

*Corso di laurea in Ingegneria Civile
Corso di Tecnica delle Costruzioni – Prof. Ing. M.Mezzina*

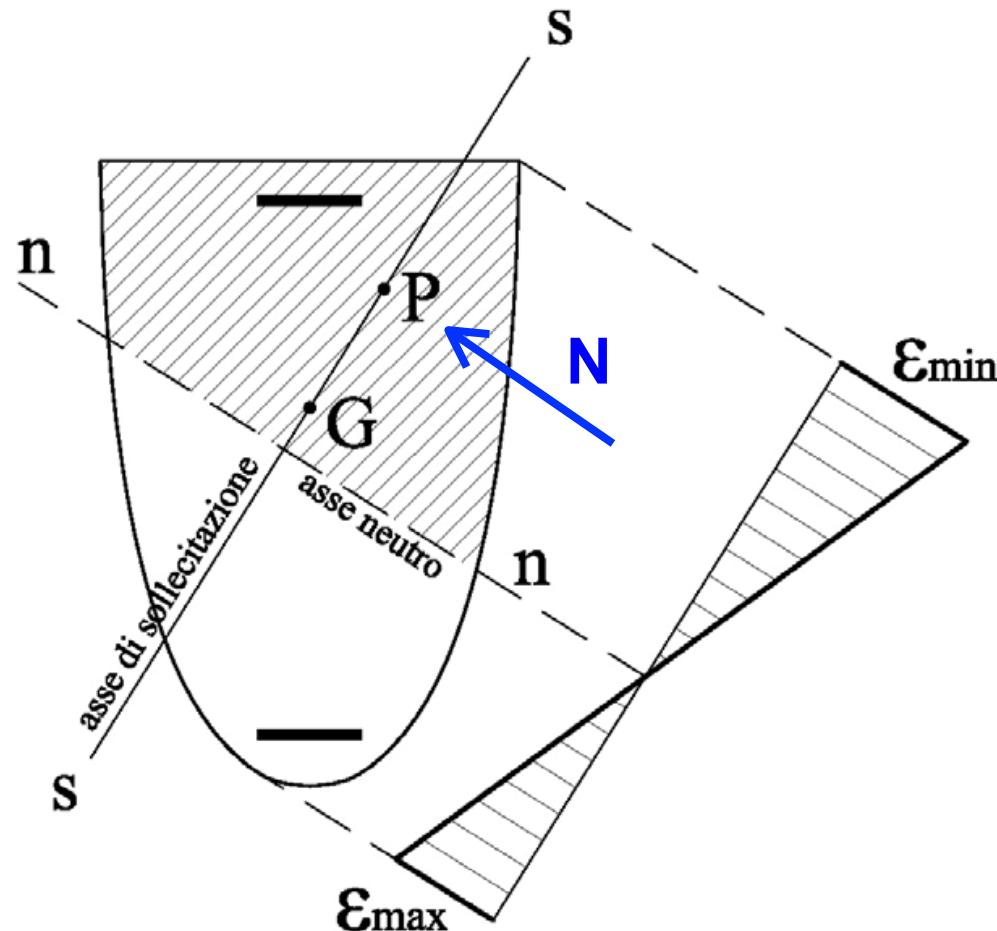
Atelier 5

Progetto e verifica di un pilastro

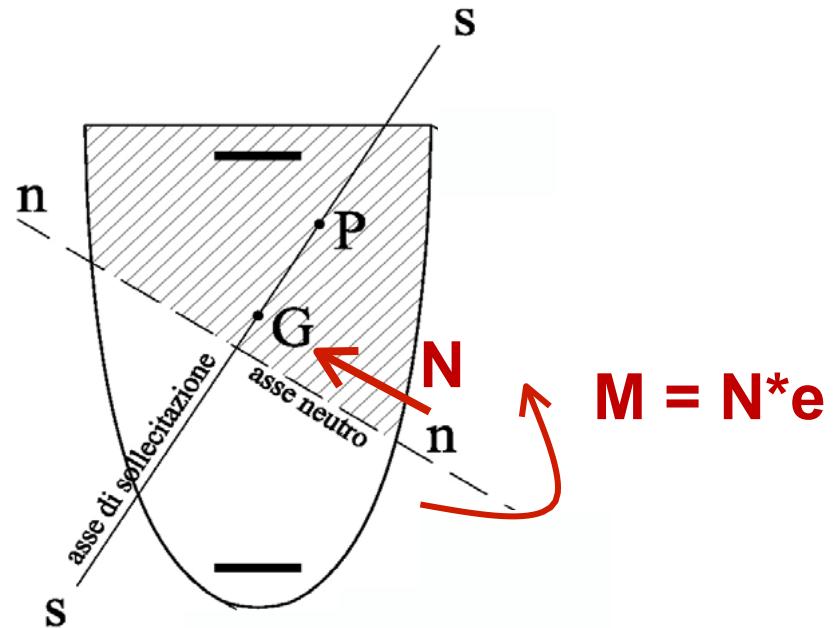
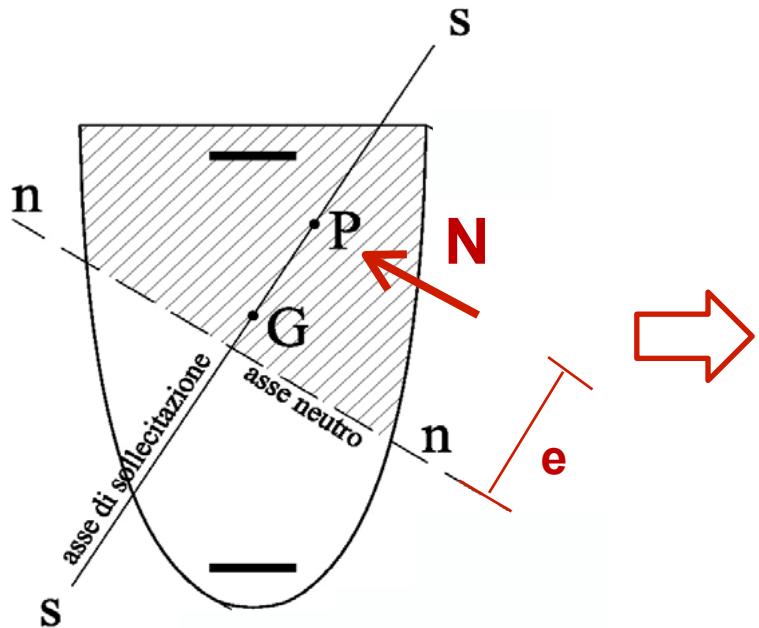
Bari, 12/2014 - Ing. G. Sgobba

LA FLESSIONE COMPOSTA

Nelle ipotesi in cui un elemento strutturale monodimensionale è assoggettato ad uno sforzo normale N diretto secondo l'asse dell'elemento stesso, con punto di applicazione P , si genera una sollecitazione di flessione composta agente nel piano di traccia PG con G baricentro della sezione.



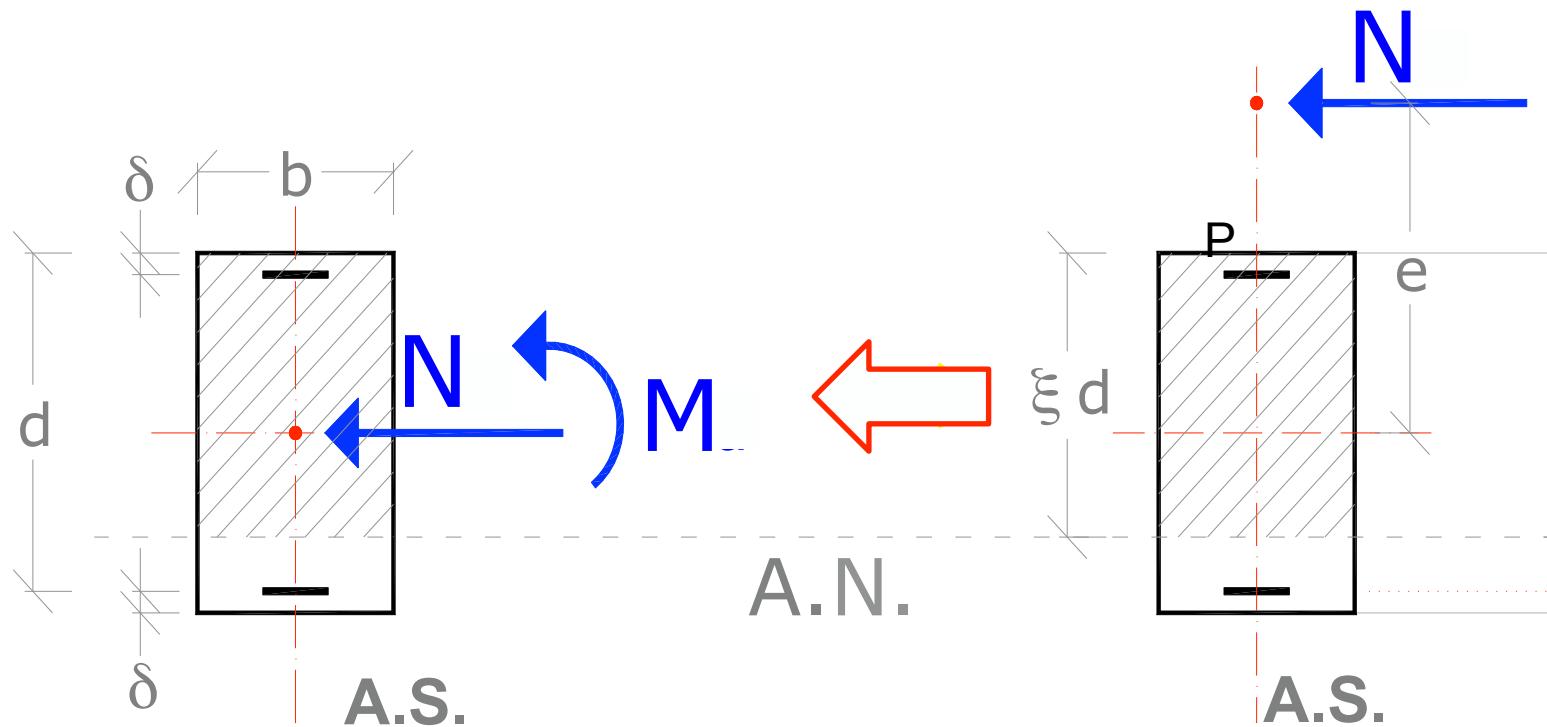
Tale configurazione equivale ad una forza **N** applicata nel baricentro ed una coppia **M=Ne** con **e**: eccentricità (distanza PG).



LA FLESSIONE COMPOSTA NEGLI ELEMENTI A SEZIONE RETTANGOLARE

Nel caso in cui il punto di applicazione P giace su un asse di simmetria della sezione (considerata rettangolare), la flessione composta si dice RETTA.

In tale caso la direzione dell'asse neutro (A.N.) è nota a priori ed è ortogonale all'asse di sollecitazione.



LE VERIFICHE AGLI SLU PER TENSIONI NORMALI

Le sollecitazioni di calcolo associate a tensioni normali, comprendono i seguenti diversi casi:

- a) Flessione semplice retta secondo l'asse principale x, M_{Sdx} ;
- b) Flessione semplice retta secondo l'asse principale y, M_{Sdy} ;
- c) Sforzo normale semplice, N_{Sd} ;
- d) Flessione semplice deviata M_{Sdx} , M_{Sdy} ;
- e) Sollecitazione combinata di flessione retta composta e sforzo normale ("presso-flessione retta") N_{Sd} , M_{Sdx} ;
- f) Sollecitazione combinata di flessione retta composta e sforzo normale ("presso-flessione retta") N_{Sd} , M_{Sdy} ;
- g) Sollecitazione combinata di flessione deviata composta ("pressoflessione deviata") N_{Sd} , M_{Sdx} , M_{Sdy} .

Nell'ipotesi in cui nella sezione agisca solo uno sforzo normale centrale, indicando con N_{Rd} lo sforzo normale resistente di calcolo della sezione, occorrerà verificare la diseguaglianza:

$$N_{Sd} \leq N_{Rd}$$

Nelle altre situazioni, le condizioni di verifica allo stato limite ultimo possono esprimersi nel modo seguente:

$$(M_{Sdx}, N_{Sd}) \leq R_2(M_{Rdx}, N_{Rd})$$

$$(M_{Sdy}, N_{Sd}) \leq R_3(M_{Rdy}, N_{Rd})$$

$$(M_{Sdx}, M_{Sdy}, N_{Sd}) \leq R_4(M_{Rdx}, M_{Rdy}, N_{Rd})$$

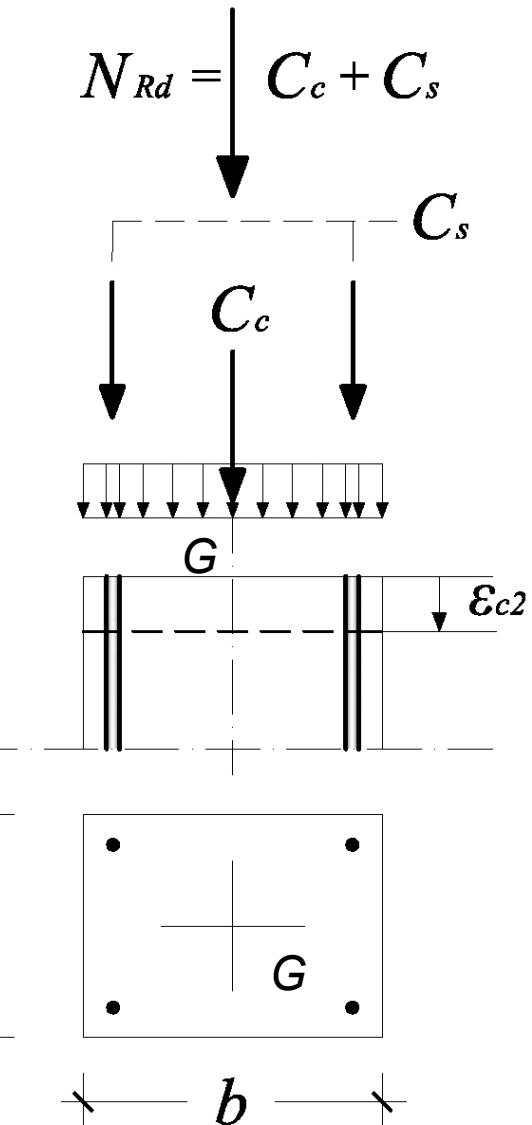
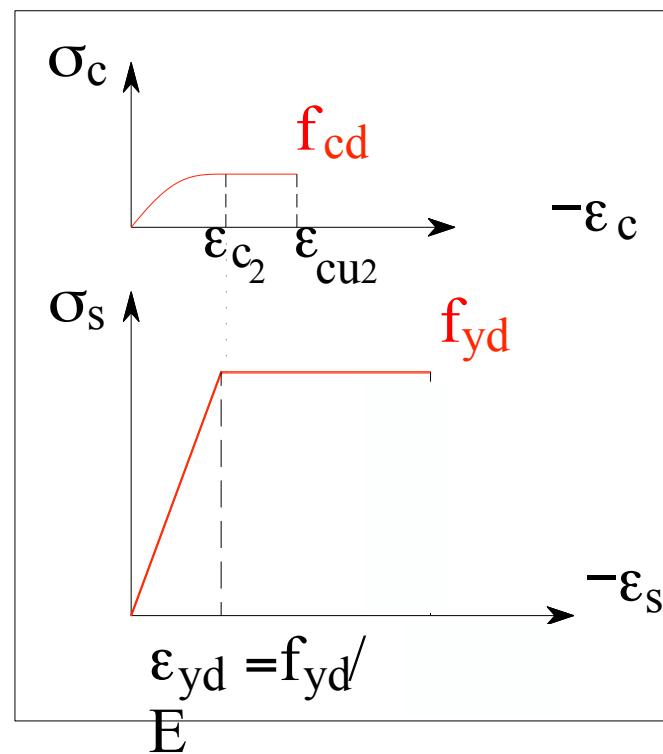
Nelle espressioni simboliche precedenti, i simboli R_2 , R_3 ed R_4 indicano delle funzioni, denominate "**domini di interazione**" che legano tra loro le caratteristiche di resistenza della sezione.

In particolare R_2 , R_3 , come nel caso della flessione, sono delle curve nel piano di riferimento (M, N).

SFORZO NORMALE CENTRATO DI COMPRESSIONE

Una sezione si dice soggetta a sforzo normale semplice, quando la risultante delle forze esterne è una forza diretta ortogonalmente alla sezione ed applicata nel baricentro G

Nelle strutture compresse poiché tutte le fibre subiscono la medesima deformazione: la capacità portante ultima si considera raggiunta per una deformazione pari ad $\varepsilon_{c2} = 2\%$ (0.002) - calcestruzzi di classe $f_{ck} \leq 50$ MPa.



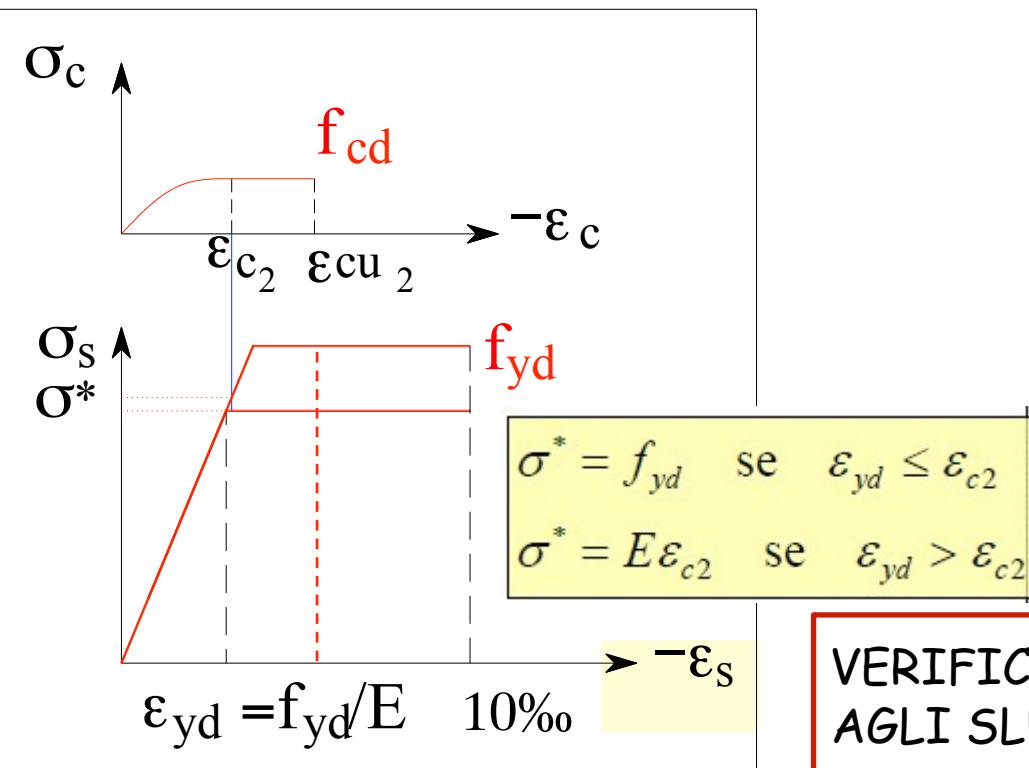
Lo sforzo totale massimo sulla colonna è dato dalla somma di C_c e C_s , ovvero:

$$N_{Rd} = f_{cd} A_c + \sigma^* A_s; \quad \sigma^* = f_{yd} \quad \text{se} \quad \varepsilon_{yd} \leq \varepsilon_{c2};$$

$$N_{Rd} = f_{cd} \left(A_c + \frac{f_{yd}}{f_{cd}} A_s \right) = f_{cd} A_c^{(i)};$$

$$A_c^{(i)} = A_c + \frac{f_{yd}}{f_{cd}} A_s = A_c (1 + \omega_s)$$

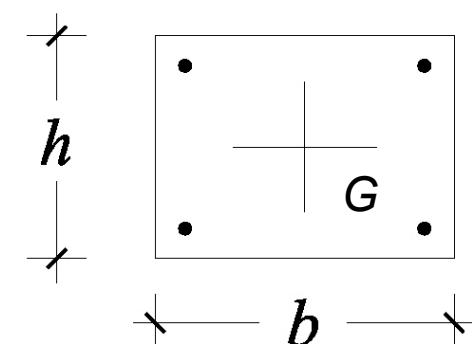
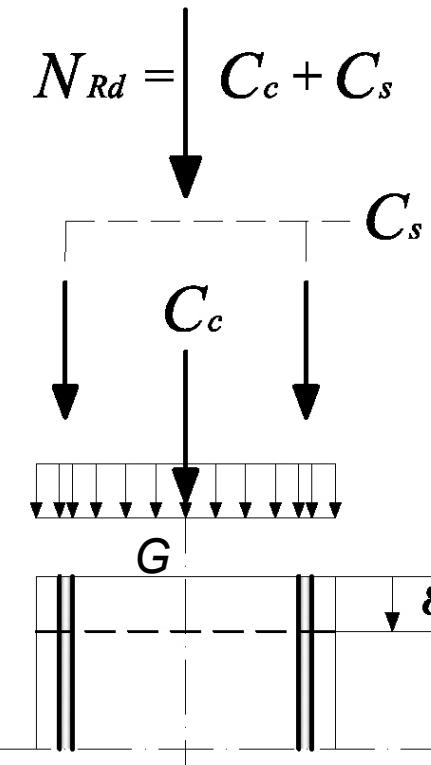
ω_s = rapporto meccanico d'armatura



VERIFICA
AGLI SLU



$$N_{Sd} \leq N_{Rd}$$

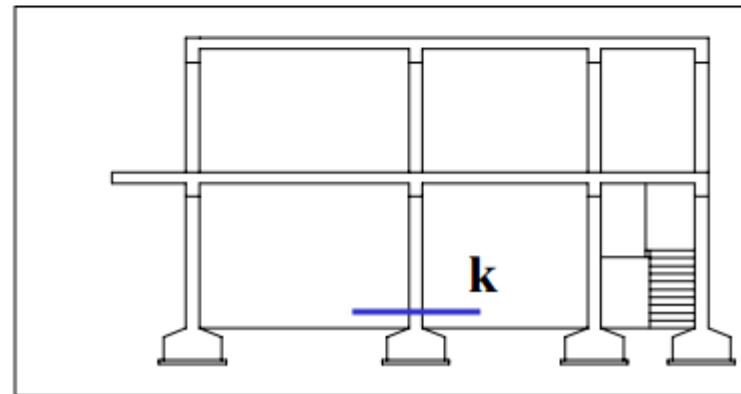
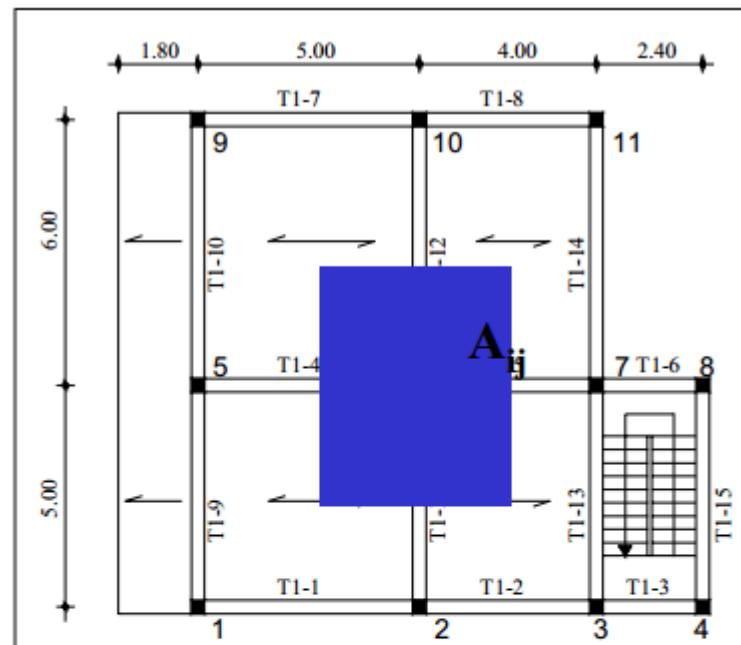


PREDIMENTIONAMENTO

Un metodo molto semplice per calcolare il carico gravante sul singolo elemento è quello di individuare per ogni pilastro “i”, ad ogni piano “j”, la sua area d’ influenza A_{ij} e di calcolarne, anche grossolanamente, il peso tenendo conto sia del contributo dei carichi permanenti sia di quelli variabili. La sezione del pilastro, quindi, al piano “k”, sarà dimensionata in base al carico complessivo N_{ik} calcolato come:

$$N_{ik} = \sum_{j=k+1}^n A_{ij} \times W_{ij} + P_{pij}$$

P_{pij} = peso del pilastro
 n = numero complessivo dei piani



PREDIMENTONAMENTO : 1^opzione

Nelle applicazioni pratiche nasce l'esigenza di assegnare delle dimensioni di partenza alla sezione trasversale del pilastro.

Ponendo $N_{Rd} = N_{Sd}$ si ricava una relazione utile a tale scopo:

$$A_c = \frac{N_{sd}}{f_{cd} + \rho f_{yd}}$$

D.M. Infrastrutture 14 gennaio 2008 - Norme tecniche per le costruzioni § 7.4.6.2.2 - Armatura longitudinale dei pilastri

Armature longitudinali

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

Nella sezione corrente del pilastro, la percentuale geometrica ρ di armatura longitudinale, con ρ rapporto tra l'area dell'armatura longitudinale e l'area della sezione del pilastro, deve essere compresa entro i seguenti limiti:

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

PREDIMENTONAMENTO : 2^opzione

7.4.4.2.2.1 Presso-flessione

Per le strutture in CD “B” ed in CD “A” la sollecitazione di compressione non deve eccedere, rispettivamente, il 65% ed il 55% della resistenza massima a compressione della sezione di solo calcestruzzo.

$$A_c = \frac{N_{sd}}{f_{cd} v}$$

$$v = 0,55 \text{ CD “A”}$$

$$v = 0,65 \text{ CD “B”}$$

Classi di duttilità

Classe A:

Richiede maggiori accorgimenti e maggiori coefficienti di sicurezza nel calcolo. Impone dettagli costruttivi, in generale, più severi.

Le azioni sismiche sono minori.

I pilastri vengono progettati seguendo il criterio di gerarchia delle resistenze.

Classe B:

Le forze sismiche sono maggiori

I dettagli costruttivi sono meno curati

Il criterio di gerarchia delle resistenze è seguito ma con coefficienti minori

SLU per tensioni normali: dimensionamento della sezione di calcestruzzo

Nelle applicazioni pratiche può presentarsi il problema del dimensionamento della sezione di calcestruzzo. Ponendo $N_{sd} = N_{Rd}$ si ricava:

$$A_c = \frac{N_{sd}}{f_{cd} v}$$

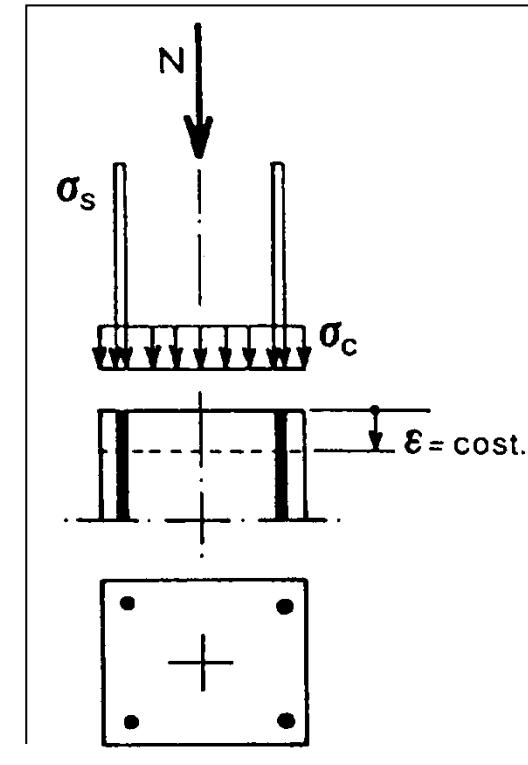
Come teniamo conto della pressoflessione anche nella fase di predimensionamento?

7.4.4.2.2 Verifiche di resistenza

7.4.4.2.2.1 Presso-flessione

Per le strutture in CD "B" ed in CD "A" la sollecitazione di compressione non deve eccedere, rispettivamente, il 65% ed il 55% della resistenza massima a compressione della sezione di solo calcestruzzo.

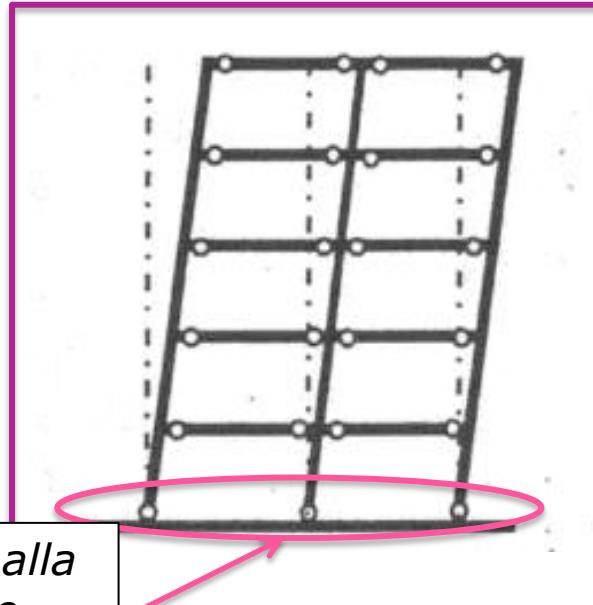
La verifica a presso-flessione deviata può essere condotta in maniera semplificata effettuando, per ciascuna direzione di applicazione del sisma, una verifica a presso-flessione retta nella quale le sollecitazioni vengono determinate come indicato nel § 7.4.4.2.1 e la resistenza, calcolata come indicato nel § 4.1.2.1.2, viene ridotta del 30%.



$$A_c = \frac{N_{sd}}{f_{cd} v}$$

0,55 (CD"A")

Questo è il meccanismo di collasso globale della struttura che si vuole realizzare

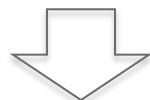


Il valore di v è funzionale alla realizzazione di cerniere plastiche anche in corrispondenza delle sezioni di estremità dei pilastri della prima tesa

$$n = N / (b \cdot d \cdot f_{cd})$$

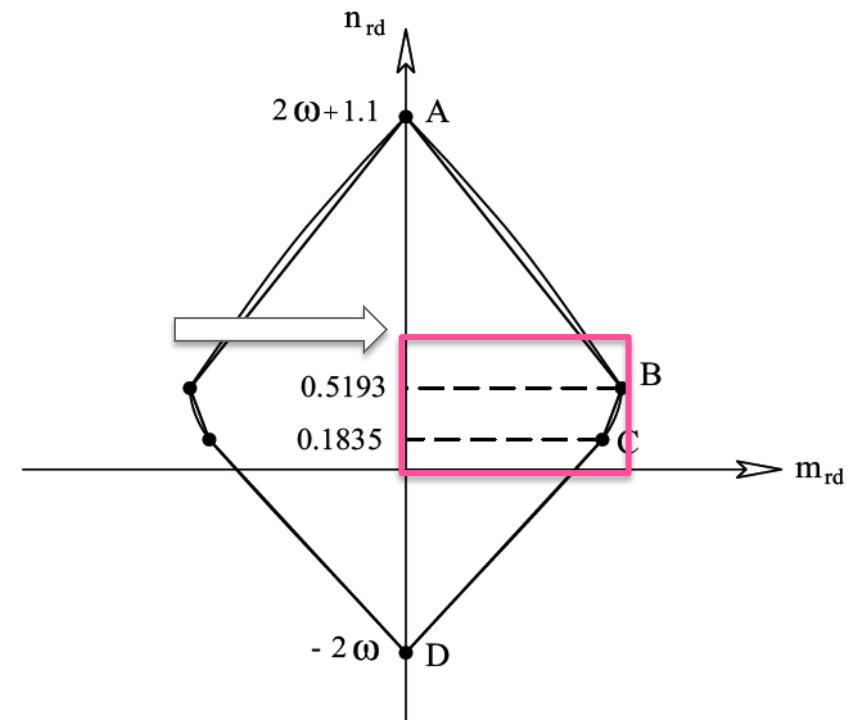
Nell'ipotesi di $\lambda=0,1$, $h=d=1,1$

$$v = N / (b \cdot h \cdot f_{cd})$$



Allora

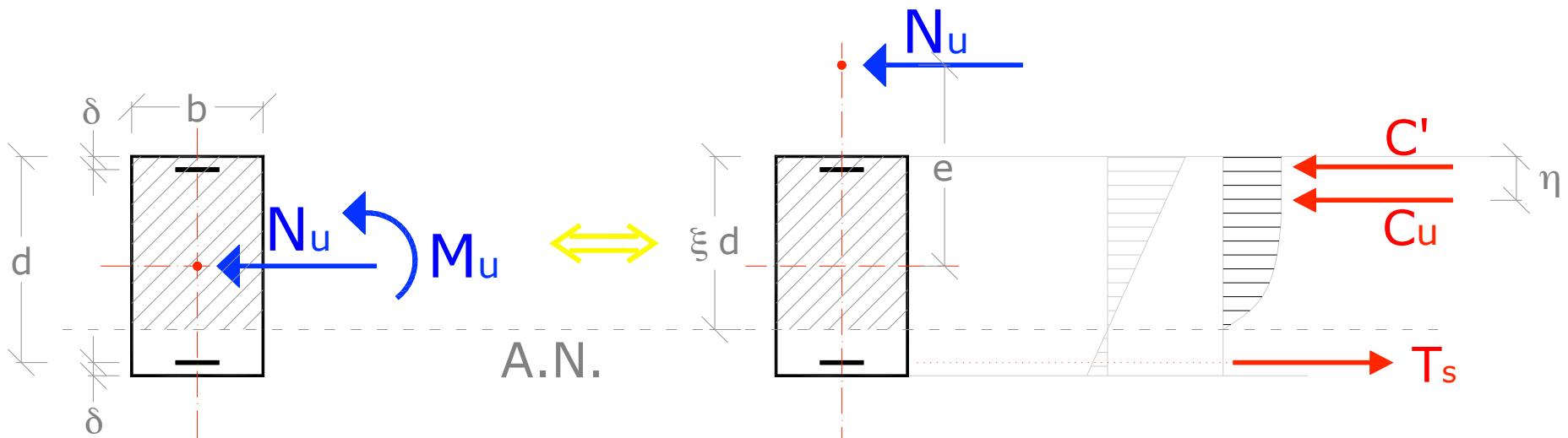
$$\mathbf{n=1,1 \ v = 0,605}$$



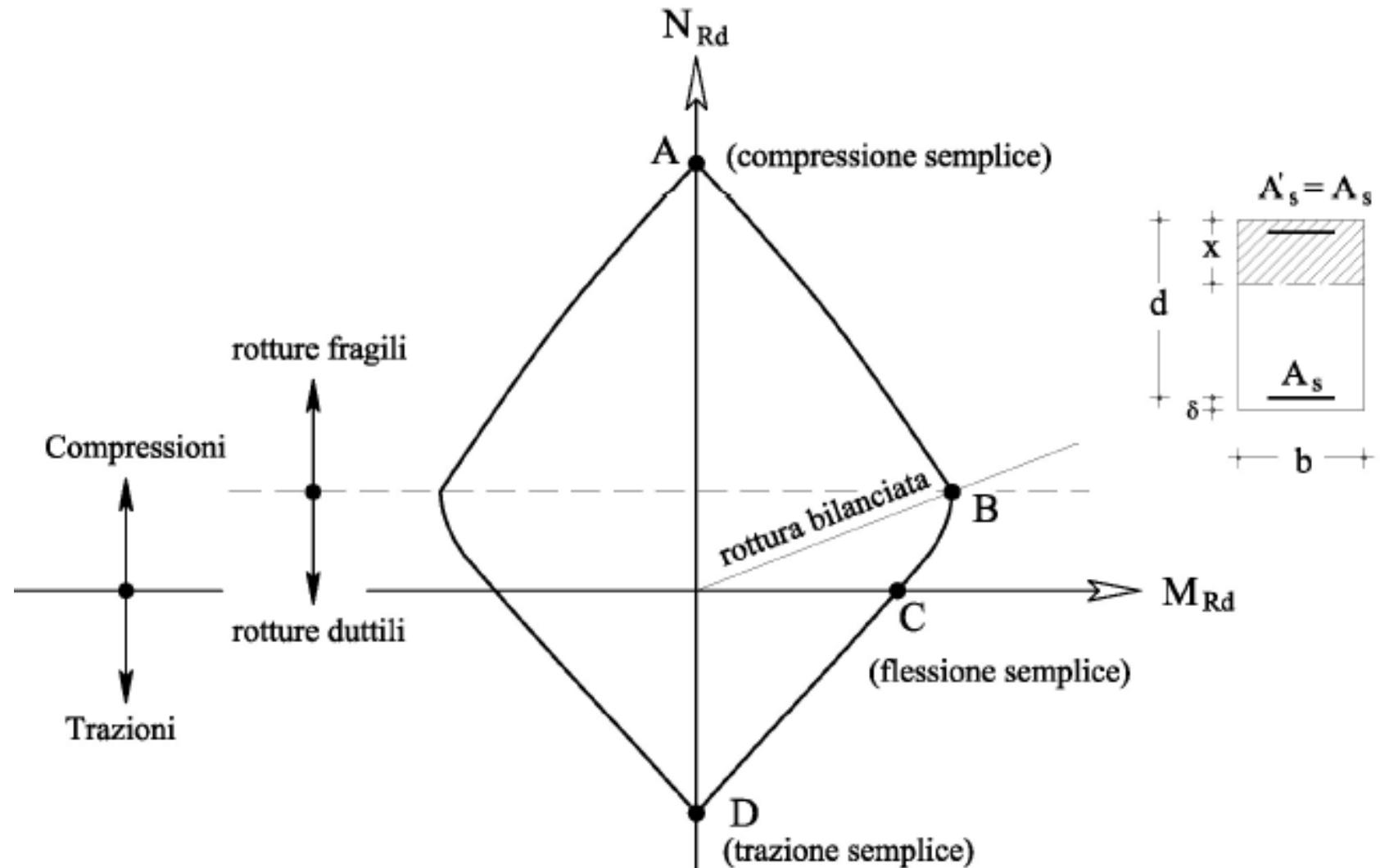
PRESSO-FLESSIONE RETTA NEGLI ELEMENTI A SEZIONE RETTANGOLARE

Le **equazioni di equilibrio alla traslazione** lungo l'asse longitudinale della trave e di **equilibrio alla rotazione intorno all'asse baricentrico** della sezione consentono di valutare la coppia di valori (N_{Rd} , M_{Rd}) che, per la posizione prescelta, provoca la rottura la sezione.

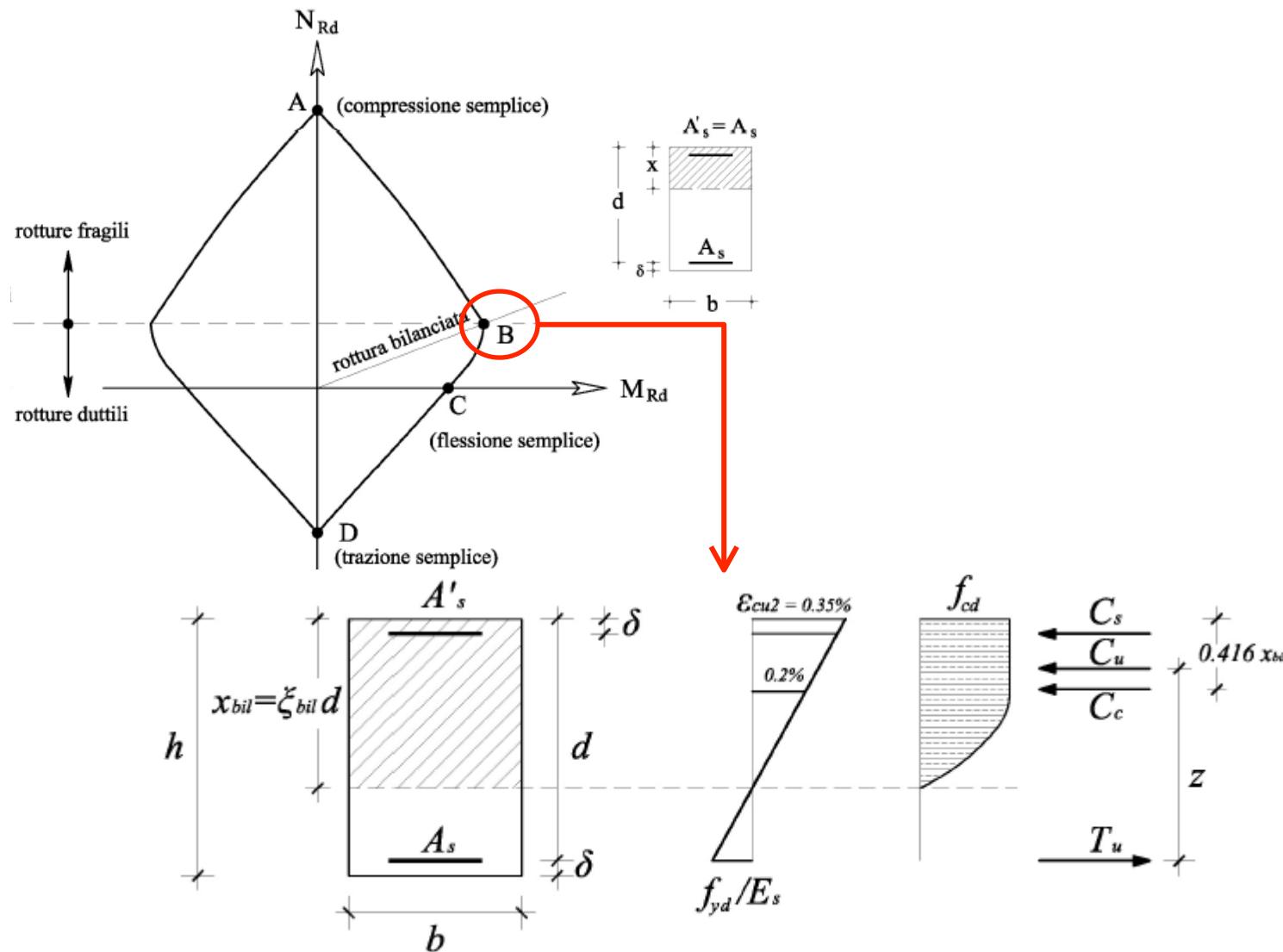
Assumendo le diverse possibili posizioni dell'asse neutro (configurazioni deformative a rottura in accordo con quanto stabilito dalle Norme), e valutando in corrispondenza di ognuna di queste la coppia resistente (N_{Rd} , M_{Rd}), si ottiene stavolta una **curva limite** che delimita un "**dominio di interazione**".



DOMINIO DI INTERAZIONE RELATIVO A SEZIONI RETTANGOLARI SIMMETRICAMENTE ARMATE



Rottura bilanciata: ε_{yd} , ε_{cu}



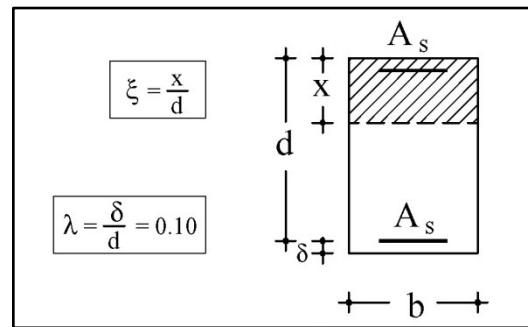
$$N_{Rd} = 0.81 f_{cd} bd \xi_{bil} + f_{yd} A'_s - f_{yd} A_s$$

Equilibrio alla traslazione orizzontale

$$M_{Rd} = 0.81 f_{cd} bd \xi_{bil} \left(\frac{h}{2} - 0.416 \xi_{bil} d \right) + f_{yd} A'_s \left(\frac{d - \delta}{2} \right) - f_{yd} A_s \left(\frac{d - \delta}{2} \right)$$

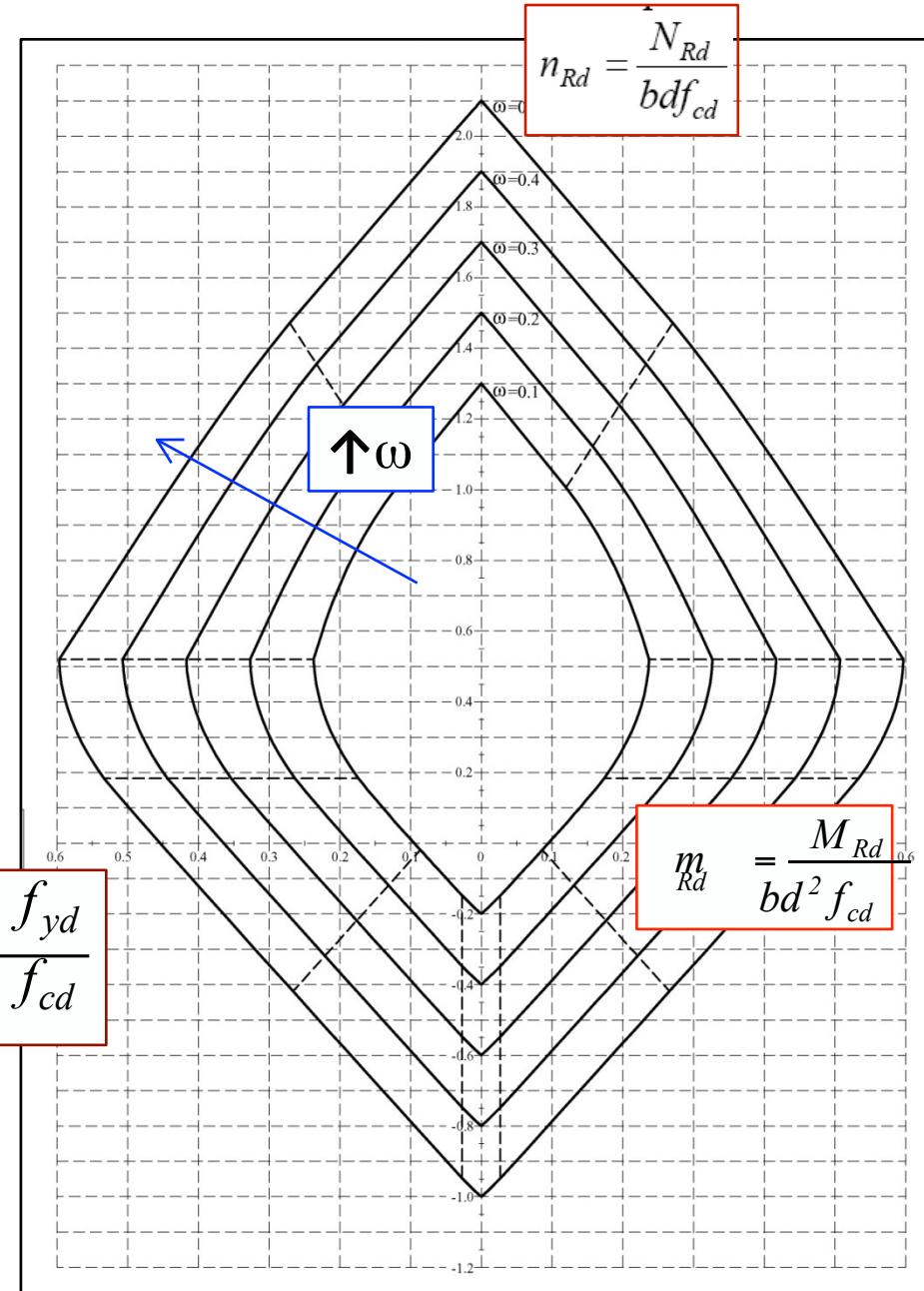
Equilibrio alla rotazione intorno all'asse baricentrico

DOMINI DI INTERAZIONE ADIMENSIONALI



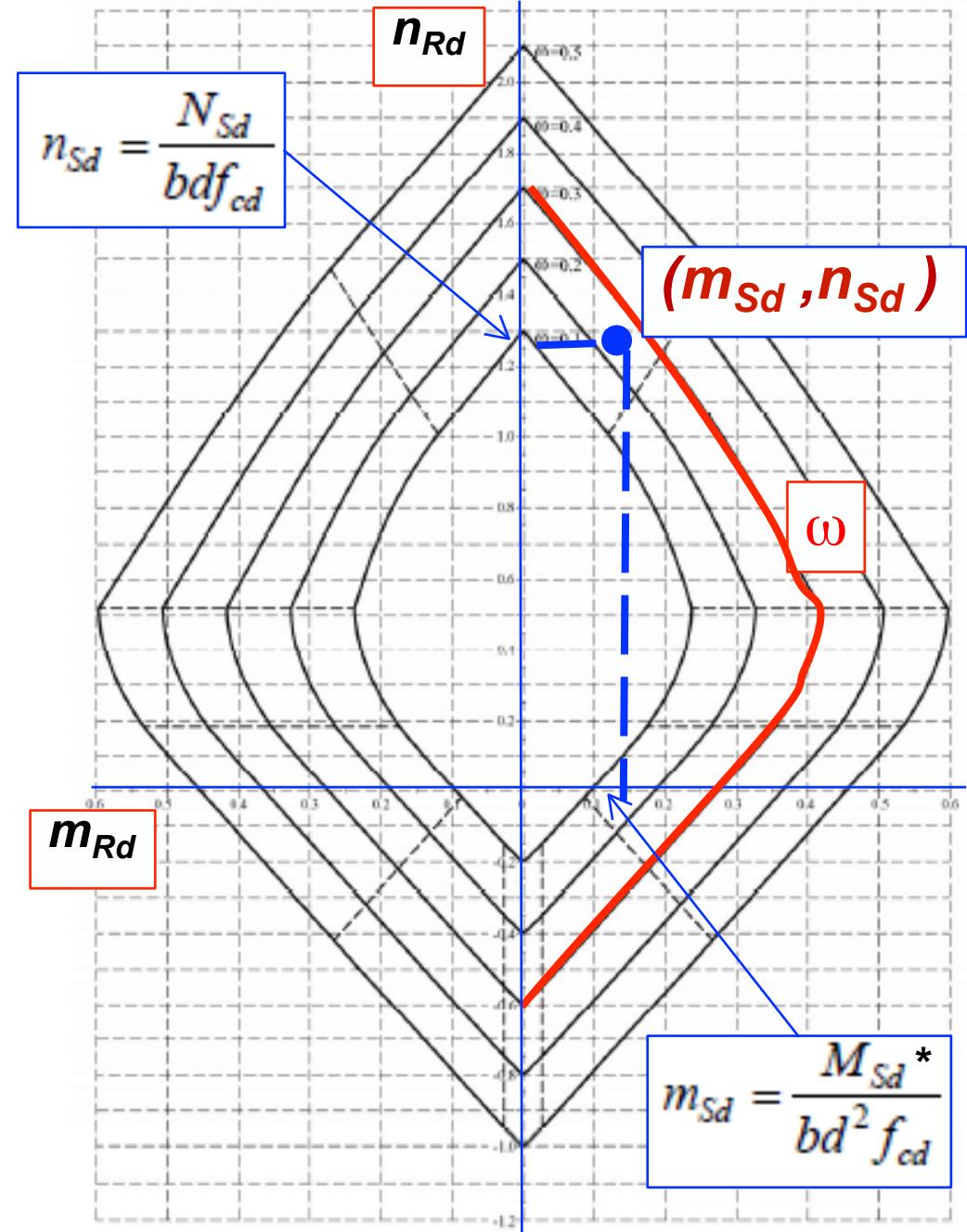
Riscrivendo le equazioni di equilibrio, facendo variare ω (calcolata rispetto la sola armatura tesa) si ottiene una famiglia di domini di interazione

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{bd f_{cd}}$$

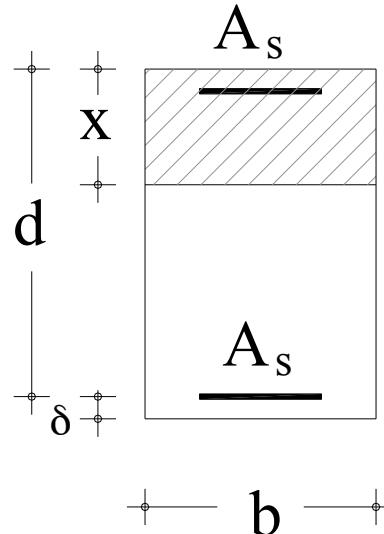


PROGETTO

Bisogna entrare nel dominio con la coppia di valori di calcolo (m_{Sd}, n_{Sd}) ed individuare la percentuale meccanica di armatura, cui corrisponde il più piccolo dominio di interazione che contiene il punto rappresentativo della coppia dei valori di calcolo.



VERIFICA



$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{bd f_{cd}}$$

$$n_{rd} = \frac{N_{rd}}{bd f_{cd}}$$

$$n_{Sd} = \frac{N_{Sd}}{bd f_{cd}}$$

$$m_{rd} = \frac{M_{rd}}{bd^2 f_{cd}}$$

$$m_{Sd} = \frac{M_{Sd}^*}{bd^2 f_{cd}}$$

OK

NO !

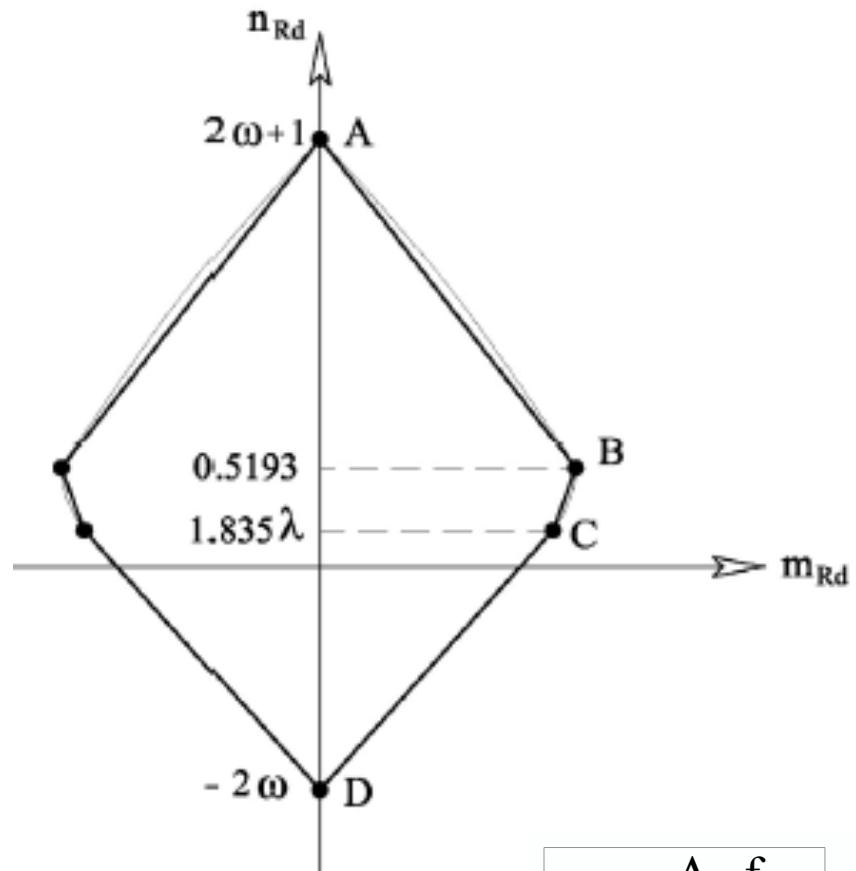
Determinato il dominio corrispondente alla percentuale ω , occorrerà individuare il punto P rappresentativo della coppia di valori di calcolo (m_{Sd}, n_{Sd}) e controllare che sia interno al dominio.

VERIFICA SEMPLIFICATA tipo 1

DOMINIO DI INTERAZIONE SEMPLIFICATO A 6 LATI

Verifica

$$m_{Sd} \leq \frac{a}{b}(n_{Sd} - c) + d$$



n_{Sd}	a	b	c	d
$2\omega + 1$	$\omega + 0.260\lambda + 0.121$	$-2\omega - 0.4807$	$2\omega + 1$	0
0.5193	$-0.813\lambda^2 + 0.657\lambda - 0.121$	$1.835\lambda - 0.5193$	0.5193	$\omega + 0.260\lambda + 0.121$
1.835λ	$-\omega + 0.813\lambda^2 - 0.917\lambda$	$-2\omega - 1.835\lambda$	1.835λ	$\omega - 0.813\lambda^2 + 0.917\lambda$
-2ω				

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{bd f_{cd}}$$

VERIFICA SEMPLIFICATA tipo 2

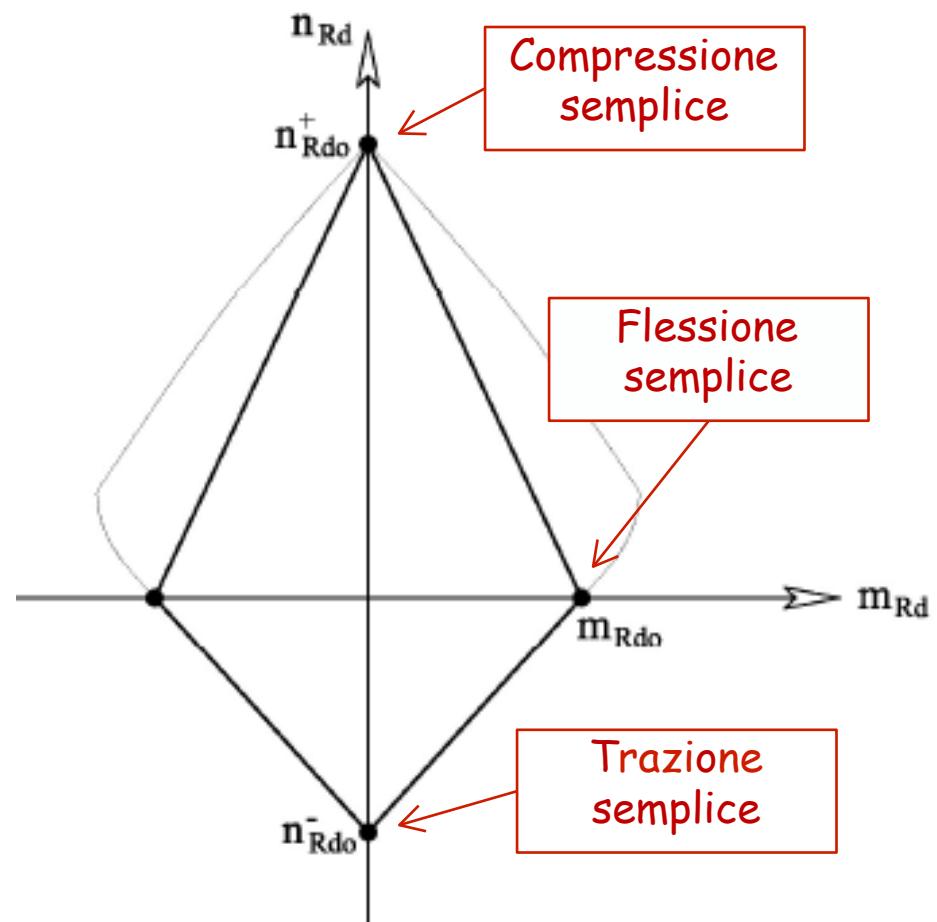
DOMINIO DI INTERAZIONE SEMPLIFICATO A 4 LATI

Verifica

$$\frac{n_{Sd}^+}{n_{Rdo}^+} + \frac{m_{Sd}}{m_{Rdo}} \leq 1 \quad \left| \frac{n_{Sd}^-}{n_{Rdo}^-} \right| + \frac{m_{Sd}}{m_{Rdo}} \leq 1$$

$$n_{Sd} = \frac{N_{Sd}}{bd f_{cd}} \quad n_{Rd} = \frac{N_{Rd}}{bd f_{cd}}$$

$$m_{Sd} = \frac{M_{Sd}^*}{bd^2 f_{cd}} \quad m_{Rd} = \frac{M_{Rd}}{bd^2 f_{cd}}$$



$$M_{Sd}^* = \max(M_{Sd}, N_{Sd} \cdot e) \quad \text{con} \quad e = \frac{M_{Sd}}{N_{Sd}} >= e_{\min}$$

§ 4.1.2.1.2.4 - NTC

Nel caso di pilastri soggetti a compressione assiale, si deve comunque assumere una componente flettente dello sforzo $M_{Ed} = e \cdot N_{Ed}$ con eccentricità e pari almeno a $0,05h \geq 20\text{mm}$ (con h altezza della sezione).

7.4.6.1.2

Pilastri

- La dimensione minima della sezione trasversale non deve essere inferiore a **250 mm**.
- In assenza di analisi più accurate si può assumere che la lunghezza della zona critica sia la maggiore tra: **l'altezza della sezione, 1/6 dell'altezza libera del pilastro, 45 cm**, l'altezza libera del pilastro se questa è inferiore a 3 volte l'altezza della sezione.

7.4.6.2 Limitazioni di armatura

Armature longitudinali

Per tutta la lunghezza del pilastro l'interasse tra le barre non deve essere superiore a **25 cm**. Nella sezione corrente del pilastro, la percentuale geometrica ρ di armatura longitudinale, con ρ rapporto tra l'area dell'armatura longitudinale e l'area della sezione del pilastro, deve essere compresa entro i seguenti limiti:

$$1\% \leq \rho \leq 4\%$$

Armature trasversali

Nelle zone critiche devono essere rispettate le condizioni seguenti: le barre disposte sugli angoli della sezione devono essere contenute dalle staffe; almeno una barra ogni due, di quelle disposte sui lati, deve essere trattenuta da staffe interne o da legature; 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".

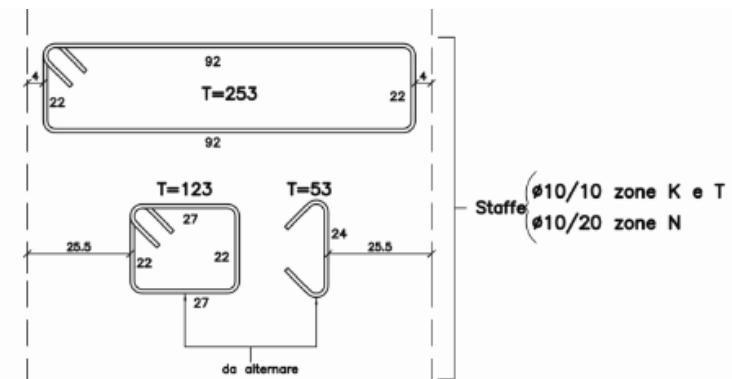
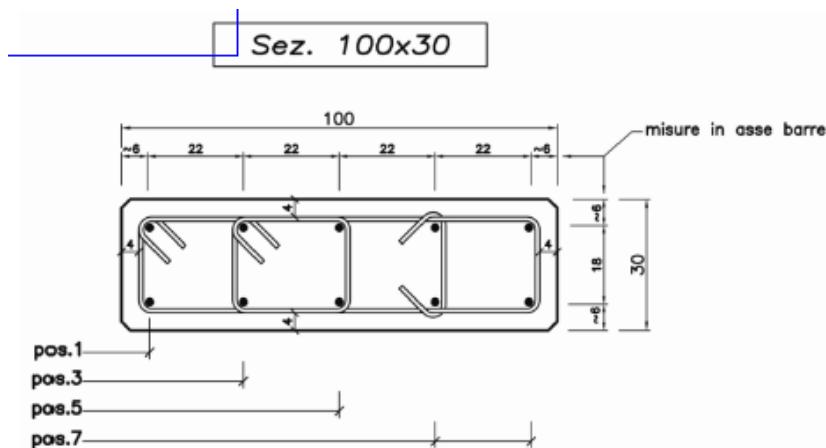
Il diametro delle staffe di contenimento e legature deve essere non inferiore a **6 mm** ed il loro passo deve essere non superiore alla più piccola delle quantità seguenti:

- 1/3 e 1/2 del lato minore della sezione trasversale, rispettivamente per CD"A" e CD"B";
- 125 mm e 175 mm, rispettivamente per CD"A" e CD"B";
- 6 e 8 volte il diametro delle barre longitudinali che collegano, rispettivamente per CD"A" e CD"B".

Si devono disporre staffe in un quantitativo minimo non inferiore a

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

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.

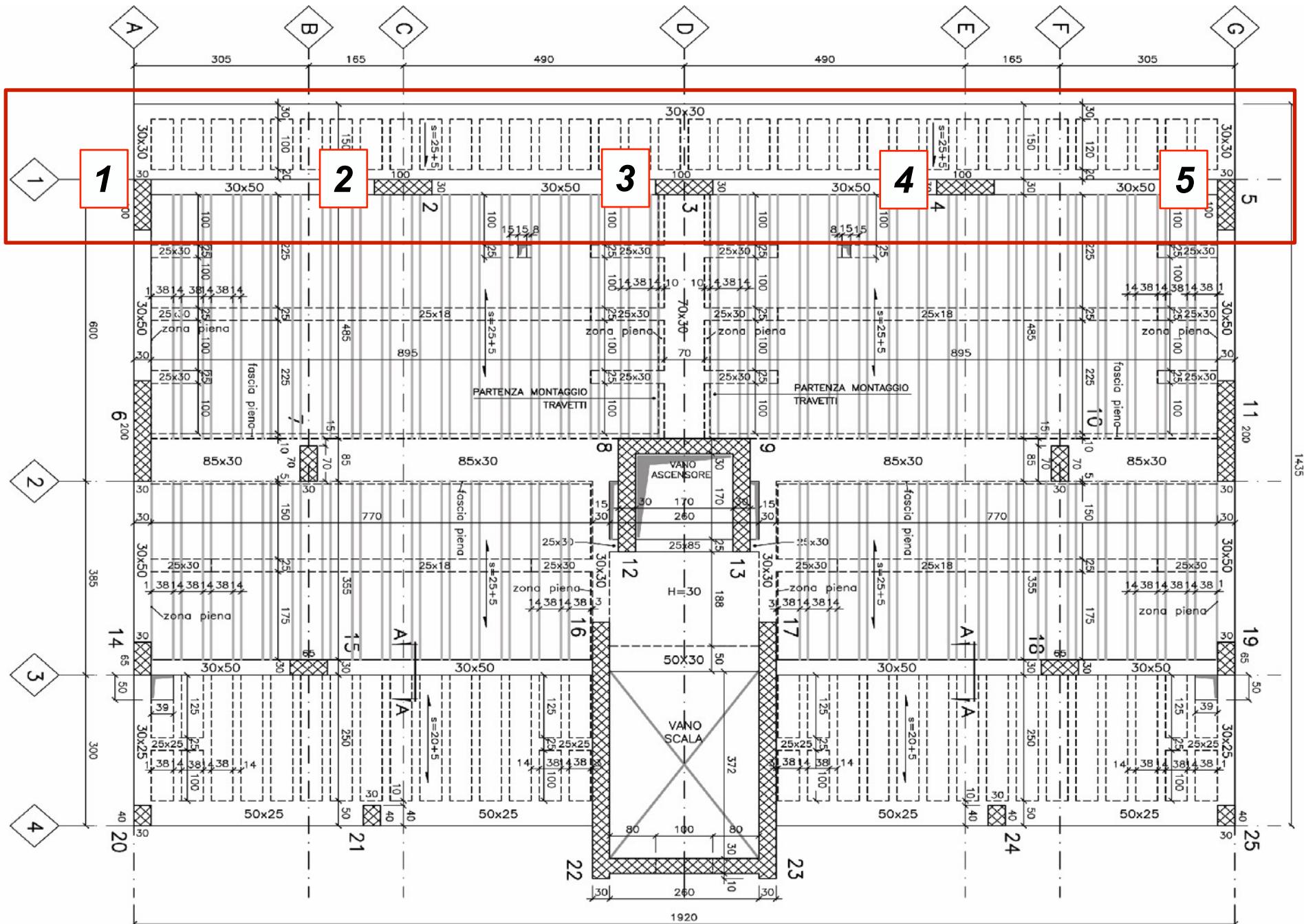


Barre verticali { 2Ø18 pos.1
2Ø18 pos.3
2Ø18 pos.5
4Ø18 pos.7

PROGETTO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

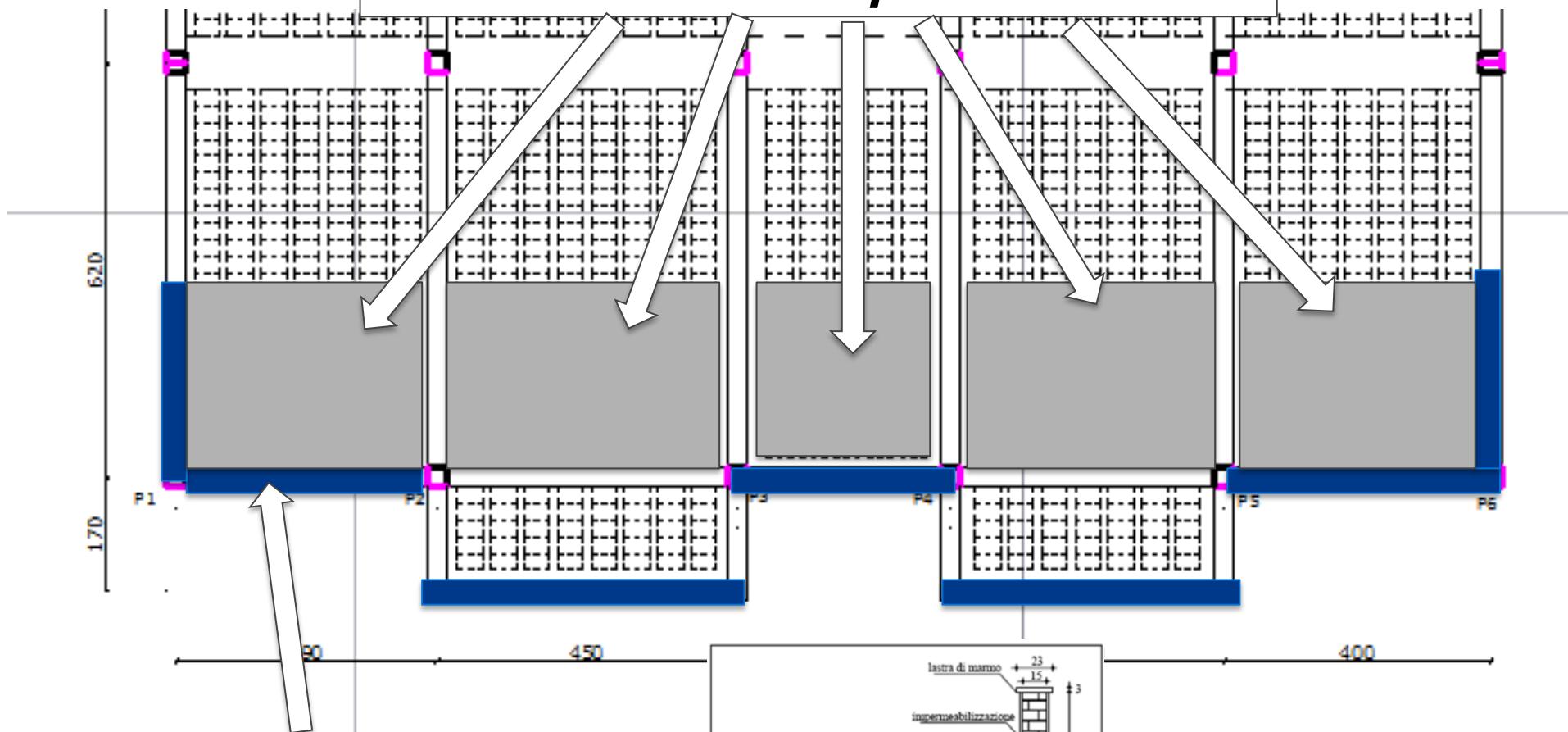
Il Pilastro

- 1) Analisi dei carichi unitari
- 2) Schema statico
- 3) Schema di carico
- 4) Sollecitazioni
- 5) Progetto delle armature (c.a.)
- 6) verifiche

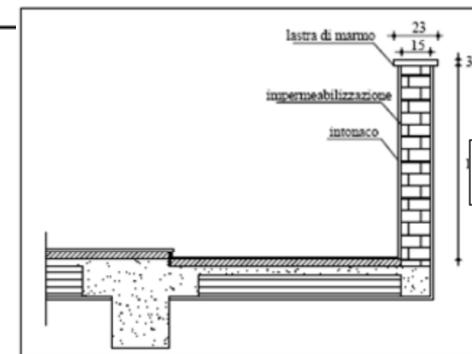


Telaio 1 – travata di bordo tra i picchetti 1-2-3-4-5

Solaio di Copertura

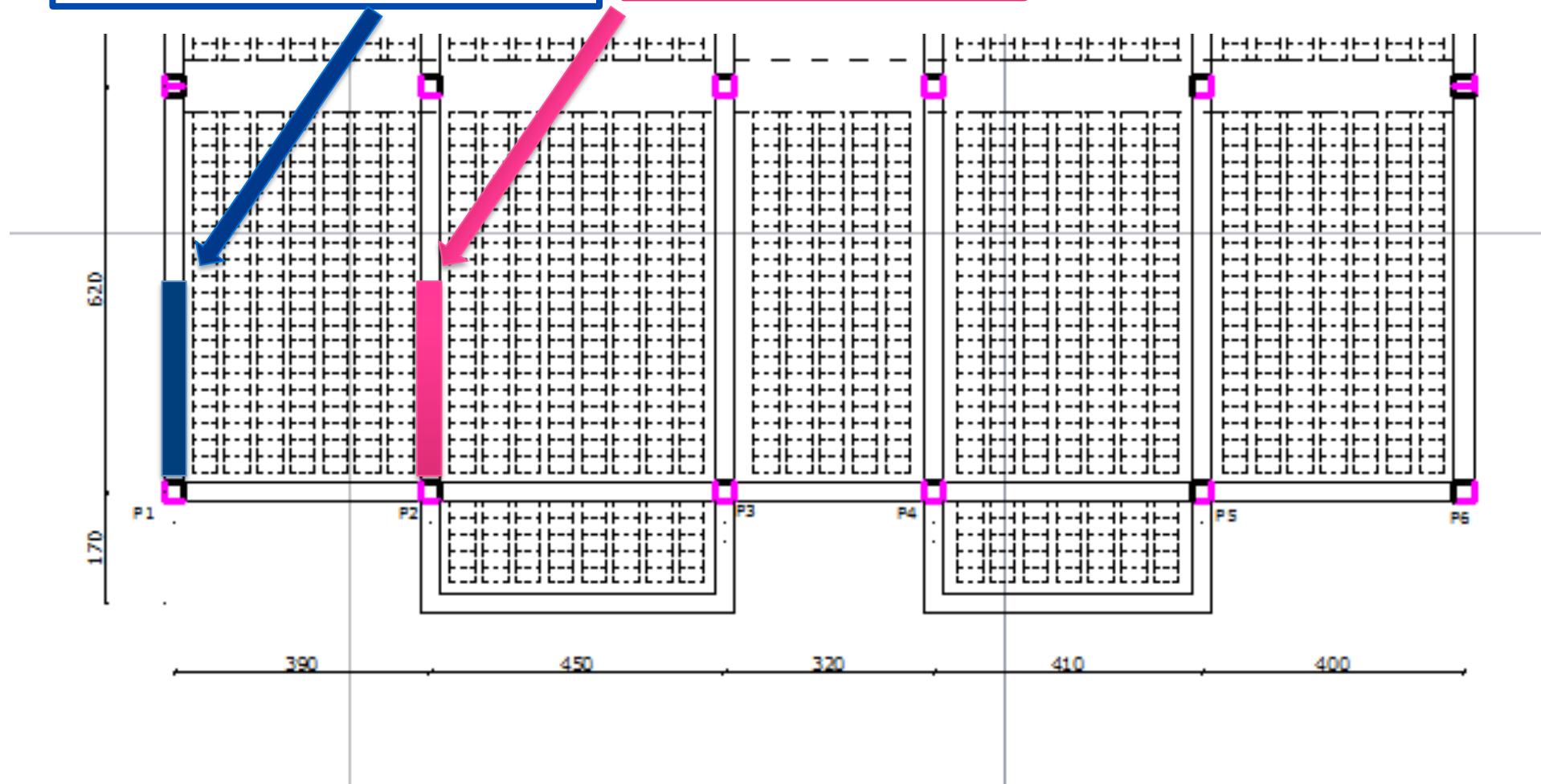


Muretto d'attico



Sul pilastro P1, graverà il peso di mezza trave di bordo, sulla quale va considerata la presenza della chiusura verticale o del muro d'attico.

Sul pilastro P2, graverà il peso di mezza trave di controvento



Riassumendo...

Quali sono i carichi agenti in corrispondenza di ciascun pilastro?

Il carico derivante da "mezza luce" della trave

*Equivalente al calcolo con le
aree di influenza*

	carico kN/m	luce m	l/2 m	N (trave) kN	
c_1-2	47,53	3,9	1,95	92,7	Copertura
c_2-3	67,11	4,5	2,25	151,0	
c_3-4	47,53	3,2	1,6	76,0	
c_4-5	67,11	4,1	2,05	137,6	
c_5-6	47,53	4	2	95,1	
c_1-2	57,26	3,9	1,95	111,7	Piano tipo
c_2-3	80,96	4,5	2,25	182,2	
c_3-4	57,26	3,2	1,6	91,6	
c_4-5	80,96	4,1	2,05	166,0	
c_5-6	57,26	4	2	114,5	

Il carico concentrato, derivante dalla presenza di travi di controvento che eventualmente poggiano sul pilastro considerato.

N.B. Su di esse va considerata poi, di volta in volta, la presenza di un muro d'attico (per il piano di copertura) o di una chiusura verticale (per un piano intermedio).

Pilastro 1

Tesa	Scarico Trave	Carico Conc	P. Proprio	Ntot
5	92,7	36,7	8,8	138,2
4	111,7	57,6	8,8	316,2
3	111,7	57,6	8,8	494,2
2	111,7	57,6	8,8	672,3
1	111,7	57,6	8,8	850,3



$$0,30 \times 0,30 \times 3,00 \times 25 \times 1,3$$



In prima approssimazione, per il solo predimensionamento, il pilastro può essere considerato di sezione pari a 30x30 cmq

In definitiva, applicando la formula sopra citata per il calcolo dell'area minima di calcestruzzo si ottengono, per i pilastri 1, 2, 3, 4, 5, 6 le seguenti dimensioni

Pil1								
	Distrib	Carico Conc	pp	Ntot	v	Ac	Ac/b	h
5	92,7	36,7	8,8	138,2	0,55	17727,4	59,1	500,0
4	111,7	57,6	8,8	316,2	0,55	40571,1	135,2	500,0
3	111,7	57,6	8,8	494,2	0,55	63414,7	211,4	500,0
2	111,7	57,6	8,8	672,3	0,55	86258,4	287,5	700,0
1	111,7	57,6	8,8	850,3	0,55	109102,0	363,7	700,0

Pil2								
	Distrib	conc	pp	Tot	v	Ac	Ac/b	
5	243,7	14,9	8,8	267,4	0,55	34305,0	114,3	500,0
4	293,8	14,9	8,8	584,8	0,55	75043,0	250,1	500,0
3	293,8	14,9	8,8	902,3	0,55	115781,1	385,9	500,0
2	293,8	14,9	8,8	1219,8	0,55	156519,2	521,7	700,0
1	293,8	14,9	8,8	1537,3	0,55	197257,2	657,5	700,0

Pil3								
	Distrib	conc	pp	Tot	v	Ac	Ac/b	
5	227,0	14,9	8,8	250,7	0,55	32170,5	107,2	500,0
4	273,8	14,9	8,8	548,2	0,55	70337,0	234,5	500,0
3	273,8	14,9	8,8	845,6	0,55	108503,6	361,7	500,0
2	273,8	14,9	8,8	1143,1	0,55	146670,1	488,9	700,0
1	273,8	14,9	8,8	1440,5	0,55	184836,7	616,1	700,0

Pil4

	Distrib	conc	pp	Tot	a	Ac	Ac/b	
5	213,6	14,9	8,8	237,3	0,55	30448,3	101,5	500,0
4	257,6	14,9	8,8	518,6	0,55	66537,2	221,8	500,0
3	257,6	14,9	8,8	799,8	0,55	102626,1	342,1	500,0
2	257,6	14,9	8,8	1081,1	0,55	138715,0	462,4	700,0
1	257,6	14,9	8,8	1362,3	0,55	174803,9	582,7	700,0

Pil5

	Distrib	conc	pp	Tot	v	Ac	Ac/b	
5	232,6	14,9	8,8	256,3	0,55	32887,7	109,6	500,0
4	280,5	14,9	8,8	560,5	0,55	71915,5	239,7	500,0
3	280,5	14,9	8,8	864,6	0,55	110943,3	369,8	500,0
2	280,5	14,9	8,8	1168,8	0,55	149971,1	499,9	700,0
1	280,5	14,9	8,8	1473,0	0,55	188998,8	630,0	700,0

Pil6

	Distrib	conc	pp	Tot	v	Ac	Ac/b	
5	95,1	36,7	8,8	140,5	0,55	18032,3	60,1	500,0
4	114,5	57,6	8,8	321,4	0,55	41243,3	137,5	500,0
3	114,5	57,6	8,8	502,3	0,55	64454,4	214,8	500,0
2	114,5	57,6	8,8	683,2	0,55	87665,4	292,2	700,0
1	114,5	57,6	8,8	864,1	0,55	110876,4	369,6	700,0

$$A_c = \frac{N_{sd}}{f_{cd} v}$$

Nota: questa formula è stata utilizzata tenendo conto di un N valutato in condizioni gravitazionali, sebbene l'indicazione normativa sia relativa a condizioni sismiche

Di seguito si riportano le verifiche ed il progetto delle armature del pilastro in corrispondenza del picchetto **6**.

Anche in questo caso le sollecitazioni sono calcolate con utilizzo di schemi parziali (viene studiato il telaio piano); si ipotizza, inoltre, per semplicità di trattazione, che le azioni del vento siano interamente assorbite dal nucleo scala, pertanto nel calcolo delle sollecitazioni **sono considerati i soli carichi verticali.**

Si sottolinea che per “uniformare” le dimensioni delle sezioni, si è deciso di utilizzare per tutti i pilastri alle prime due tese sezioni 70x30 cmq, mentre per le ultime tre tese 50x30 cmq.

(PILASTRI FORTI-TRAVI DEBOLI)

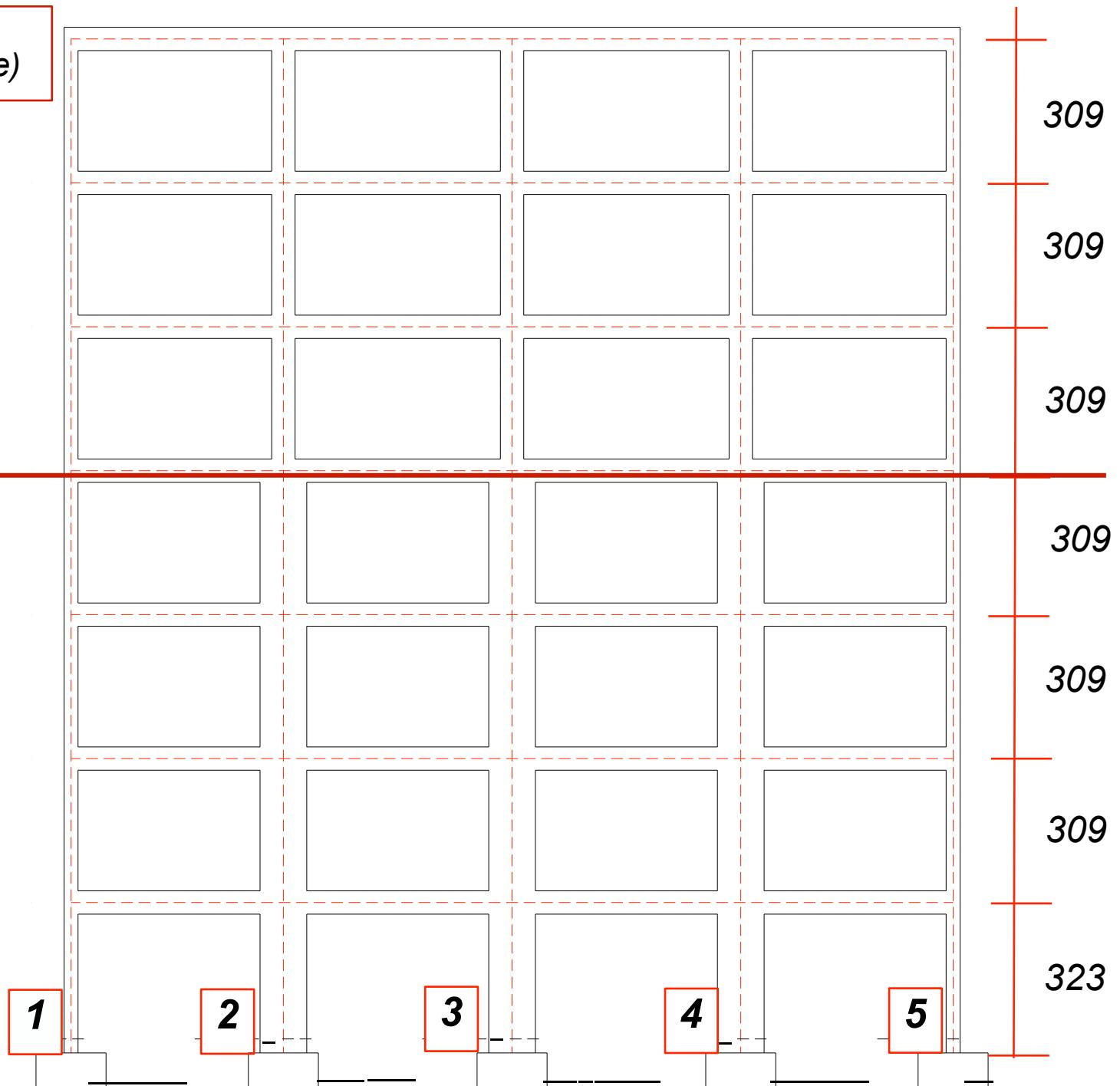
La minima dimensione della sezione trasversale è stata assunta pari almeno alla sezione trasversale delle travi calate che si intestano sui pilastri considerati.

Si fa poi presente che la base forte è stata in ogni caso disposta parallelamente al telaio considerato (ciò dipende dall’impostazione della carpenteria dell’edificio).

Telaio 1
(sezione longitudinale)

Pilastri
50x30
($b=50\text{cm}$;
 $h=30\text{cm}$)

Pilastri
100x30
($b=100\text{cm}$;
 $h=30\text{cm}$)



PROGETTO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Il Pilastro

1) Analisi dei carichi unitari

2) Schema statico

3) Schema di carico

4) Sollecitazioni

5) Progetto delle armature (c.a.)

6) Verifiche

dal progetto della trave:

$$G_1 \text{ (solaio interno e balcone)} = 4,00 \text{ kN/m}^2$$

$$G_2 \text{ (solaio)} = 3,54 \text{ kN/m}^2$$

$$G_2 \text{ (balcone)} = 1,85 \text{ kN/m}^2$$

$$G_2 \text{ (tamponature)} = 3,90 \text{ kN/m}^2$$

$$Q \text{ (solaio)} = 2,00 \text{ kN/m}^2$$

$$Q \text{ (balcone)} = 4,00 \text{ kN/m}^2$$

PROGETTO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Il Pilastro

- 1) Analisi dei carichi unitari
- 2) Schema statico
- 3) Schema di carico
- 4) Sollecitazioni
- 5) Progetto delle armature (c.a.)
- 6) Verifiche

Combinazione di carico agli SLU

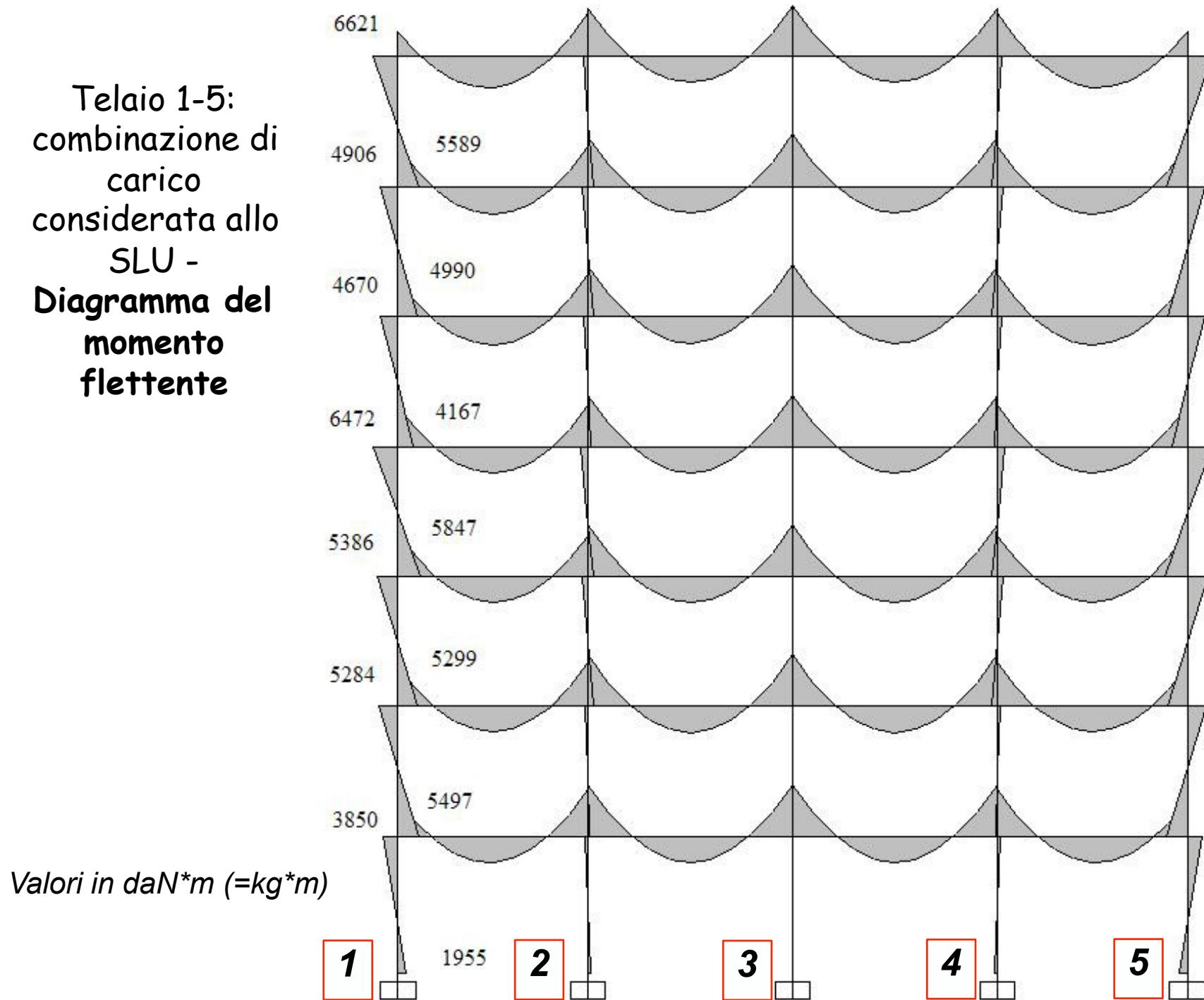
Per semplicità di trattazione si considera un solo schema di carico. Fermo restando le combinazioni di carico più rigorose trattate per il progetto della trave.

PROGETTO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Il Pilastro

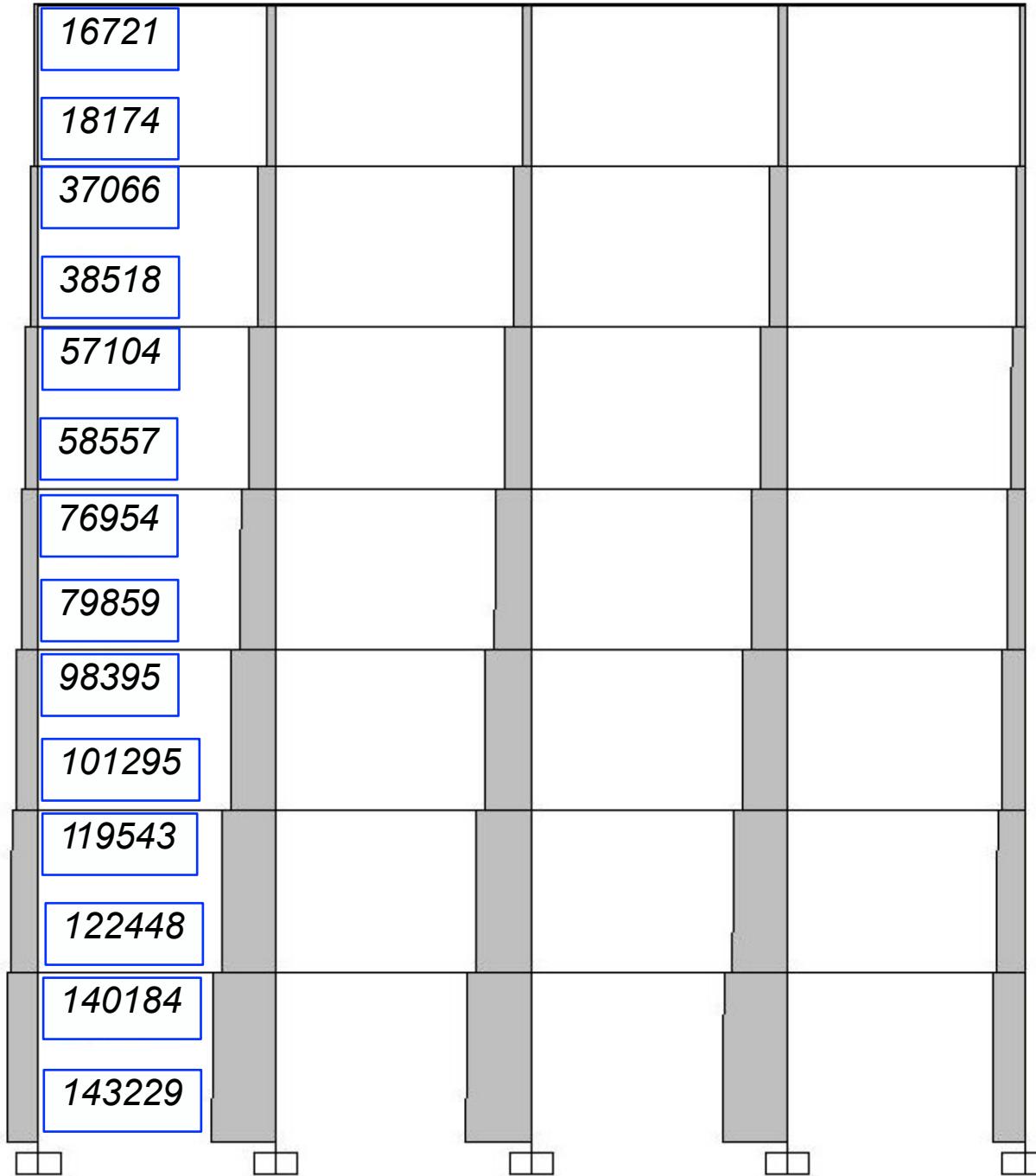
- 1) Analisi dei carichi unitari
- 2) Schema statico
- 3) Schema di carico
- 4) Sollecitazioni
- 5) Progetto delle armature (c.a.)
- 6) Verifiche

Telaio 1-5:
combinazione di
carico
considerata allo
SLU -
**Diagramma del
momento
flettente**



Telaio 1-5:
combinazioni di
carico
considerata allo
SLU -
**Diagramma
dello sforzo
normale**

*Valori in daN (=kg)
riportati solo per il
Pilastro n. 1*



PROGETTO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Il Pilastro

- 1) Analisi dei carichi unitari
- 2) Schema statico
- 3) Schema di carico
- 4) Sollecitazioni
- 5) Progetto delle armature (c.a.)
- 6) Verifiche

Caratteristiche dei materiali

S Tab. 4.1.I DM 14/01/2008

CLASSE DI RESISTENZA
C8/10
C12/15
C16/20
C20/25
C25/30
C28/35
C 32/40
C35/45
C40/50
C45/55
C50/60
C55/67
C60/75
C70/85
C80/95
C90/105

$$R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2, f_{ck} = 32 \text{ N/mm}^2$$

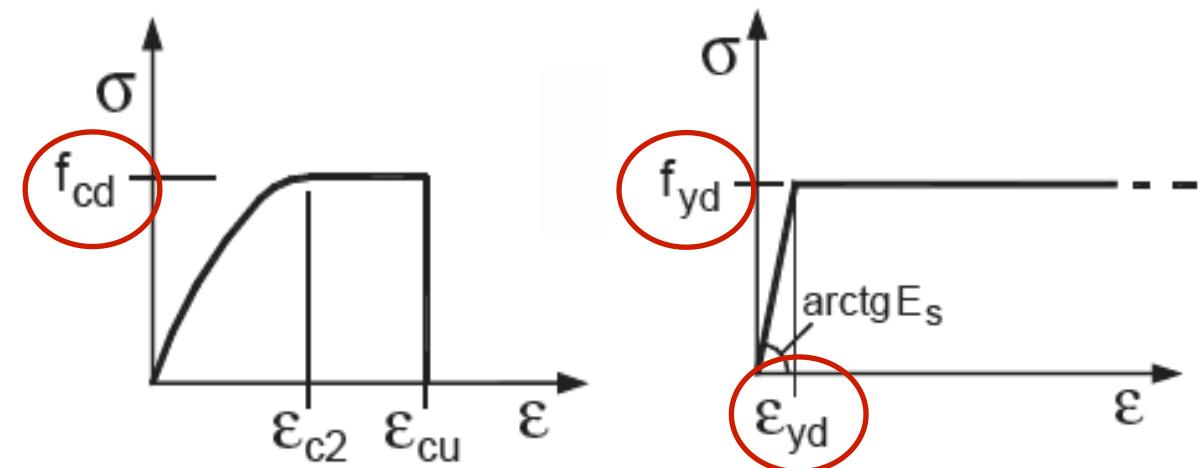
$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot 32 / 1.5 = 18.8 \text{ N/mm}^2$$

$$= 1917036 \text{ daN/m}^2$$

Acciaio B450C

$$f_{yd} = 450 / 1.15 = 391 \text{ N/mm}^2$$

$$\epsilon_{yd} = f_{yd} / E = 391 / 2100000 = 0.186\%$$



PROGETTO ARMATURA

Pilastro N. 1 , 1[^]tesa

Dati iniziali

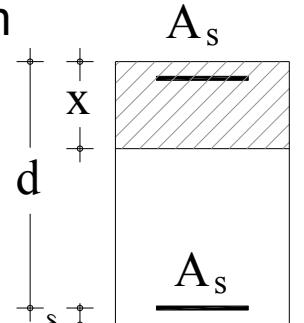
$$b = 1000 \text{ mm}; h = 300 \text{ mm}; d = 241 \text{ mm}$$

$$N_{Sd} = 1432290 \text{ N}; M_{Sd} = 19550000 \text{ N*mm}$$

Eccentricità:

$$e_0 = \max(0,05h; 20\text{mm}) = \\ = \max(0,05*300; 20\text{mm}) = 20\text{mm} \rightarrow e = 20\text{mm}$$

$$e = M_{Sd} / N_{Sd} = 14 \text{ mm} < e_0 = 20\text{mm}$$

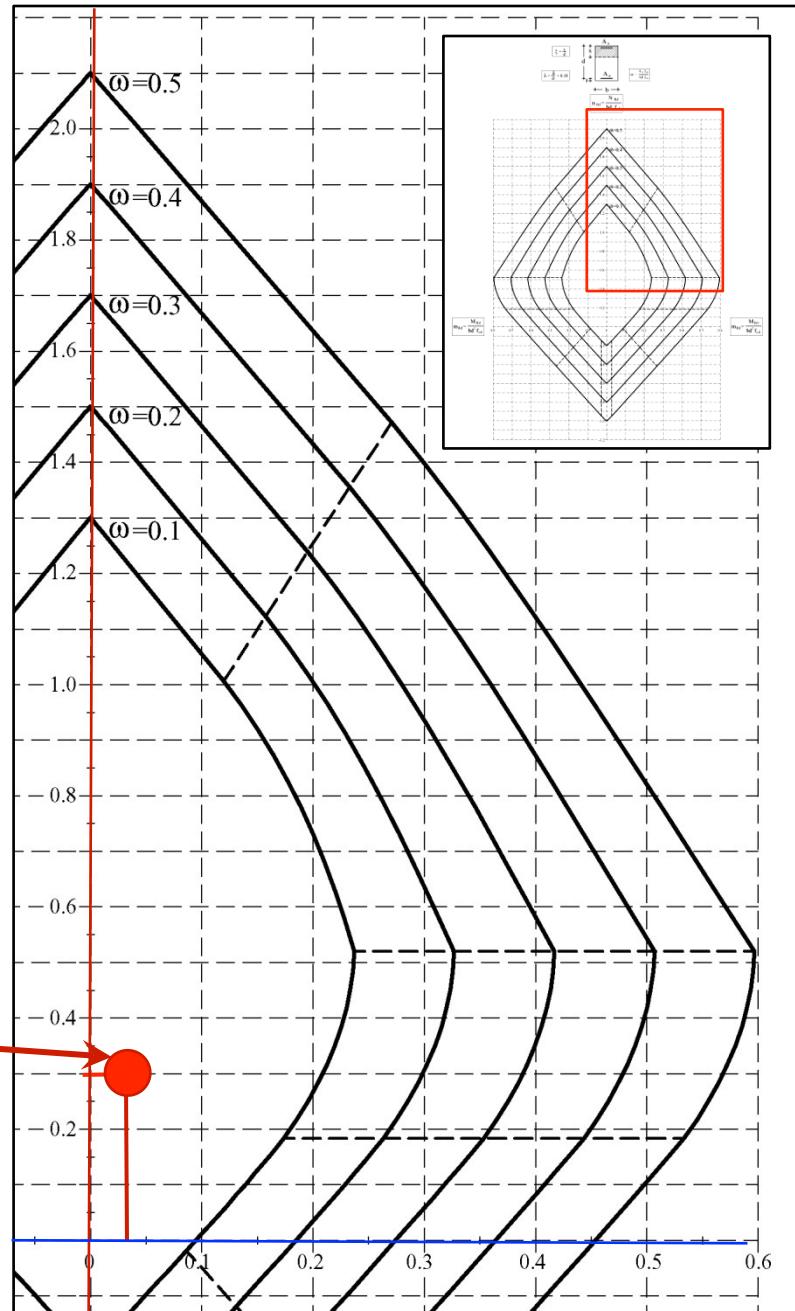


Sollecitazioni

$$M^{*}_{Sd} = \max(M_{Sd}; N_{Sd} * e) \\ = \max(19550000; 28645800)$$

$$n_{Sd} = N_{Sd} / (b \cdot d \cdot f_{cd}) = 0.316$$

$$m_{Sd} = M^{*}_{Sd} / (b \cdot d^2 \cdot f_{cd}) = 0.026$$



PROGETTO ARMATURA

Pilastro N. 1 , 1[^]tesa

Progetto Armatura

$$\omega = A_s * f_{yd} / b * d * f_{cd} = 0.1$$

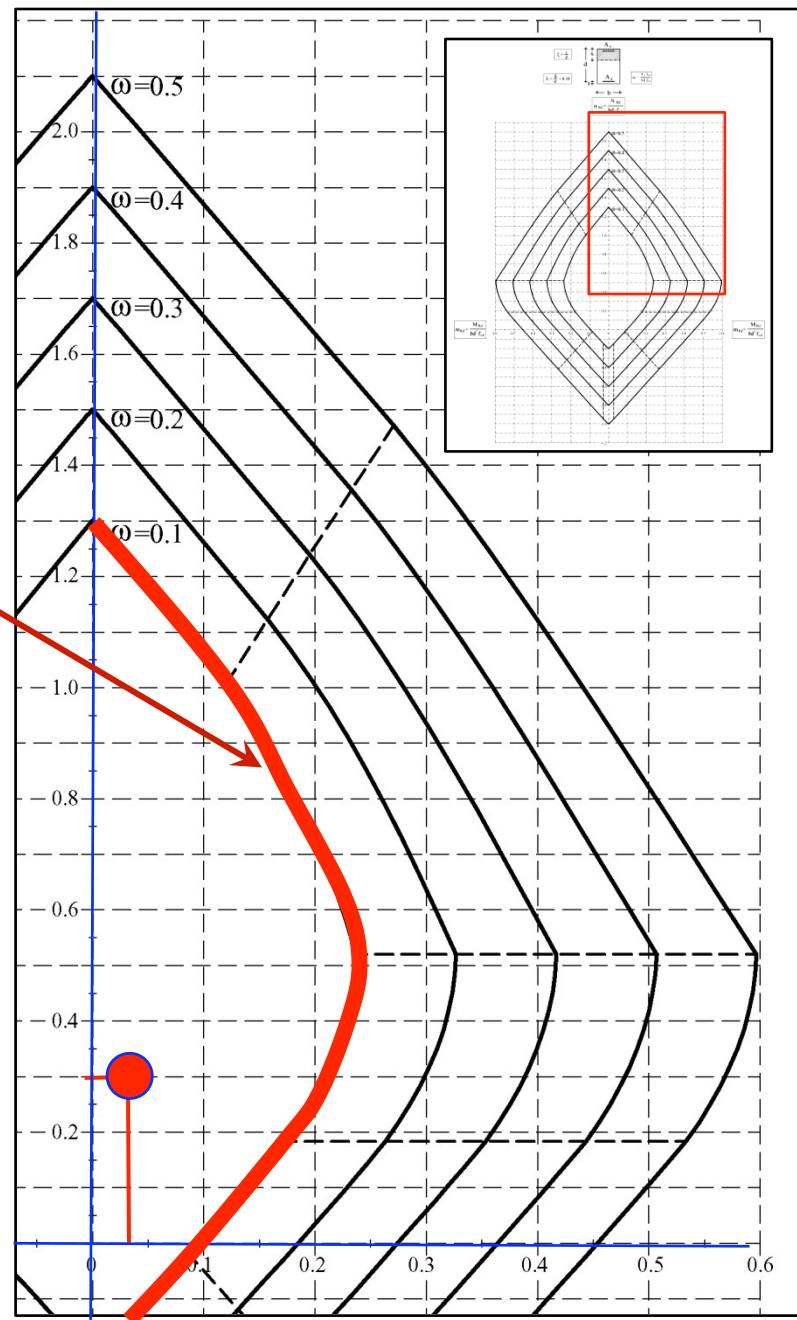
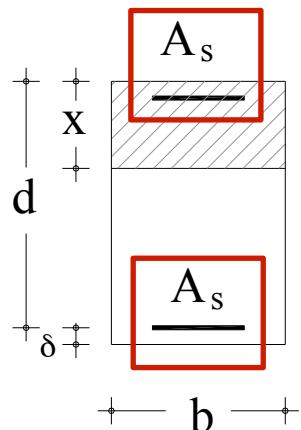
$$A_s = \omega * b * d * f_{cd} / f_{yd}$$

$$= 0.1 * 1000 * 241 * 18,8 / 391.3$$

$$A_s = 1158 \text{ mm}^2$$

$$\text{Armatura totale: } 2A_s = 2317 \text{ mm}^2$$

Armatura commerciale: 5+5Φ18 (2543 mm²)



PROGETTO ARMATURA

Pilastro N. 1 , 5^tesa

Dati iniziali

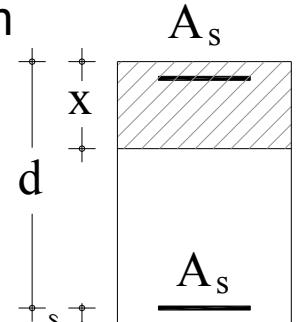
$$b = 500 \text{ mm}; h = 300 \text{ mm}; d = 241 \text{ mm}$$

$$N_{Sd} = 585570 \text{ N}; M_{Sd} = 41670000 \text{ N*mm}$$

Eccentricità:

$$e_0 = \max(0,05h; 20\text{mm}) = \\ = \max(0,05*300; 20\text{mm}) = 20\text{mm} \rightarrow e = 20\text{mm}$$

$$e = M_{Sd} / N_{Sd} = 71 \text{ mm} > e_0 = 20\text{mm}$$

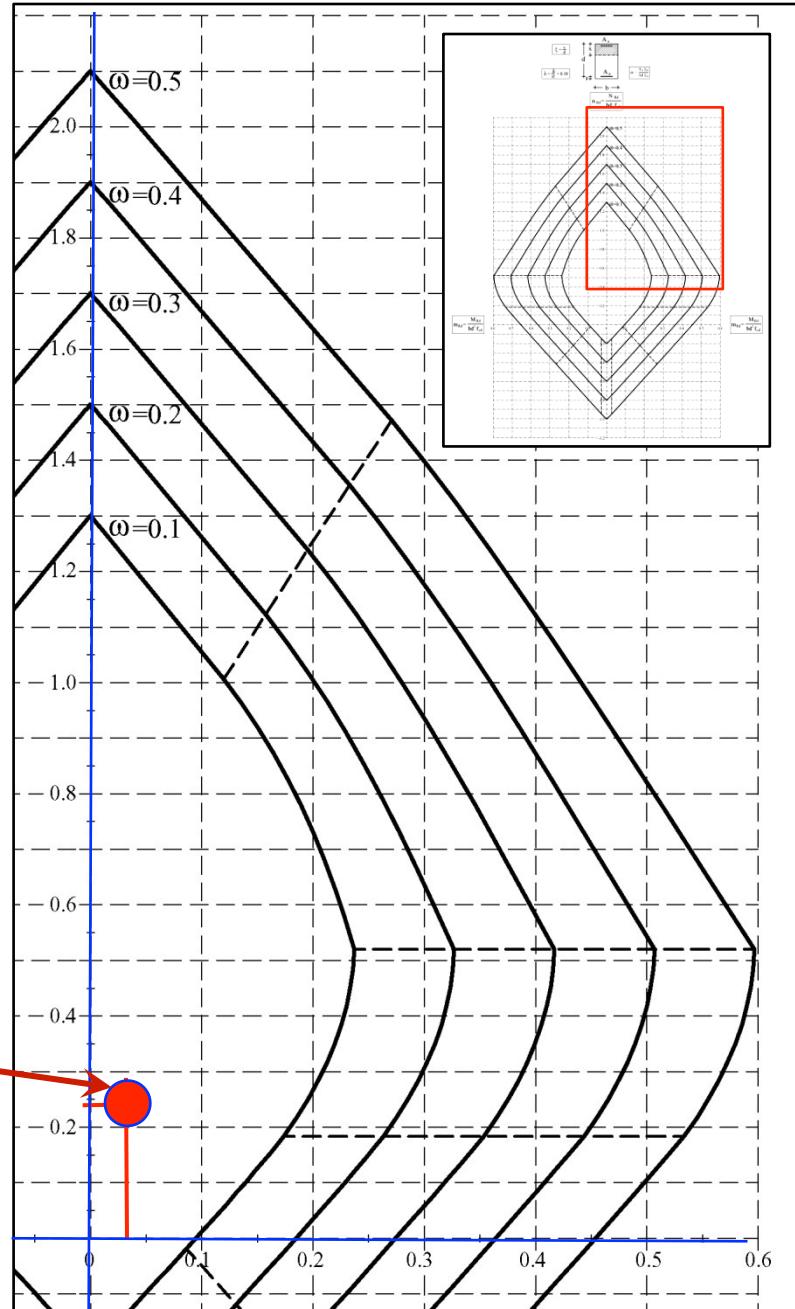


Sollecitazioni

$$M^{*}_{Sd} = \max(M_{Sd}; N_{Sd} * e) \\ = \max(41670000; 41575470)$$

$$n_{Sd} = N_{Sd} / (b \cdot d \cdot f_{cd}) = 0.258$$

$$m_{Sd} = M^{*}_{Sd} / (b \cdot d^2 \cdot f_{cd}) = 0.076$$



PROGETTO ARMATURA

Pilastro N. 1 , 5^tesa

Progetto Armatura

$$\omega = A_s * f_{yd} / b * d * f_{cd} = 0.1$$

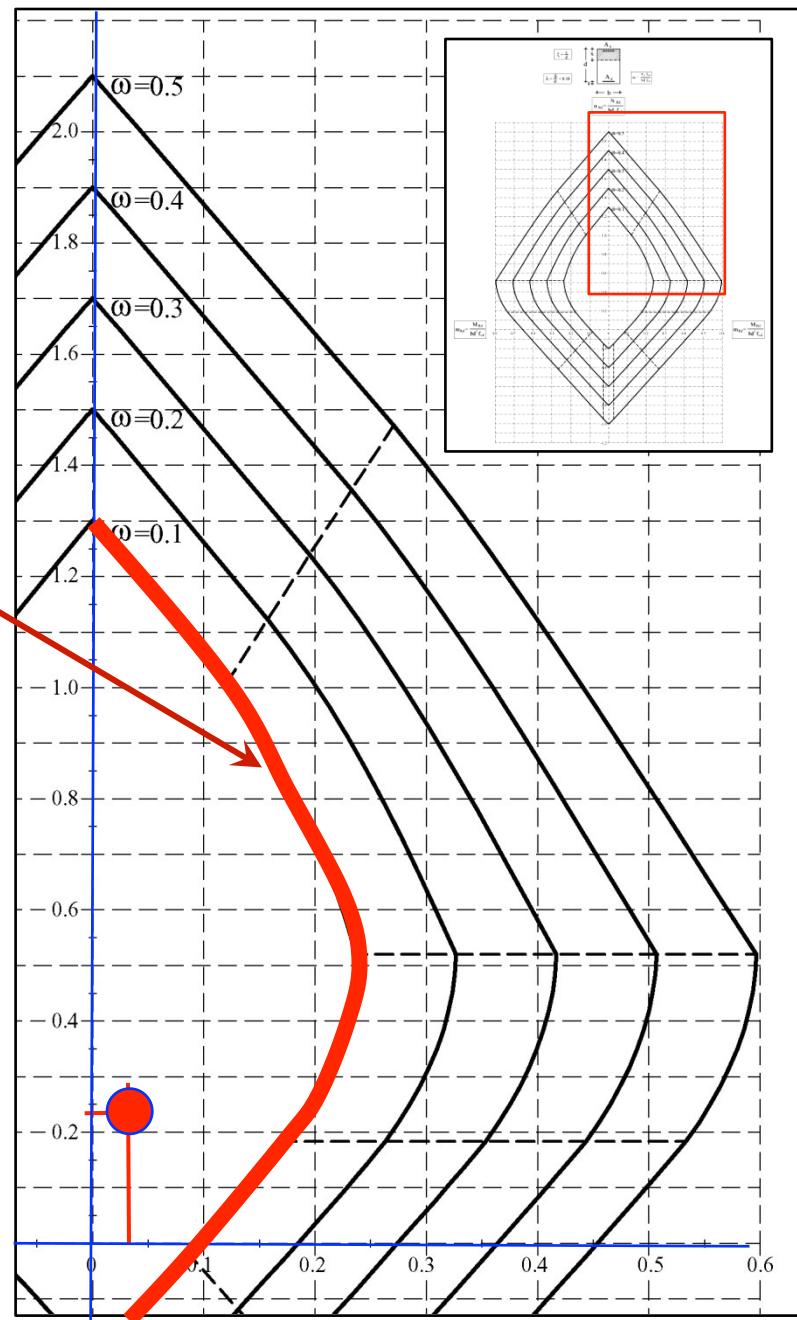
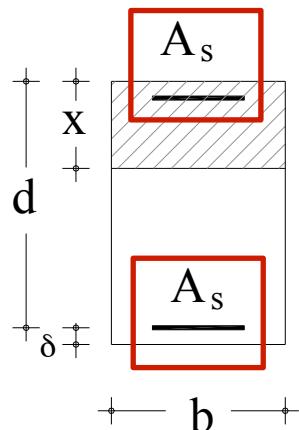
$$A_s = \omega * b * d * f_{cd} / f_{yd}$$

$$= 0.1 * 500 * 241 * 18,8 / 391.3$$

$$A_s = 579 \text{ mm}^2$$

$$\text{Armatura totale: } 2A_s = 1159 \text{ mm}^2$$

Armatura commerciale: 3+3Φ18 (1526 mm²)



Tesa	N_{sd} [daN]	M_{sd} [daNm]	e [mm]	e_0 [mm]	n_{sd}	m_{sd}	ω	$2As$ [mm ²]
1p	143229	1955	14	20	0.3161	0.0225	0.1	2317
1t	140184	3850	27	20	0.3094	0.0352	0.1	2317
2p	122448	5497	45	20	0.2703	0.0503	0.1	2317
2t	119543	5284	44	20	0.2638	0.0484	0.1	2317
3p	101295	5299	52	20	0.2236	0.0485	0.1	2317
3t	98395	5386	55	20	0.2172	0.0493	0.1	2317
4p	79859	5847	73	20	0.1763	0.0535	0.1	2317
4t	76954	6472	84	20	0.1698	0.0592	0.1	2317
5p	58557	4167	71	20	0.1292	0.0763	0.1	1159
5t	57104	4670	82	20	0.1260	0.0855	0.1	1159
6p	38518	4990	129	20	0.0850	0.0913	0.1	1159
6t	37066	4906	132	20	0.0818	0.0898	0.1	1159
7p	18174	5589	307	20	0.0401	0.1023	0.1	1159
7t	16721	6621	396	20	0.0369	0.1212	0.1	1159

Pilastro
100x30

Pilastro
50x30

PROGETTO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Il Pilastro

- 1) Analisi dei carichi unitari
 - 2) Schema statico
 - 3) Schema di carico
 - 4) Sollecitazioni
 - 5) Progetto delle armature (c.a.)
 - 6) verifiche
- Minimi d'armatura

D.M. Infrastrutture 14 gennaio 2008 - Norme tecniche per le costruzioni
S 4.1.6.1.2 - Armatura dei pilastri

Nel caso di elementi sottoposti a prevalente sforzo normale, le barre parallele all'asse devono avere diametro maggiore od uguale a 12 mm e non potranno avere interassi maggiori di 300 mm. Inoltre la loro area non deve essere inferiore a

$$A_{s,\min} = (0,10 N_{Ed} / f_{yd}) \text{ e comunque non minore di } 0,003 A_c \quad (4.1.44)$$

dove:

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.

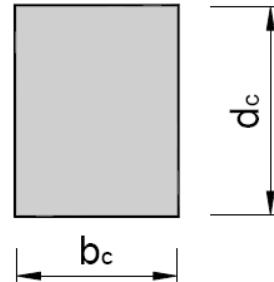
Le armature trasversali devono essere poste ad interasse non maggiore di 12 volte il diametro minimo delle barre impiegate per l'armatura longitudinale, con un massimo di 250 mm. Il diametro delle staffe non deve essere minore di 6 mm e di $\frac{1}{4}$ del diametro massimo delle barre longitudinali.

Al di fuori delle zone di sovrapposizione, l'area di armatura non deve superare $A_{s,\max} = 0,04 A_c$, essendo A_c l'area della sezione trasversale di calcestruzzo.

Limitazioni geometriche

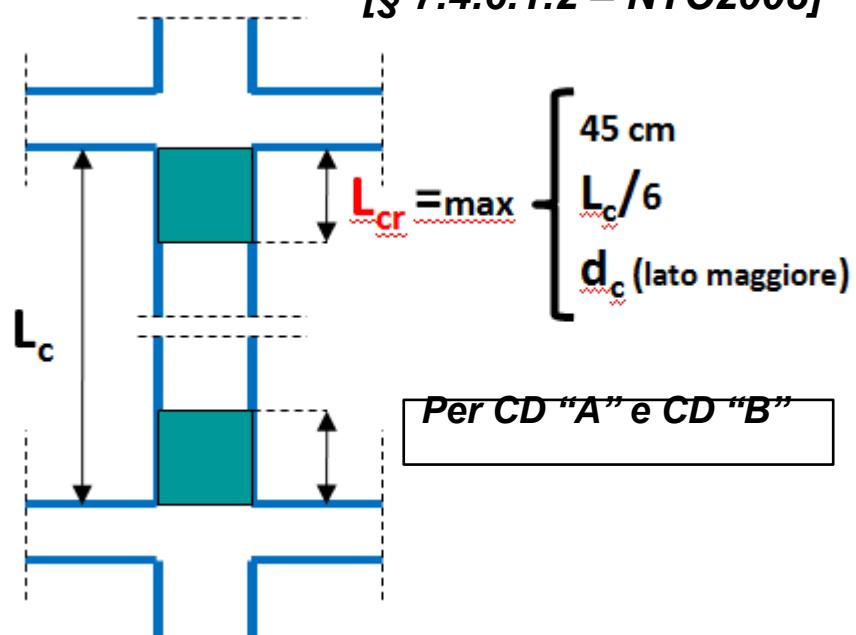
$b_c \geq 25$

cm $d_c \geq$
25 cm



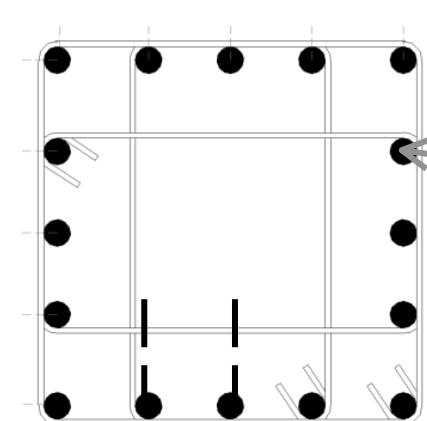
Lunghezza delle zone critiche L_{cr}

[§ 7.4.6.1.2 – NTC2008]



Limitazioni Armatura Longitudinale

[§ 4.1.6.1.2 – NTC2008]



$l_{barre} \leq 30 \text{ cm}$

[§ 7.4.6.2.2 – NTC2008]

$1\% \leq \rho = \frac{A_s}{b_c d_c} \leq 4\%$

VERIFICA DEI MINIMI DI ARMATURA LONGITUDINALE

Pilastro N.1 : 1[^]tesa (100x30)

$$5+5\Phi 18 = \underline{2543 \text{ mm}^2}$$

$$A_{s,min} = \max(0,10 \frac{N_{Ed}}{f_{yd}}, 0,003 A_C) = \max (0,10 * (1432290/391,3) ; 0,003 * 300 * 1000) = \max (366 \text{ mm}^2 ; 900 \text{ mm}^2) = \underline{900 \text{ mm}^2}$$

OK!

$$A_{s,max} = 0,04 A_C = 0,04 * 300 * 1000 = \underline{12000 \text{ mm}^2}$$

$$\phi_{min} = 12 \text{ mm}$$



$$\phi_{min,calcolo} = 18 \text{ mm} > \phi_{min}$$

OK!

$$1\% \leq \rho = \frac{A_s}{b_c d_c} \leq 4\% \Rightarrow = 2543 / (300 * 1000); = 0,8\%$$

NO! Da notare come le prescrizioni nei riguardi delle azioni sismiche richiedono un maggiore quantitativo di armature.

[§ 7.4.6.2.2 – NTC2008]

CD “A”

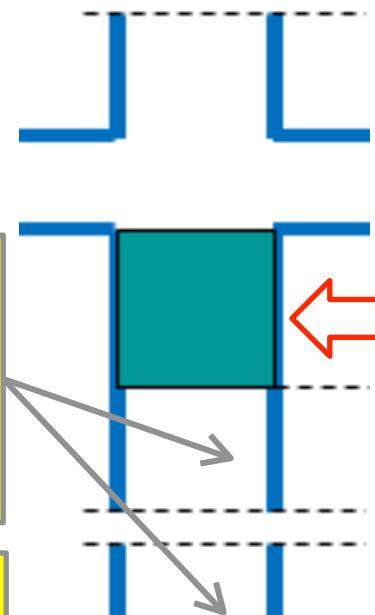
$$A_{st}/s \geq 0.12 \frac{f_{cd} \cdot b_{st}}{f_{yd}}$$

CD “A”

$$s \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{3} \min (b_c, h_c) \\ 125 \text{ mm} \\ 6 \phi_l \end{array} \right.$$

[§ 4.1.6.1.2 – NTC2008]
Al di fuori delle zone critiche

$$s \leq \begin{cases} 250 \text{ mm} \\ 12 \phi_l \end{cases}$$



[§ 4.1.6.1.2 – NTC2008]

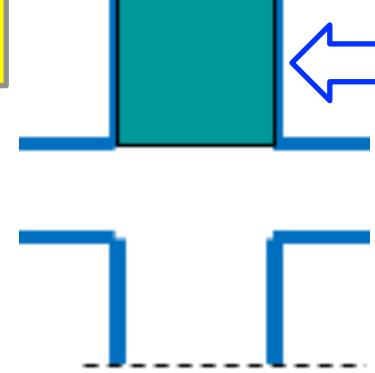
$$\phi_{st} \geq \begin{cases} 6 \text{ mm} \\ \phi_L/4 \end{cases}$$

Barra non
fissata

b_{st}

< 15cm
< 20cm

Barra fissata



CD “B”

$$s \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{2} \min (b_c, h_c) \\ 175 \text{ mm} \\ 8 \phi_l \end{array} \right.$$

CD “B”

$$A_{st}/s \geq 0.08 \frac{f_{cd} \cdot b_{st}}{f_{yd}}$$

VERIFICA DEI MINIMI DI ARMATURA TRASVERSALE

Pilastro N.1 : 1[^]tesa (100x30)

Diametro staffe [§ 4.1.6.1.2 – NTC2008]

$$\phi_{st} \geq \begin{cases} 6 \text{ mm} \\ \phi_L / 4 \end{cases} \rightarrow \begin{aligned} &0,6 \text{ cm} \\ &1,8 / 4 = 0,45 \text{ cm} \end{aligned}$$

Lunghezza zona critica [§ 7.4.6.1.2 – NTC2008]

Si può assumere la maggiore tra:

$$H_{\text{pilastro}} \rightarrow 100 \text{ cm}$$

$$1/6 l_{\text{pilastro}} \rightarrow 259/6 = 44 \text{ cm}$$

$$45 \text{ cm} \quad 45 \text{ cm}$$

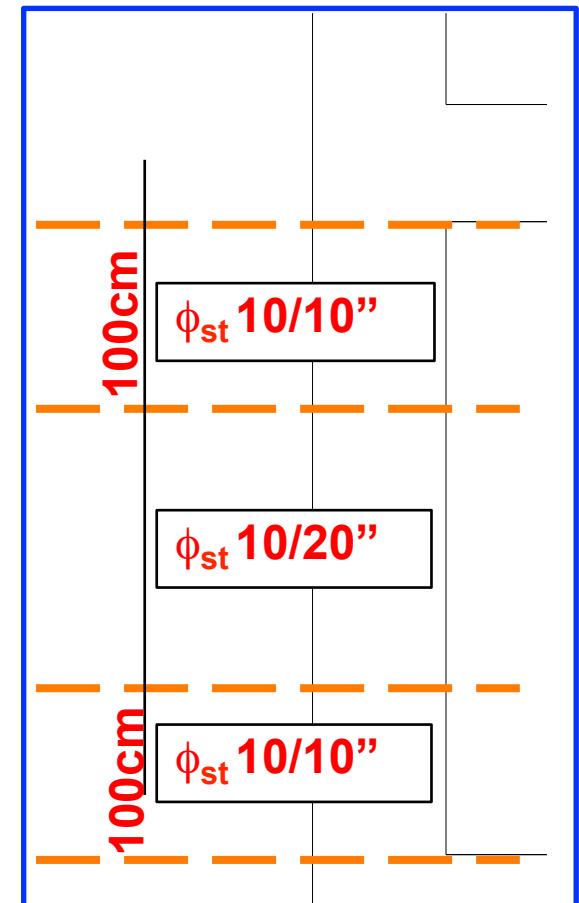
Passo staffe [§ 7.4.6.2.2 – NTC2008]

$$CD "B" \quad s \leq \min \begin{cases} 1/2 \min (b_{\text{pil}}, h_{\text{pil}}) \\ 175 \text{ mm} \\ 8 \phi_{\text{long}} \end{cases} \rightarrow \begin{aligned} &30/2 = 15 \text{ cm} \\ &17,5 \text{ cm} \\ &8 * 1,8 = 14,4 \text{ cm} \end{aligned}$$

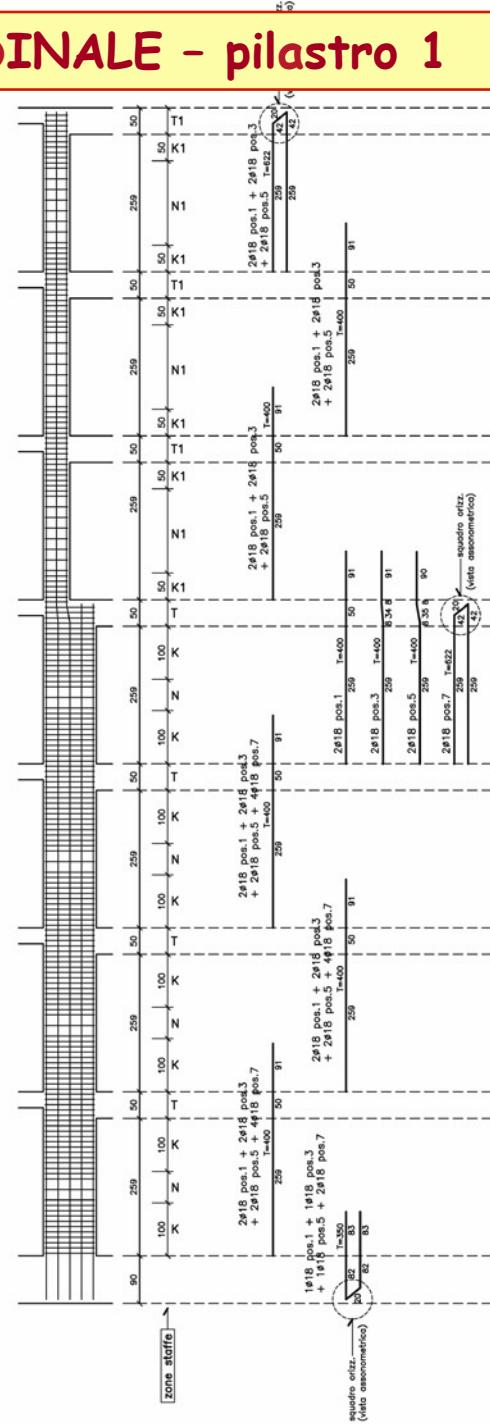
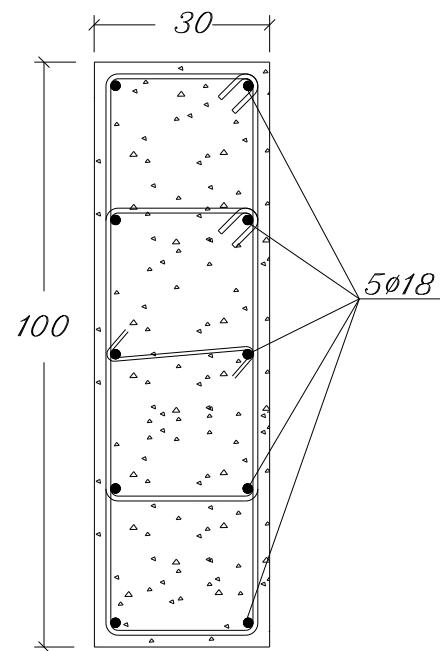
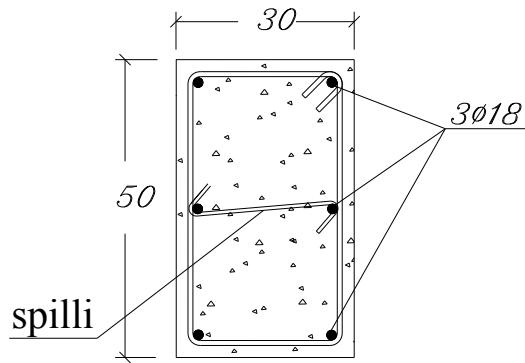
Passo staffe al di fuori delle zone critiche

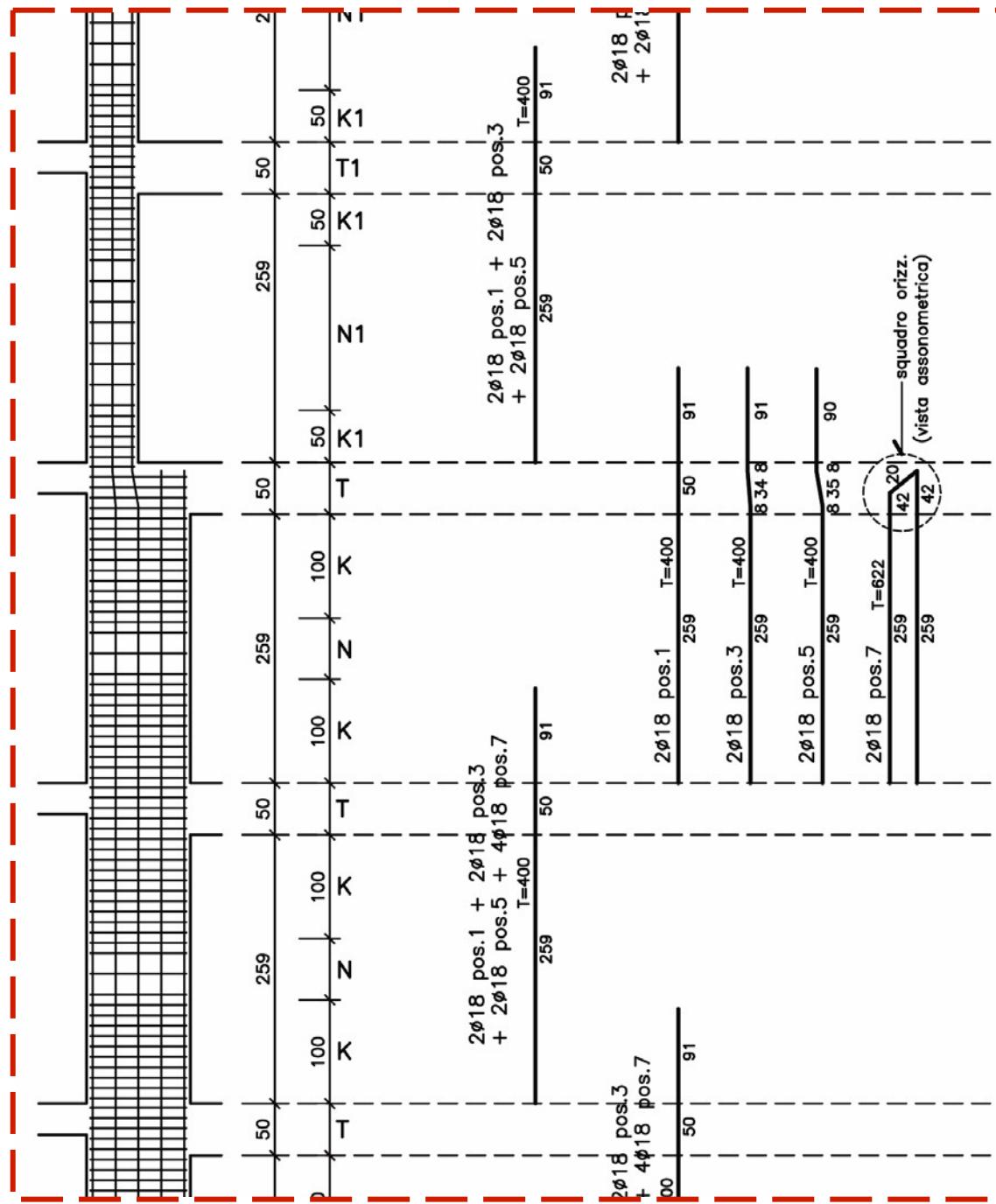
[§ 4.1.6.1.2 – NTC2008]

$$s \leq \min \begin{cases} 250 \text{ mm} \\ 12 \phi_{\text{long}} \end{cases} \rightarrow \begin{aligned} &25 \text{ cm} \\ &12 * 1,8 = 21,6 \text{ cm} \end{aligned}$$



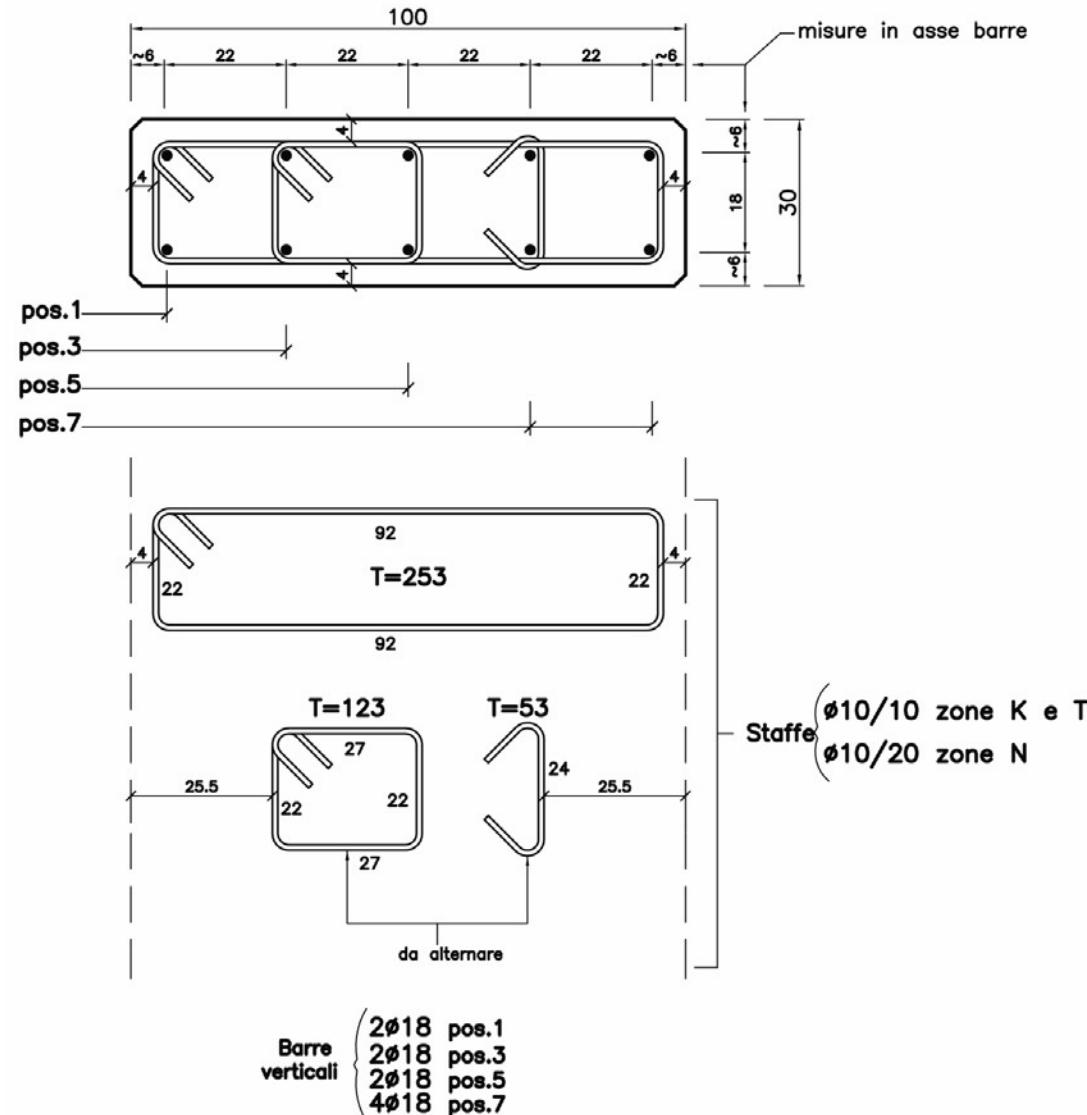
DISTINTA ARMATURA LONGITUDINALE - pilastro 1





SEZIONE TRASVERSALE - pilastro 1

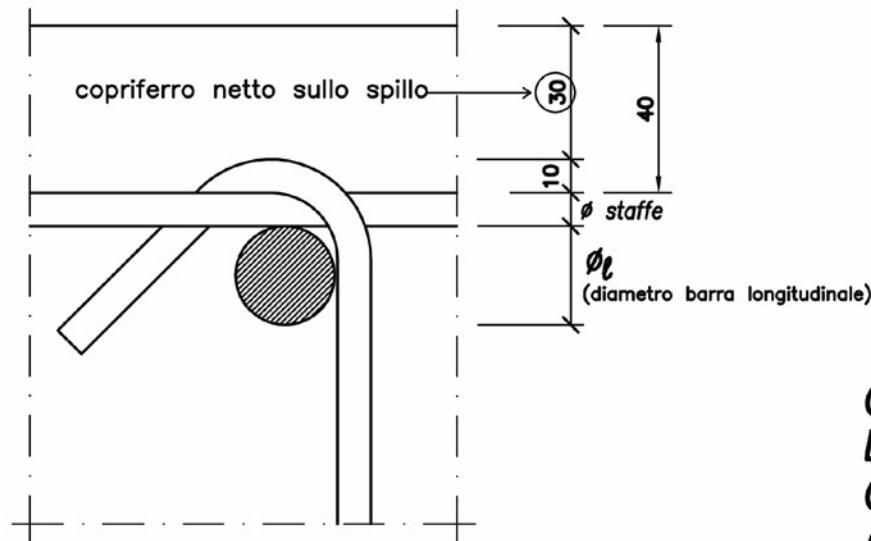
Sez. 100x30



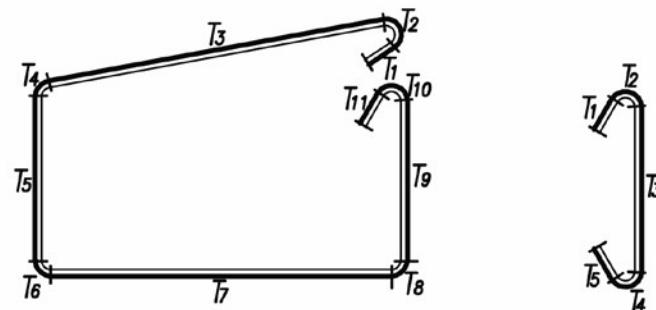
PARTICOLARI STAFFE E SPILLI

DETtaglio SPILLO

**N.B.: il gancio dello spillo deve avvolgere
il braccio orizzontale della staffa**

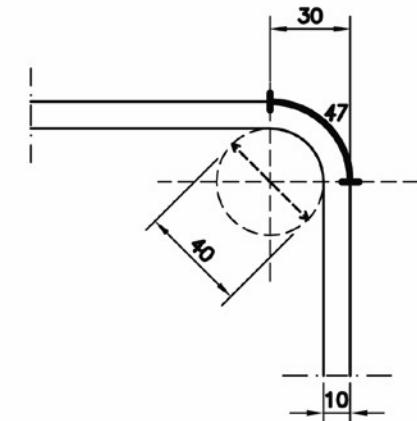


T_{tot}: vedere distinta armatura
 $T_{tot\ staffa}=T_1+T_2+T_3+\dots+T_{11}$. (misure esterne)

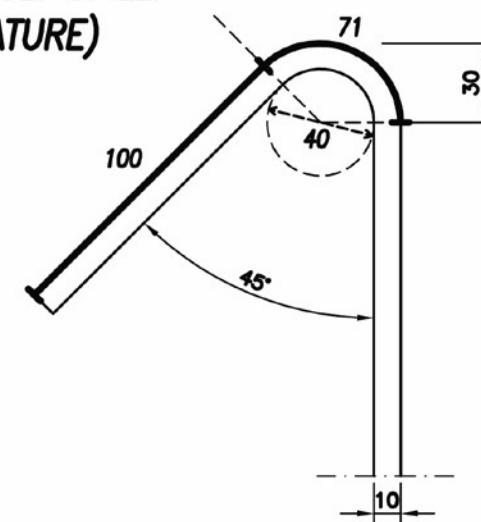


$$T_{tot\ spillo}=T_1+T_2+T_3+T_4+T_5$$

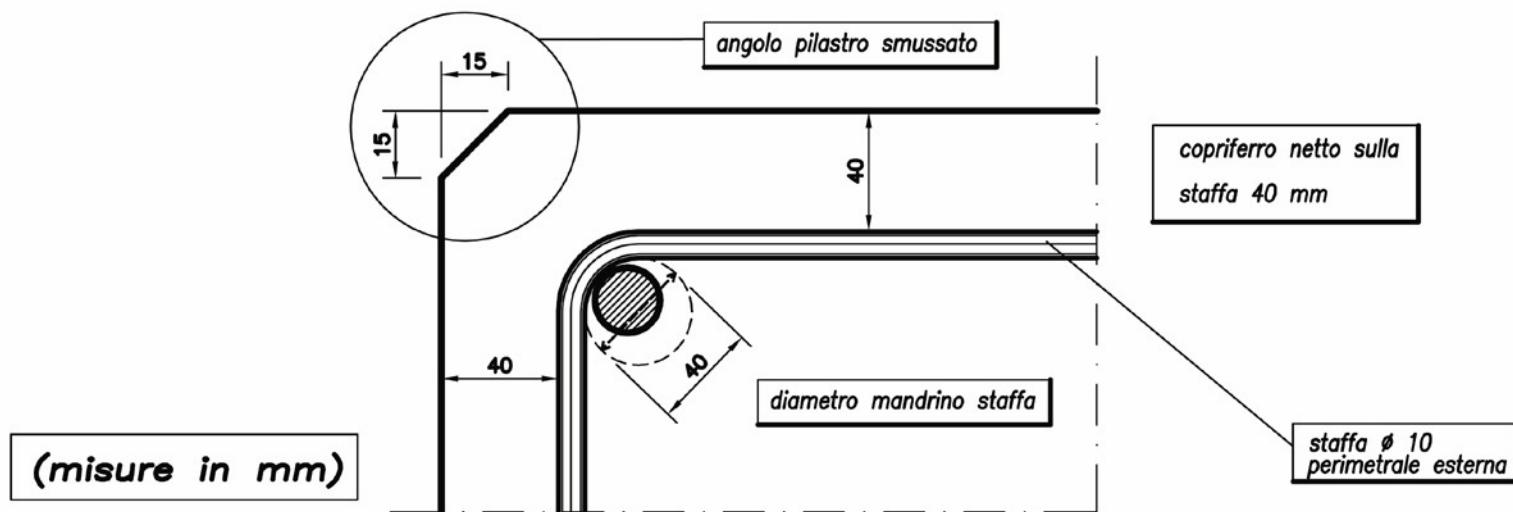
ANGOLO STAFFA O BARRA ORIZZONTALE



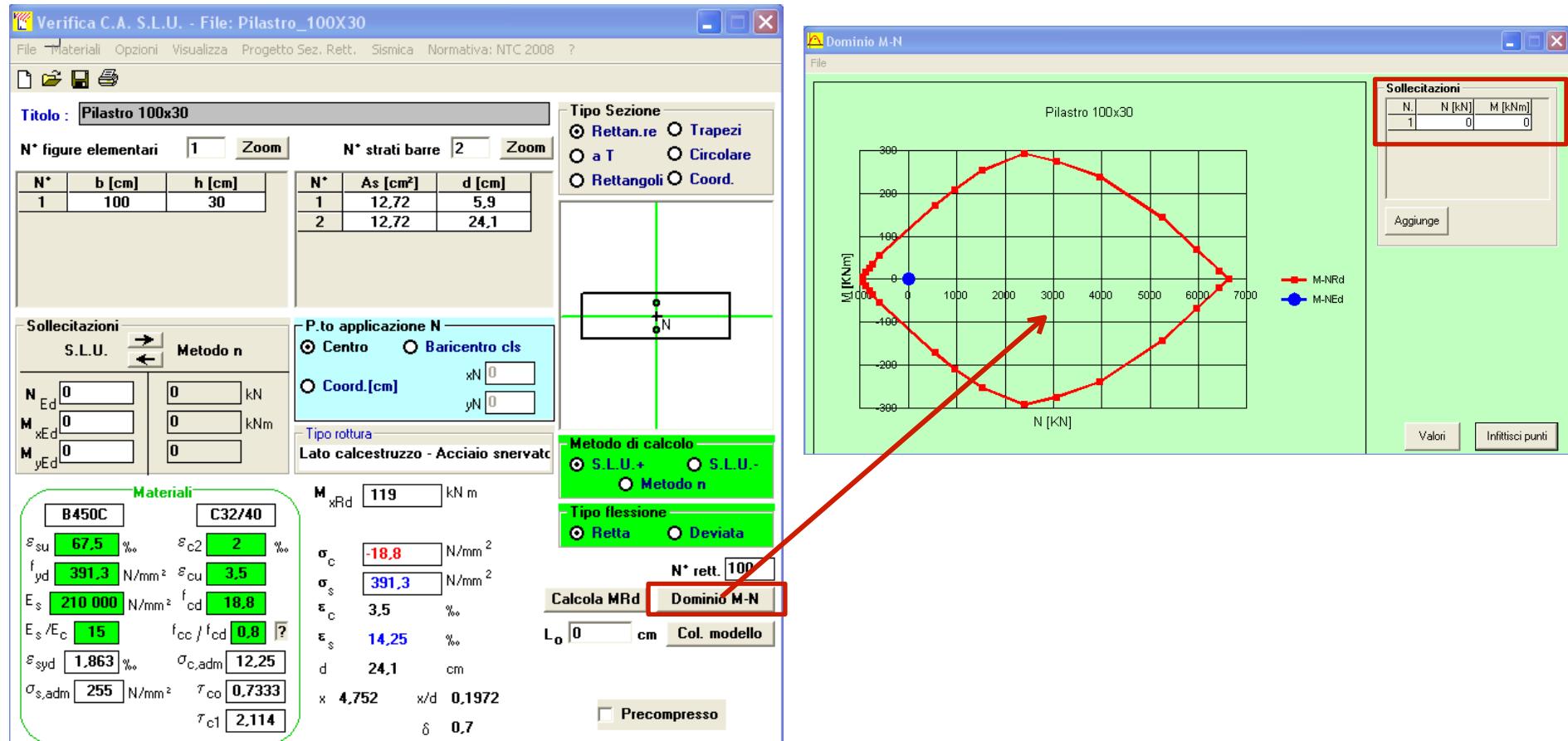
GANCIO DI ESTREMITA' DELLE STAFFE O DEGLI SPILLI (LEGATURE)



DETTAGLIO SEZIONE ORIZZONTALE



Verifica Calcoli con VCA SLU



PROGETTARE IN GERARCHIA DELLE RESISTENZE

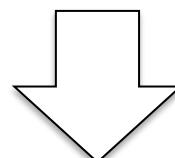
Applicando il concetto di *Gerarchia delle resistenze* è possibile “decidere” in quali punti della struttura concentrare le capacità dissipative e deformative, privilegiando contestualmente rotture duttili, a vantaggio di quelle fragili.

Gli elementi più *fragili* sono così dimensionati sulla capacità degli elementi più *duttili* e non sulle azioni di progetto.

La Normativa vigente, poi, distingue due *livelli di capacità dissipativa*:

- Classe di duttilità ALTA
- Classe di duttilità BASSA

Per quanto concerne le strutture in c.a., la *gerarchia delle resistenze* può applicarsi a diversi livelli di progettazione.



In che modo?

Sovradimensionando i meccanismi di rottura fragile a tutti i livelli della progettazione, cioè imponendo una:

- Gerarchia tra flessione e taglio nelle travi e nei pilastri (affinchè prevalga la rottura per flessione)
- Gerarchia tra le travi e i pilastri, affinchè la rottura in corrispondenza delle travi preceda quella in corrispondenza dei pilastri
- Gerarchia tra struttura in elevazione e fondazioni (le fondazioni superficiali devono essere progettate per rimanere in campo elastico)

Le fasi in cui si sostanzia una progettazione "virtuosa" che segua il principio della gerarchia delle resistenze sono le seguenti:

1

L'armatura longitudinale delle travi è funzione delle azioni risultanti dall'analisi

2

L'armatura a taglio delle travi è calcolata in funzione del taglio dovuto al momento resistente in corrispondenza delle sezioni di estremità

3

L'armatura longitudinale dei pilastri in pressoflessione deviata è calcolata con il contributo di coefficienti moltiplicativi funzione del rapporto tra i momenti resistenti delle travi ed i momenti nei pilastri risultanti dall'analisi

4

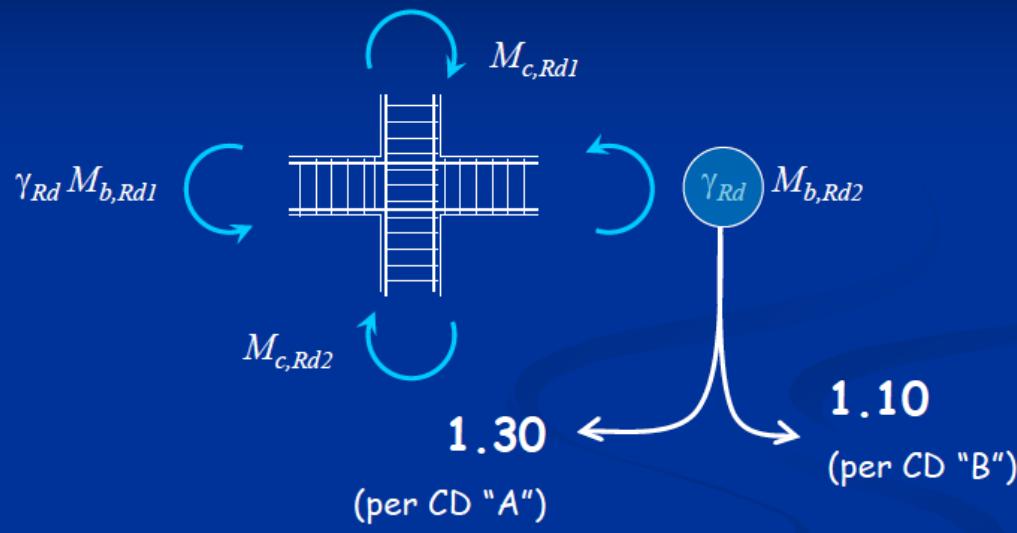
L'armatura a taglio dei pilastri è progettata in funzione del taglio dovuto ai momenti resistenti in corrispondenza delle sezioni di estremità

Verifica del rispetto della gerarchia delle resistenze

Per ciascuna direzione e ciascun verso di applicazione delle azioni sismiche, si devono proteggere i pilastri dalla *plasticizzazione prematura* adottando opportuni momenti flettenti di calcolo; tale condizione si consegue qualora, per ogni nodo trave-pilastro ed ogni direzione e verso dell'azione sismica, la resistenza complessiva dei pilastri sia maggiore della resistenza complessiva delle travi, amplificata di un coefficiente γ_{Rd} , in accordo con la formula

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

Si assume il nodo in equilibrio ed i momenti, sia nei pilastri, che nelle travi, tra loro concordi



Nel caso in cui i momenti nel pilastro al di sopra e al di sotto del nodo siano discordi, al membro sinistro della disequazione va posto il maggiore, ed il minore va sommato ai momenti di plasticizzazione delle travi

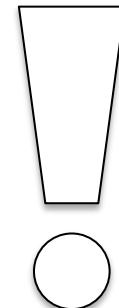
Note:

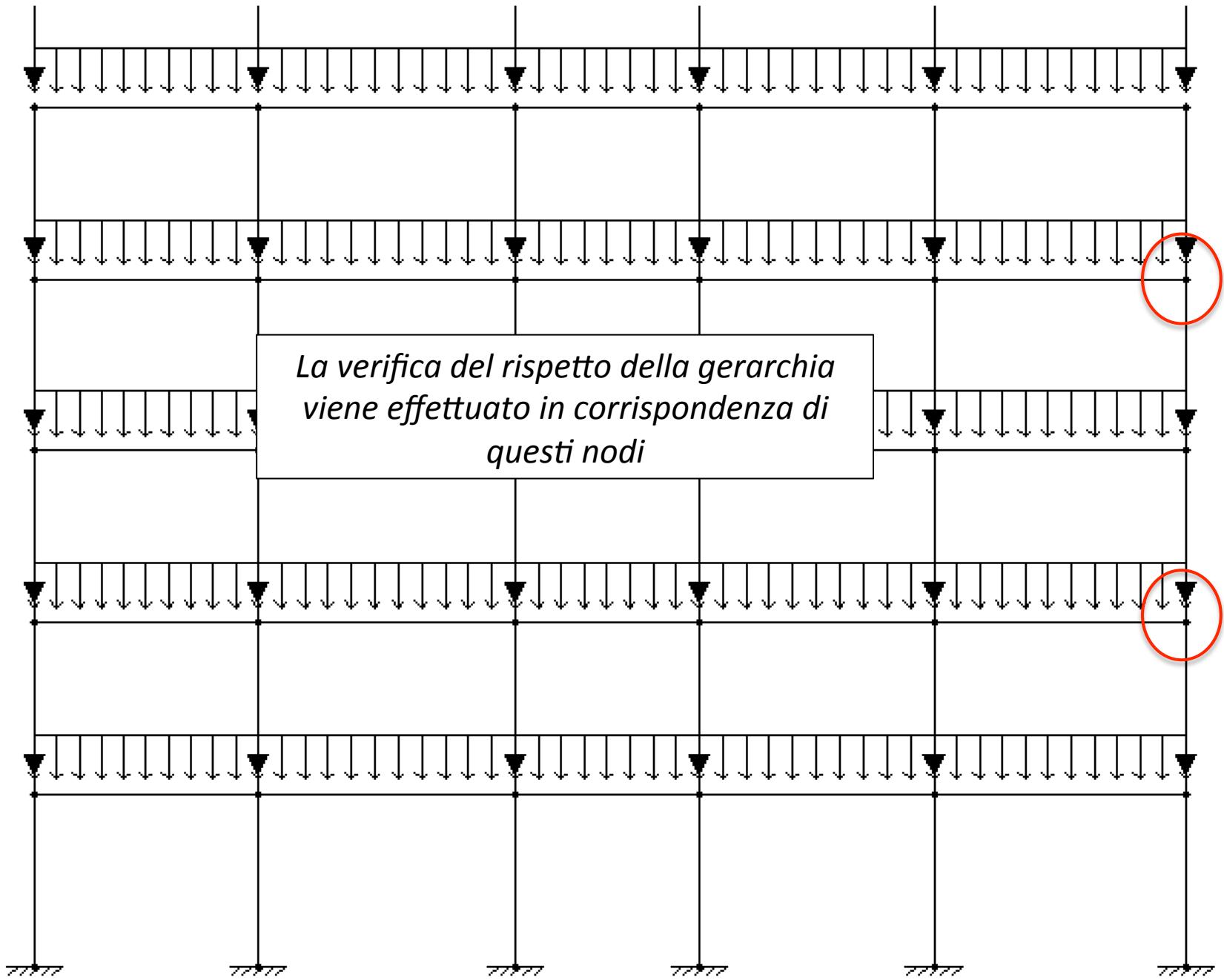
- Per la sezione di base dei pilastri del piano terreno si adotta come momento di calcolo il maggiore tra il momento risultante dall'analisi ed il momento $M_{c,Rd}$ della sezione di sommità del pilastro
- **Il criterio di Gerarchia delle resistenze non si applica nelle sezioni di sommità dei pilastri dell'ultima tesa**

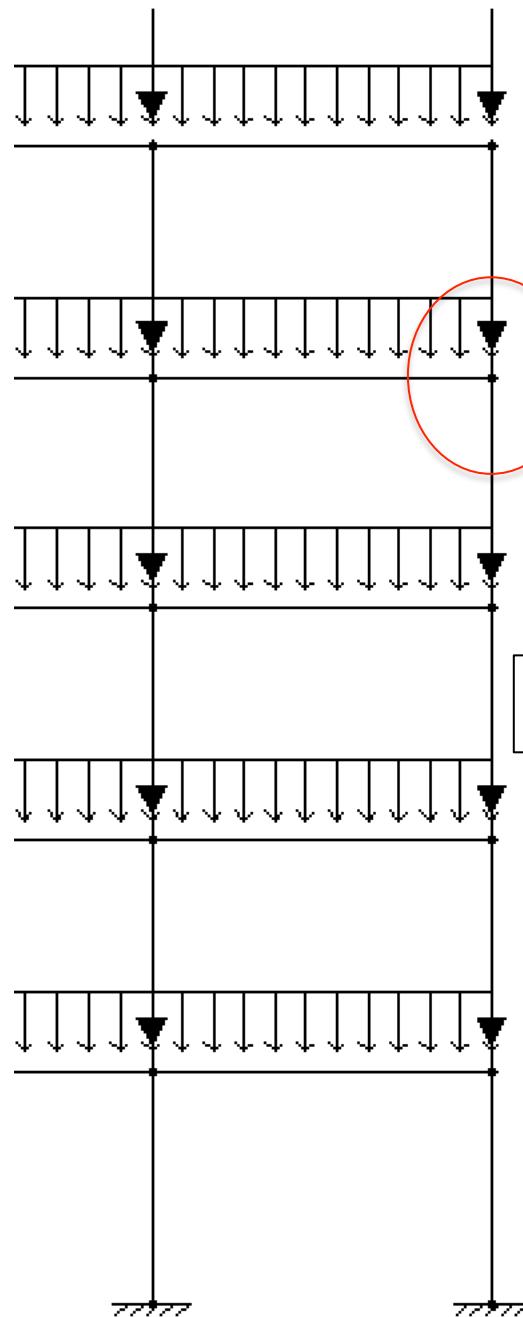
$M_{b,Rd}$ è il momento resistente della generica trave convergente nel nodo

$M_{c,Rd}$ è il momento resistente del generico pilastro convergente nel nodo, calcolato per i livelli di sollecitazione assiale presenti nelle combinazioni sismiche

Nell'esempio proposto le sollecitazioni assiali sono calcolate con la combinazione di carico allo stato limite ultimo, pertanto "sovrapponendo" l'azione assiale.



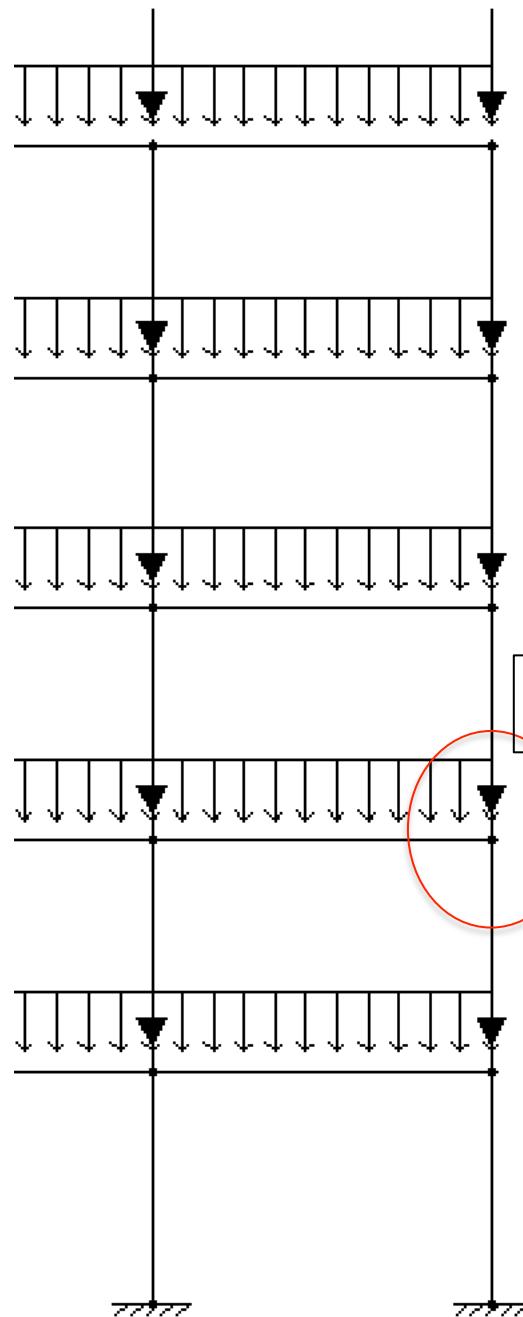




$$M_{c,Rd} = 148,37 \text{ kN m}$$

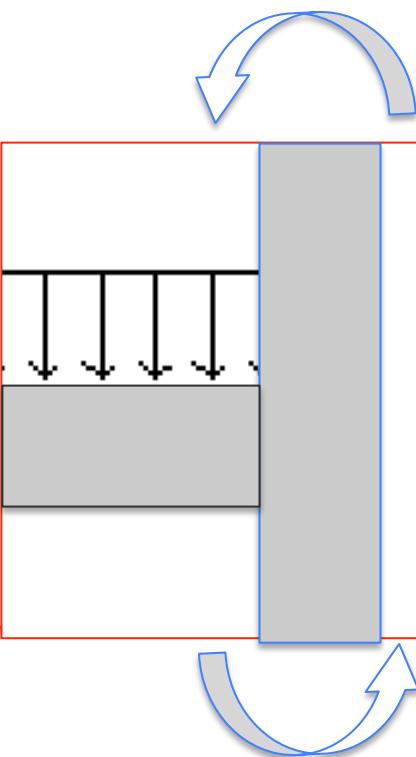
$$M_{b,Rd} = 52 \text{ kNm}$$

$$M_{c,Rd} = 184,8 \text{ kN m}$$

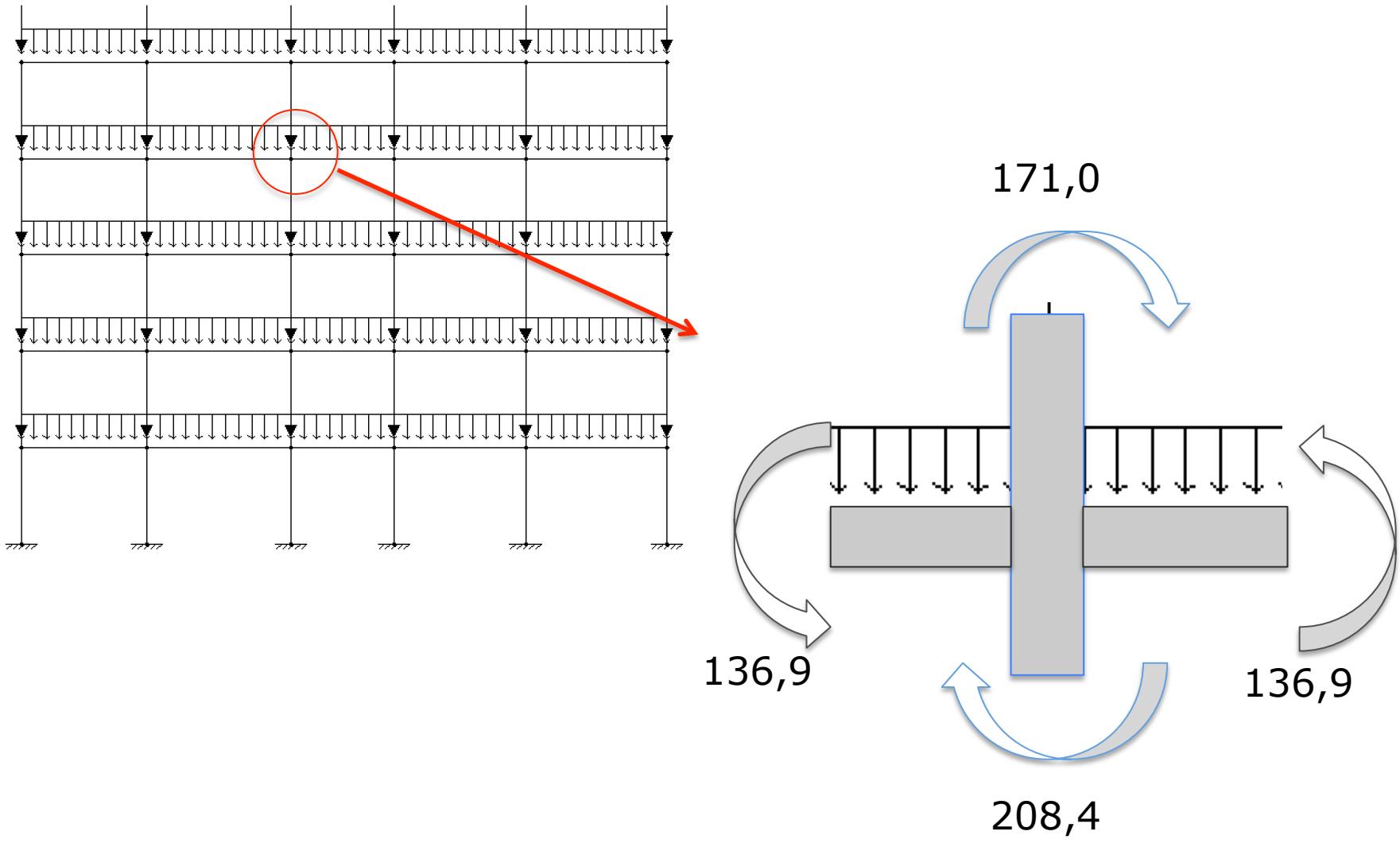


$$M_{b,Rd} = 52 \text{ kNm}$$

$$M_{c,Rd} = 204 \text{ kNm}$$



$$M_{c,Rd} = 344 \text{ kNm}$$



N.B. Sotto carichi gravitazionali i momenti delle travi che convergono nel nodo sono discordi; tuttavia si può imporre una condizione “fittiziamente” molto più gravosa, imponendo l’equilibrio del nodo con i momenti nelle travi posti concordi e uguali al momento resistente calcolato per la quantità di armatura progettata. In questo modo il concetto di “gerarchia” viene contestualizzato in una situazione priva di carichi di natura sismica, osservando che il collasso sopraggiunge nelle travi prima che nei pilastri (nella peggiore condizione), in accordo con la scelta di progettare pilastri “forti” e travi “deboli”.