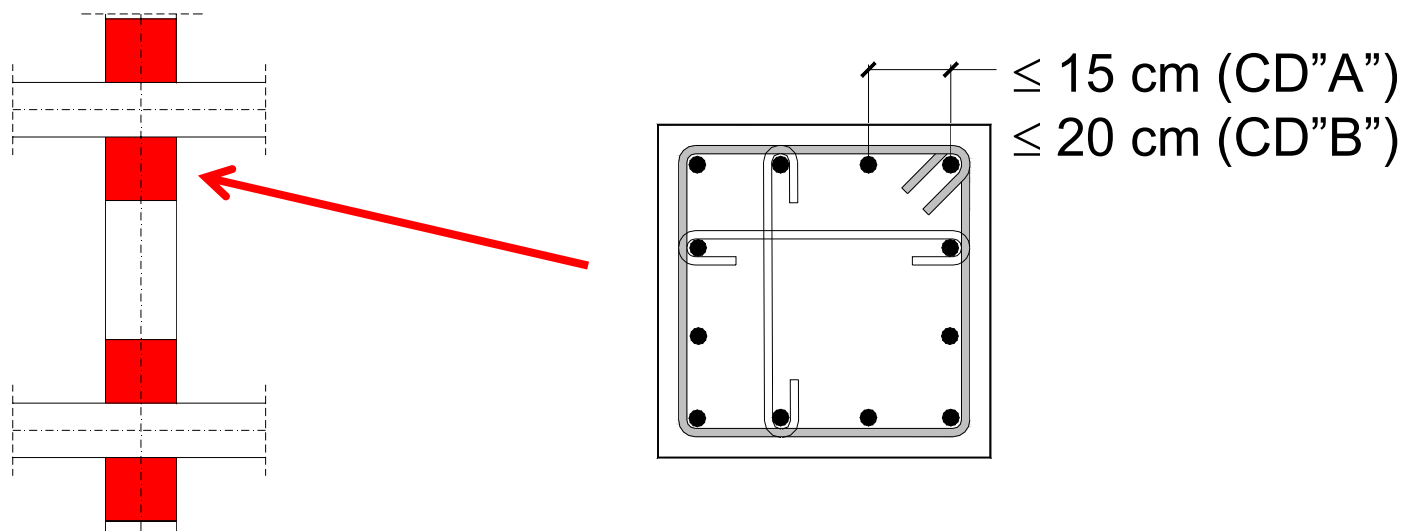
$$1\% \leq \rho \leq 4\% \quad (7.4.27)$$

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

7.4.6.1.2 Pilastr

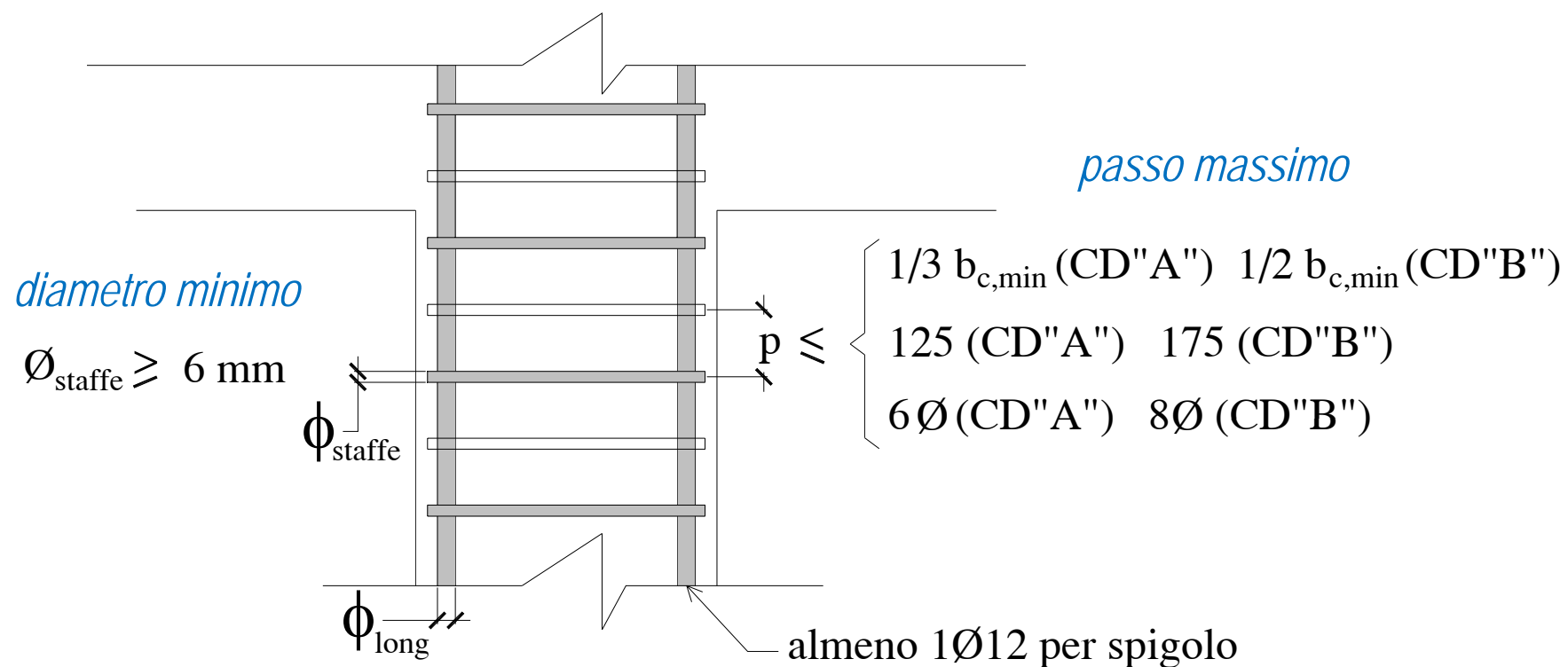
armature longitudinali nelle zone critiche:

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.

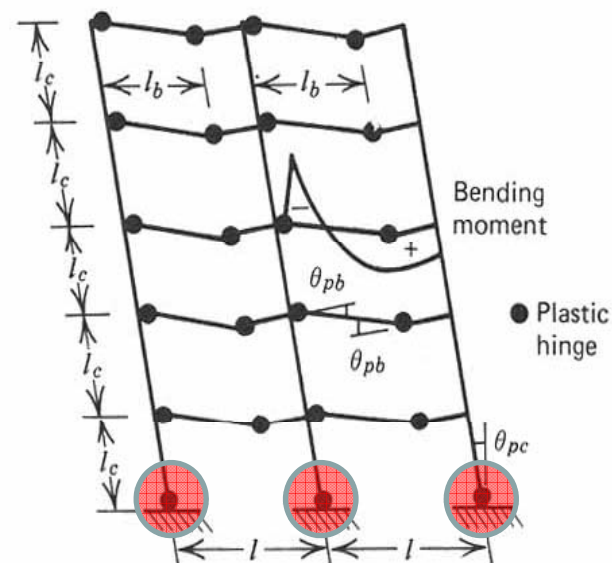
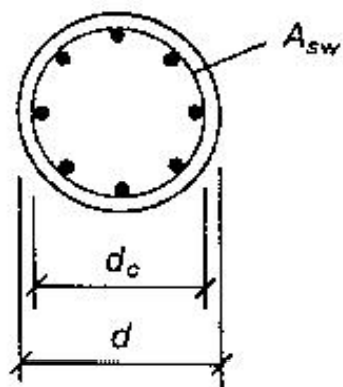


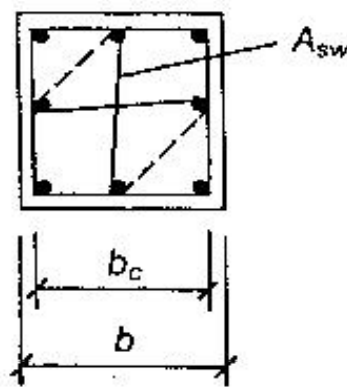
Fig. 11.31. Beam sidesway mechanism.

EC8

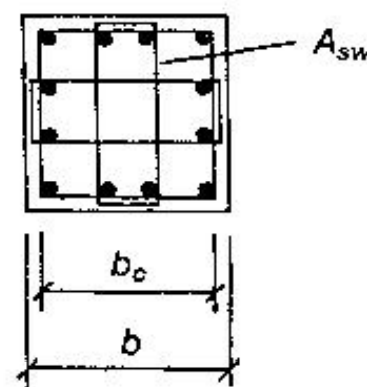
$$\left[\omega_{wd} = \frac{\text{volume of confining hoops}}{\text{volume of concrete core}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \right]$$



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



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



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

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

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

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