# PROGETTO DI EDIFICI ANTISISMICI IN CEMENTO ARMATO

## Ascoli Piceno, 17-18 maggio 2019

## 08b – Armature

**Docente del corso**

**AURELIO GHERSI**

Corso organizzato da: FONDAZIONE DELL'ORDINE DEGLI INGEGNERI
DELLA PROVINCIA DI ASCOLI PICENO

# Combinazione dei risultati.
# Armatura dei pilastri

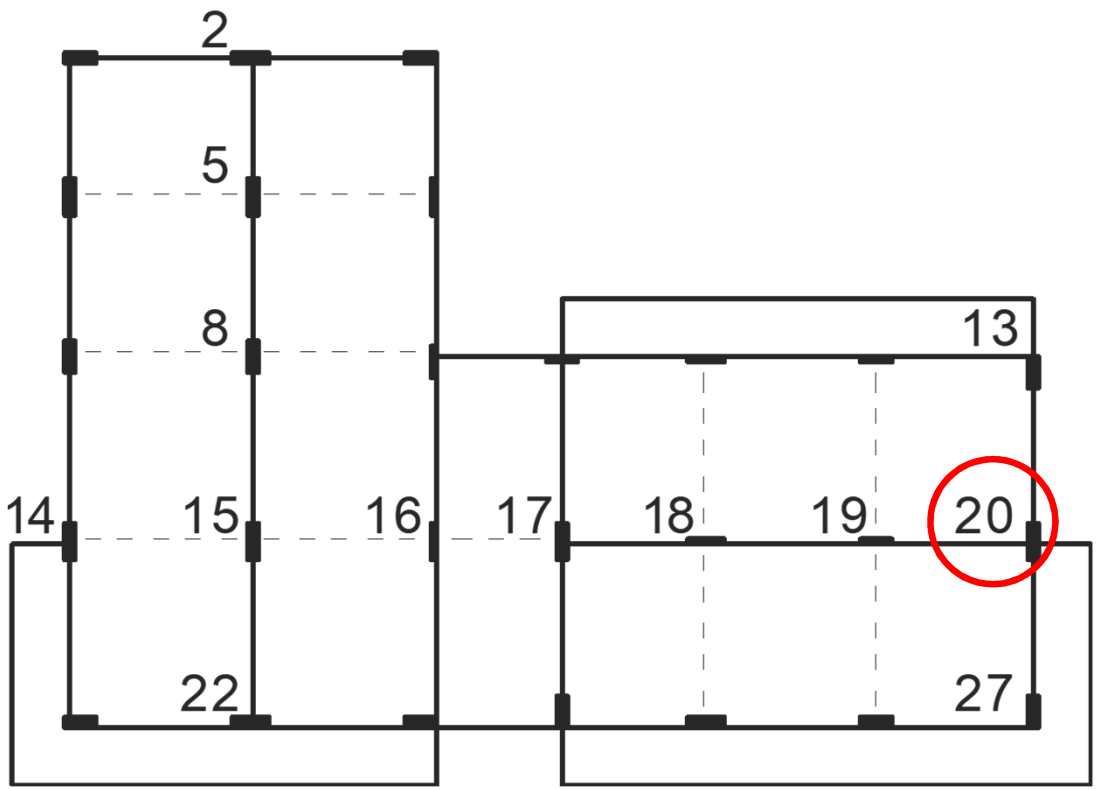
# Definizione delle armature: armatura a flessione dei pilastri al piede del primo ordine

# Terzo passo
# armatura a pressoflessione dei pilastri

Per la sezione alla base e in testa all’ultimo piano si usano i valori di calcolo

# Pilastri esaminati
(come esempio)

Si esamina il pilastro 20



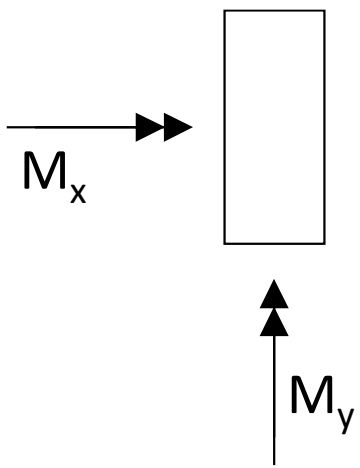
# Pilastro 20, base del I ordine (CD ”A”)

alla base non occorre gerarchia delle resistenze

## Schemi di carico base

| | q max | q min | Fx | Fy | M(Fx) | M(Fy) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| $M_y$ | -7.25 | -4.34 | -58.53 | -14.82 | -0.92 | -1.36 |
| $M_x$ | 0.36 | 0.11 | 72.13 | -360.46 | -35.46 | -52.17 |
| N | 991.3 | 628.3 | 250.9 | 62.2 | 3.6 | 5.3 |

N positivo = compressione




Pilastro con rilevanti carichi verticali

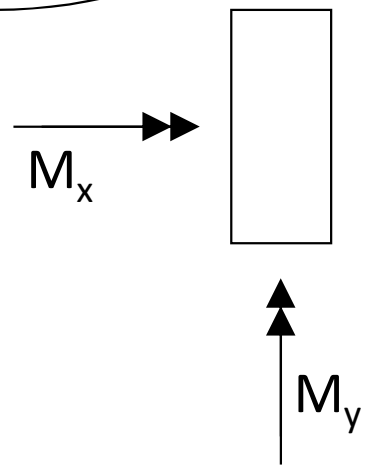
Sollecitato prevalentemente in una direzione (y)

Effetto dell’eccentricità propria ed accidentale abbastanza modesto

# Pilastro 20, base del I ordine (CD ”A”)

alla base non occorre gerarchia delle resistenze

| piano | | $M_y$ testa (kNm) | $M_x$ testa (kNm) | $M_y$ piede (kNm) | $M_x$ piede (kNm) | $N$ (kN) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | $q_{\min}$ + sisma prev. $x$ | 52.3 | -107.9 | -68.6 | 231.5 | 903.0 |
| | $q_{\min}$ − sisma prev. $x$ | -37.8 | 106.8 | 60.0 | -231.3 | 353.5 |
| | $q_{\min}$ + sisma prev. $y$ | 31.1 | 206.1 | -38.3 | -444.8 | 772.1 |
| | $q_{\min}$ − sisma prev. $y$ | -16.6 | -207.2 | 29.7 | 445.0 | 484.4 |




Pilastro con rilevanti carichi verticali

Sollecitato prevalentemente in una direzione (y)

Effetto dell’eccentricità propria ed accidentale abbastanza modesto

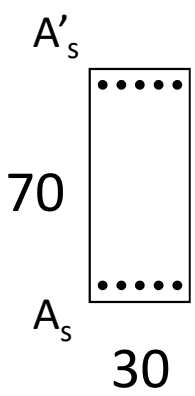
# Pilastro 20, base del I ordine

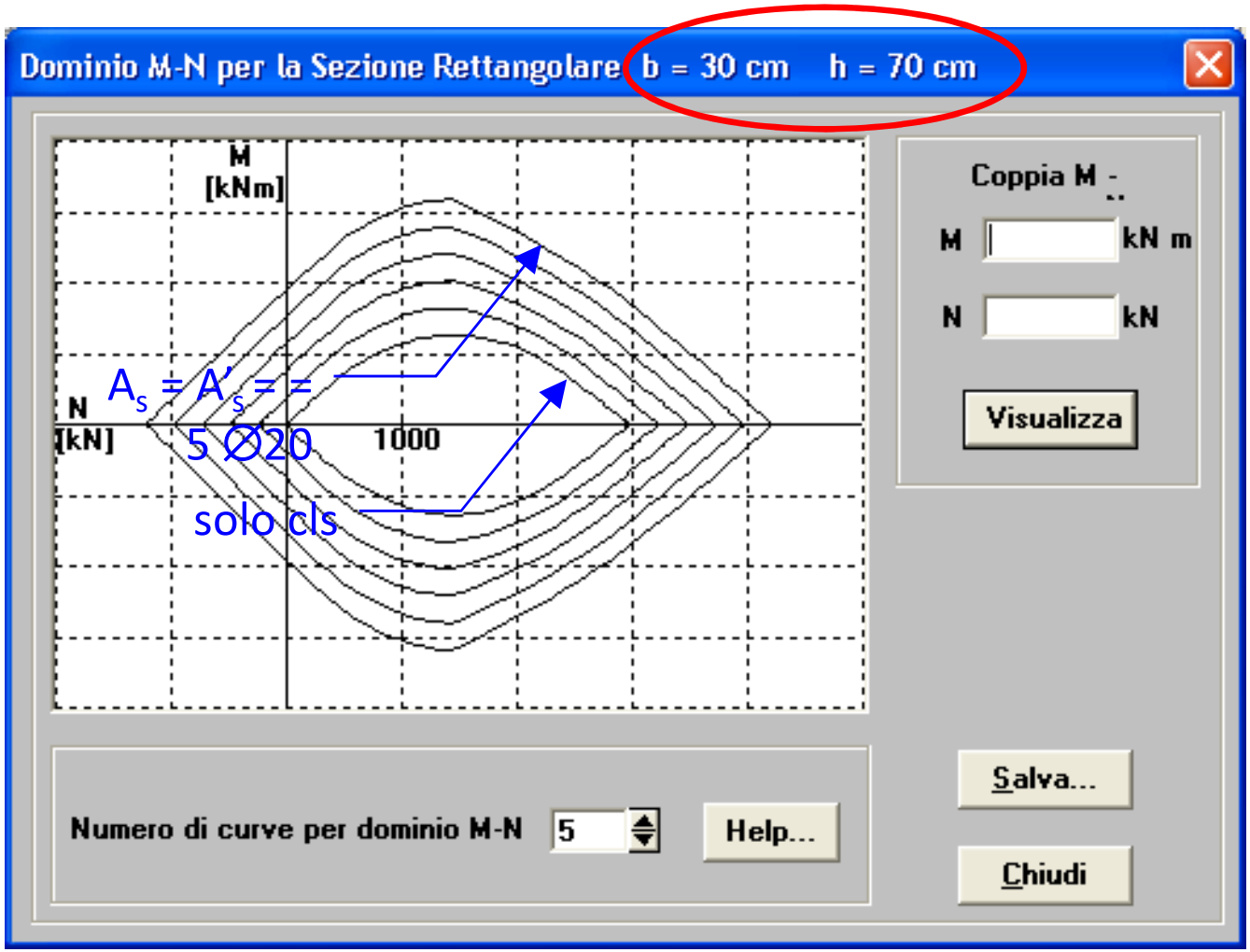
## dimensionamento armature

Può essere effettuato separatamente per le due direzioni

Si visualizza bene con domini M-N

Ad esempio col programma EC2

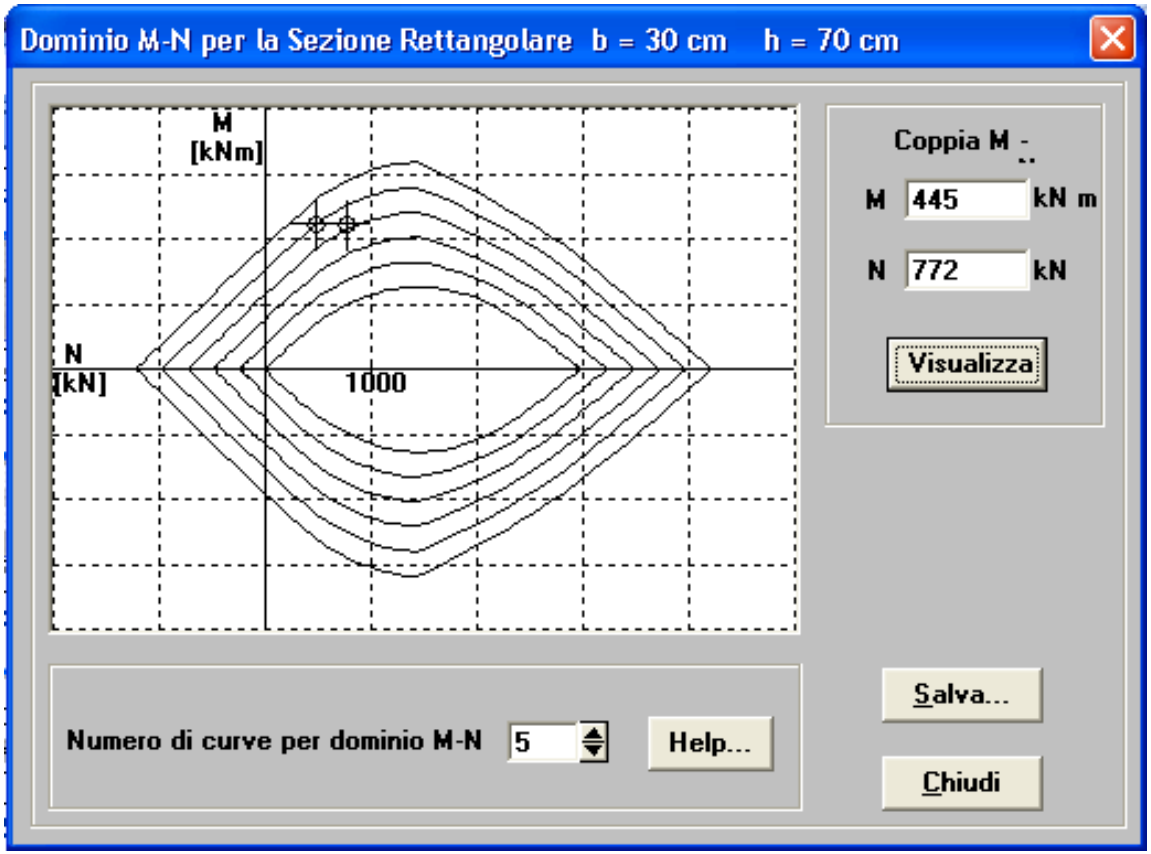


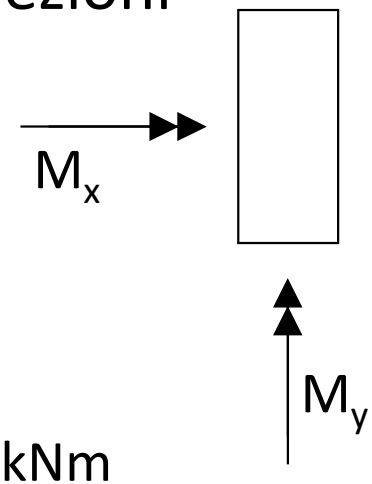



# Pilastro 20, base del I ordine

## dimensionamento armature

Può essere effettuato separatamente per le due direzioni




direzione y

$M_{x,max}$ = 445 kNm

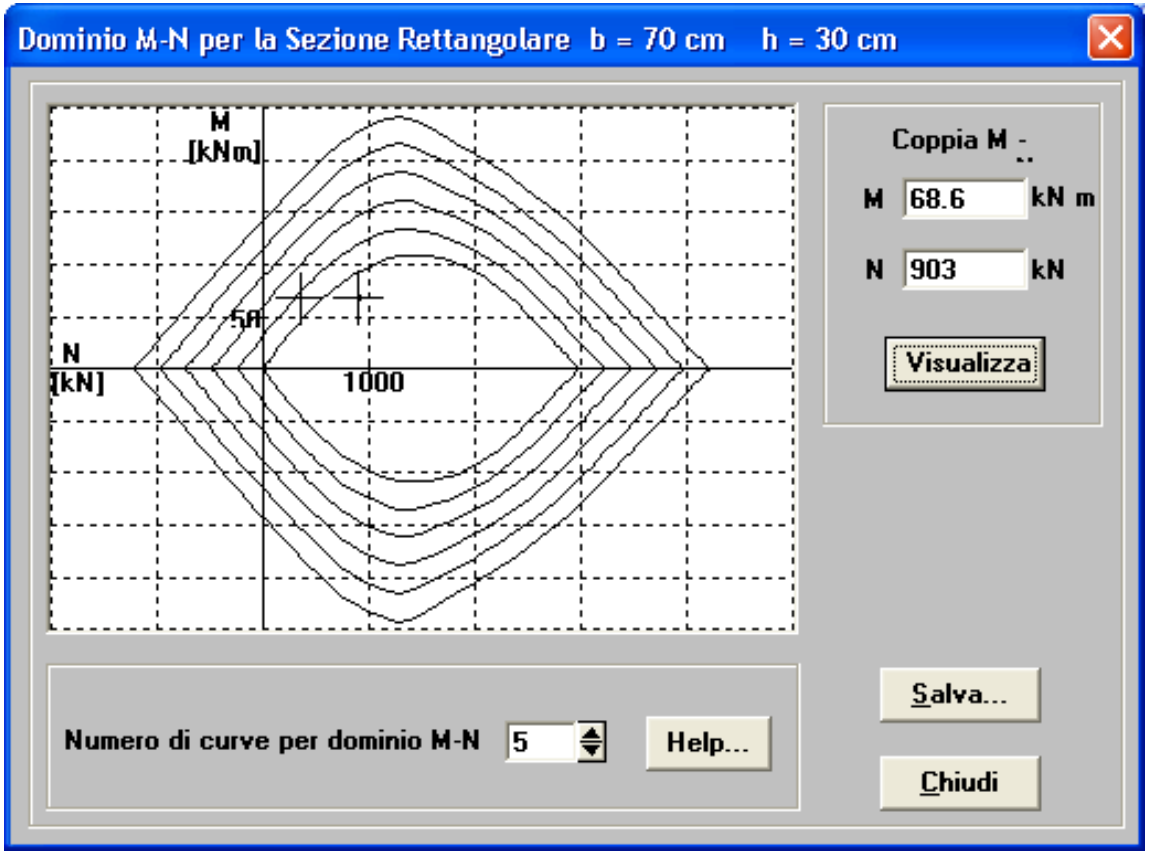
con N = 484 ÷ 772 kN

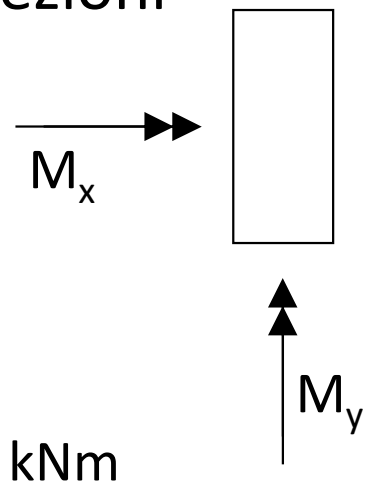
occorrono 4 ∅20
su ciascun lato corto

# Pilastro 20, base del I ordine

## dimensionamento armature

Può essere effettuato separatamente per le due direzioni




direzione x

$M_{y,max}$ = 68.6 kNm

con N = 353 ÷ 903 kN

occorrono 1 ∅20
su ciascun lato lungo

# Armatura longitudinale nei pilastri
## limiti di normativa

Nella sezione corrente del pilastro la percentuale di armatura longitudinale deve essere compresa tra i seguenti limiti:

$$1\% \leq \frac{A_s}{A_c} \leq 4\%$$

con $A_s$ area totale dell'armatura longitudinale e $A_c$ area della sezione lorda del pilastro

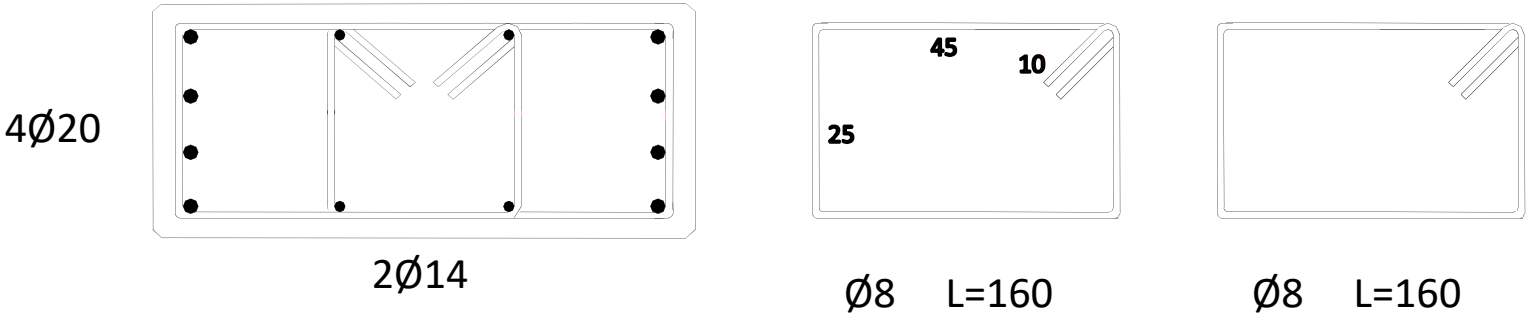
Per tutta la lunghezza del pilastro l'interasse tra le barre non deve essere superiore a 25 cm

Per una sezione 30x70: $21\ cm^2 \leq A_s \leq 84\ cm^2$

NTC 08, punto 7.4.6.2.2

# Pilastro 20, base del I ordine

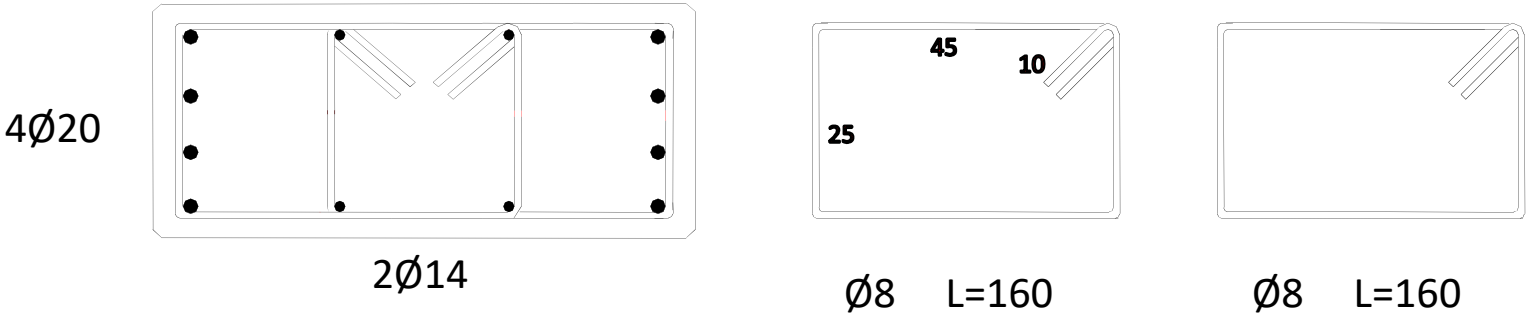
Il pilastro può essere armato con 8 ∅20 e 4 ∅14,
con doppia staffa




Poiché i momenti trasversali sono molto bassi
in questo caso non occorre una verifica a pressoflessione deviata

# Pilastro 20, base del I ordine

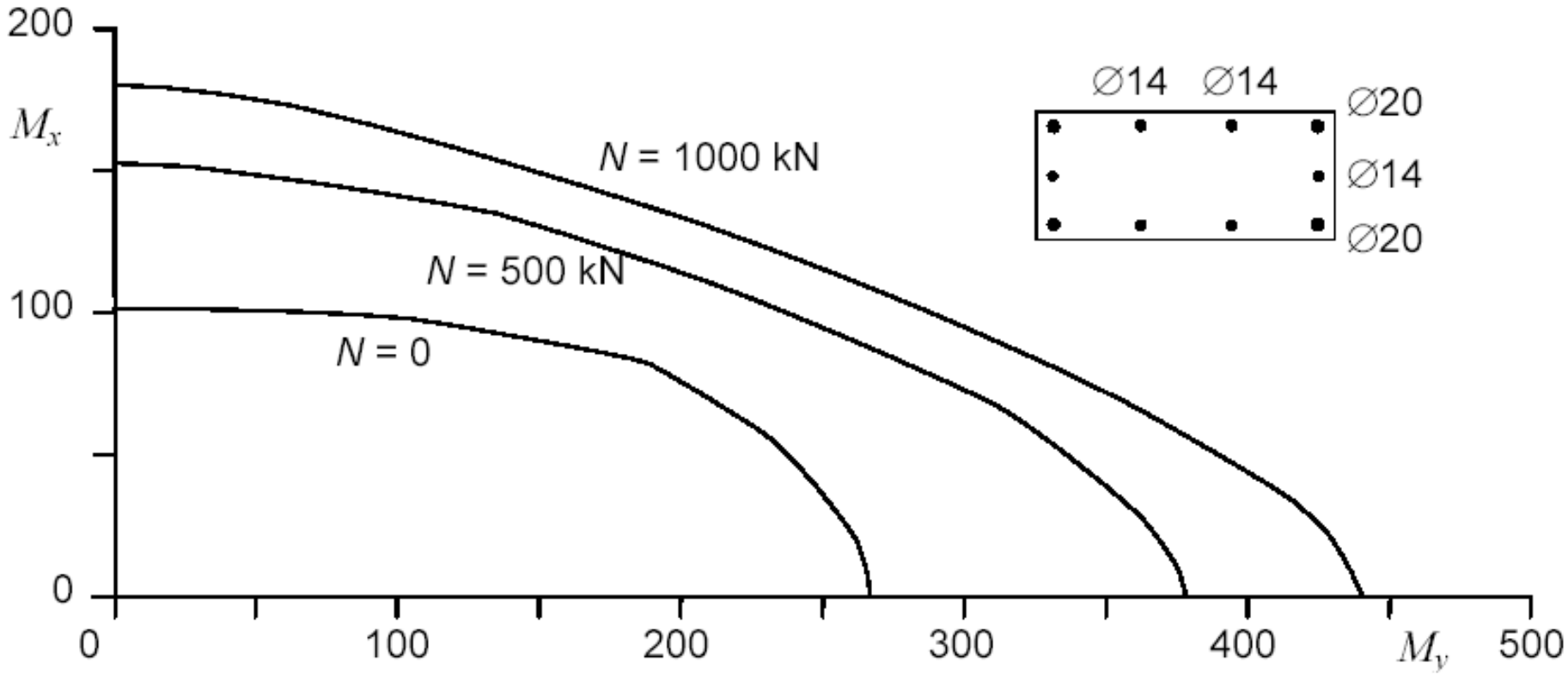
Il pilastro può essere armato con 8 ∅20 e 4 ∅14,
con doppia staffa




Ai piani superiori le caratteristiche di sollecitazioni si riducono, ma le armature non possono scendere al di sotto di 21 $cm^2$, cioè 4 ∅20 e 6 ∅ 14 (quindi 2 ∅ 20 e 1 ∅ 14 nel lato corto)

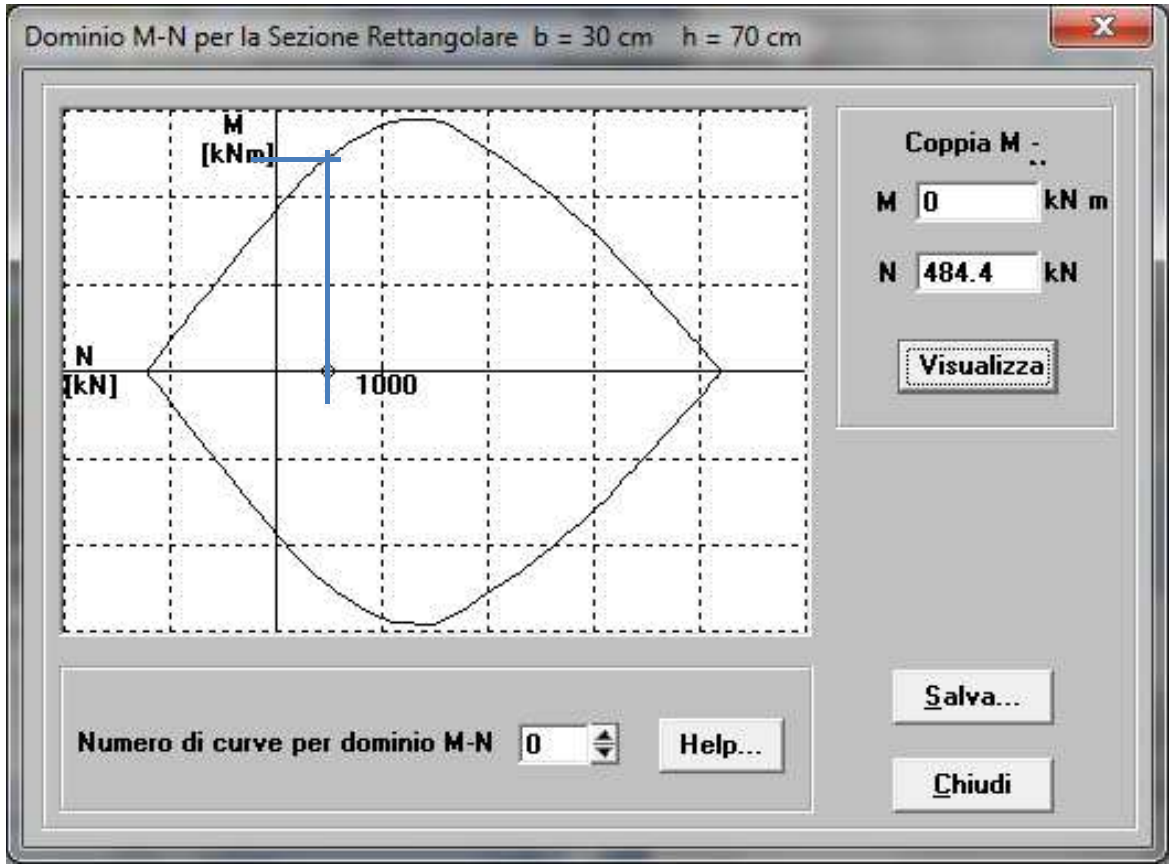
# Verifica a pressoflessione deviata

- Si possono usare domini di resistenza $M_x$, $M_y$, N



# Verifica a pressoflessione deviata

- Si possono usare domini di resistenza $M_x$, N e $M_y$, N per ottenere la resistenza a pressoflessione retta e poi usare formule semplificate

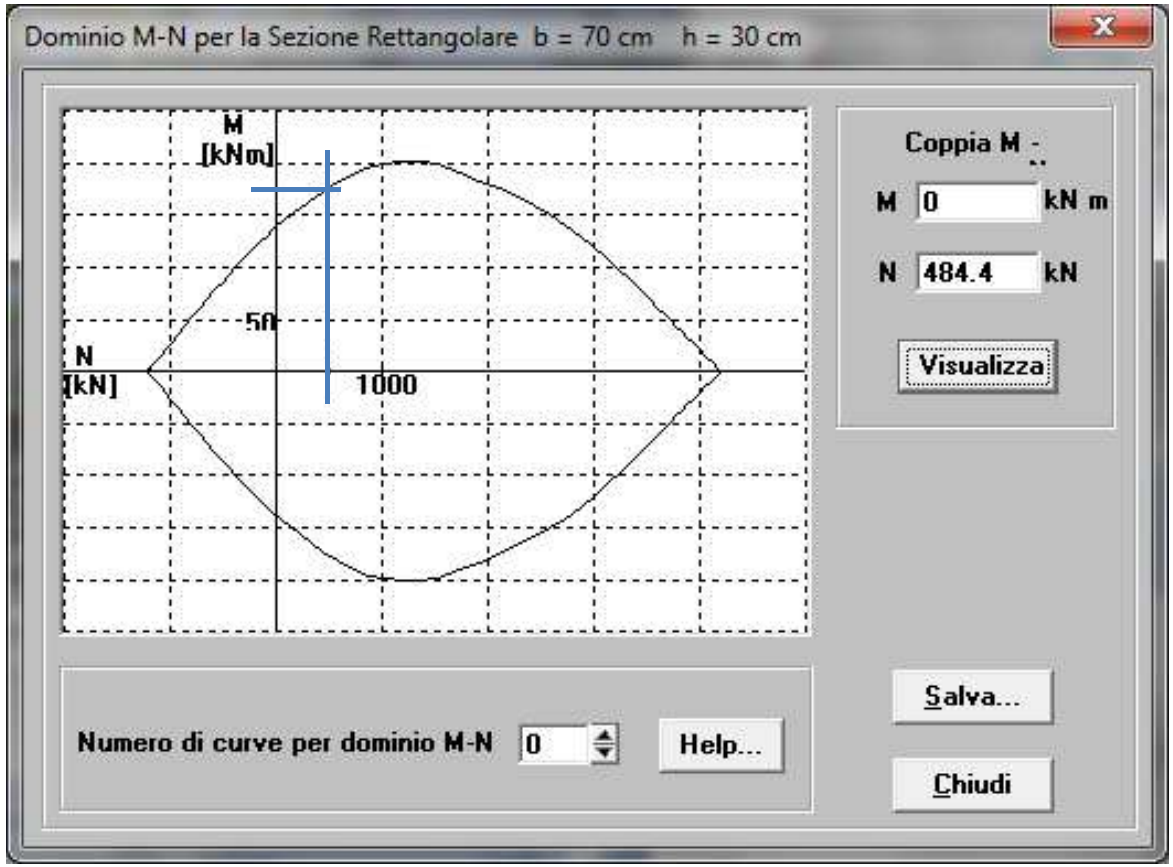



N = 484.4 kN

$M_{x,Rd}$ = 491.3 kNm

# Verifica a pressoflessione deviata

- Si possono usare domini di resistenza $M_x$, N e $M_y$, N per ottenere la resistenza a pressoflessione retta e poi usare formule semplificate




N = 484.4 kN

$M_{y,Rd}$ = 175.3 kNm

# Verifica a pressoflessione deviata

- Si possono usare domini di resistenza $M_x$, N e $M_y$, N per ottenere la resistenza a pressoflessione retta e poi usare formule semplificate

$$\left(\frac{M_{x,Ed}}{M_{x,Rd}}\right)^{1.5} + \left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}}\right)^{1.5} \leq 1$$

$$\left(\frac{445.0}{491.3}\right)^{1.5} + \left(\frac{29.7}{175.3}\right)^{1.5} = 0.906^{1.5} + 0.169^{1.5} =$$

$$= 0.862 + 0.069 = 0.931 < 1$$

# Definizione delle armature:
# armatura a flessione dei pilastri
# in tutte le altre sezioni

# Continua ...
# armatura a pressoflessione dei pilastri

Per la sezione alla base e in testa all'ultimo piano si usano i valori di calcolo

Per le altre sezioni, i momenti flettenti con cui armare si ricavano dai momenti resistenti delle travi

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 del coefficiente $\gamma_{Rd}$, in accordo con la formula:

$$\sum M_{C,Rd} \geq \gamma_{Rd} \cdot \sum M_{b,Rd} \, . \qquad (7.4.4)$$

dove:

$\gamma_{Rd}$ = 1,30 per le strutture in CD "A" e $\gamma_{Rd}$ = 1,10 per le strutture in CD "B",

ora 1.3

# Nelle sezioni diverse da quella di base

## I valori di progetto si ottengono dal criterio di gerarchia delle resistenze

"per ogni nodo trave-pilastro ed ogni direzione e verso dell'azione sismica, la resistenza complessiva dei pilastri deve essere maggiore della resistenza complessiva delle travi amplificata del coefficiente $\gamma_{Rd}$ in accordo con la formula

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

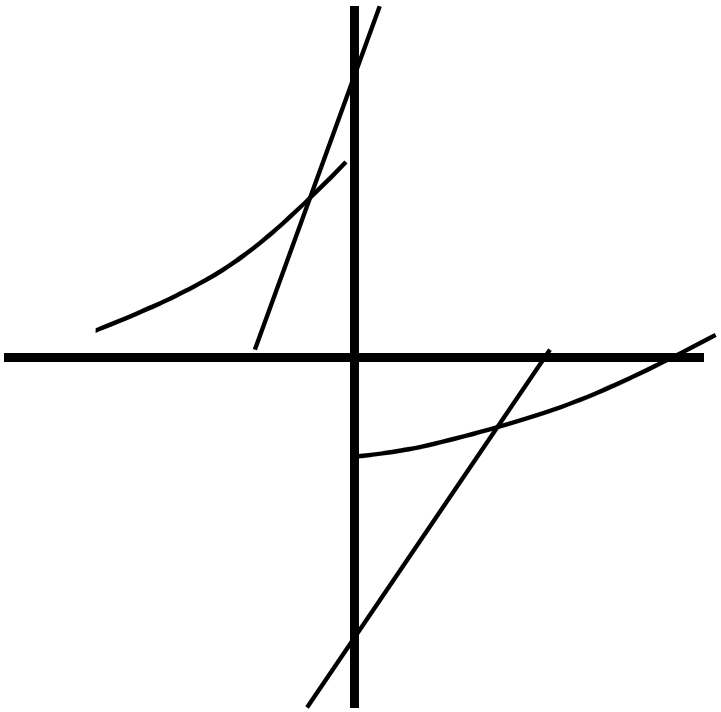
Nota: non è precisato come ripartire il momento tra pilastro superiore e inferiore

NTC 08, punto 7.4.4.2.1

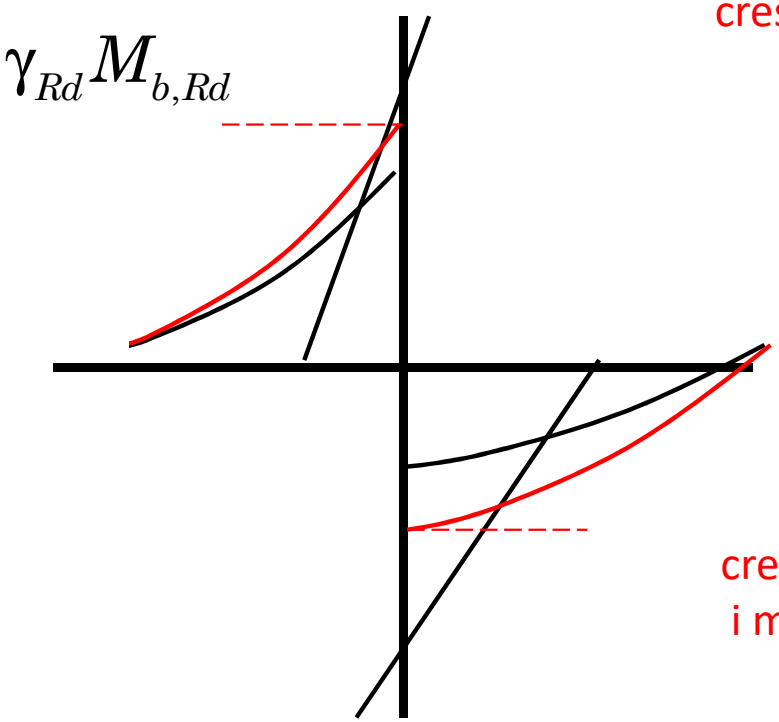
# Gerarchia delle resistenze

## pilastro - trave

I momenti nelle travi possono crescere



Nodo (momenti in equilibro)

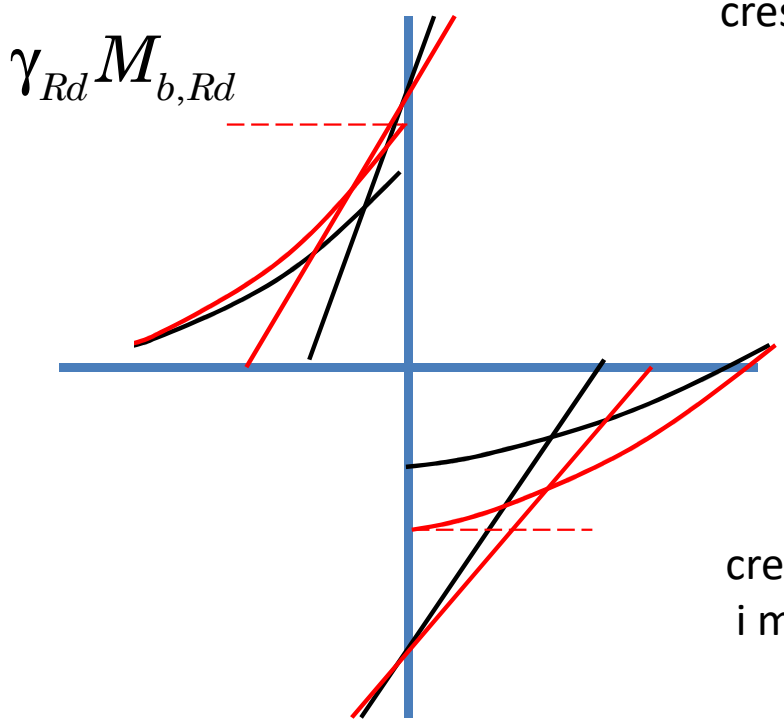



Devono crescere anche i momenti nei pilastri

# Gerarchia delle resistenze

## pilastro - trave

I momenti nelle travi possono crescere




Devono crescere anche i momenti nei pilastri

Se il comportamento fosse elastico, i momenti crescerebbero in proporzione
Ma la struttura va in campo plastico e non ha senso parlare di proporzione

Si può dare un qualsiasi aumento, purché logico e nel rispetto dell'equilibrio

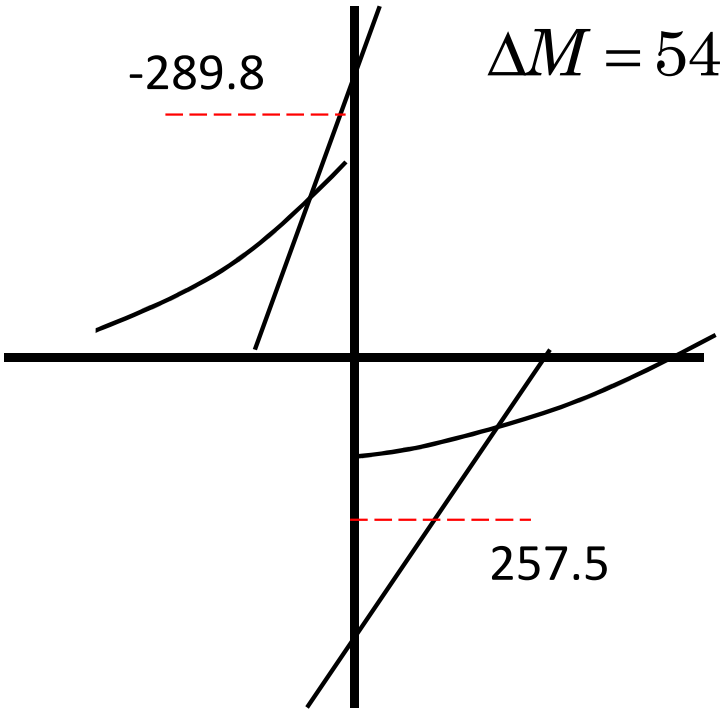
# Per la gerarchia delle resistenze:
## momenti resistenti delle travi

Tab. 6. Momenti resistenti nelle travi adiacenti al pilastro 20 (kNm)

| piano | | direzione $x$ | | | direzione $y$ | | | rip. |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | sin | des | $\Sigma M$ | sin | des | $\Sigma M$ | |
| 4 | $M^-_{Rd}$ | -97.3 | --- | 97.3 | -160.0 | -160.0 | 321.2 | 0.38 |
| | $M^+_{Rd}$ | 97.3 | --- | | 161.2 | 161.2 | | 0.62 |
| 3 | $M^-_{Rd}$ | -128.6 | --- | 128.6 | -225.0 | -225.0 | 450.0 | 0.42 |
| | $M^+_{Rd}$ | 97.3 | --- | | 225.0 | 225.0 | | 0.58 |
| 2 | $M^-_{Rd}$ | -161.2 | --- | 161.2 | -289.8 | -289.8 | 547.3 | 0.46 |
| | $M^+_{Rd}$ | 161.2 | --- | | 257.5 | 257.5 | | 0.54 |
| 1 | $M^-_{Rd}$ | -161.2 | --- | 161.2 | -289.8 | -289.8 | 547.3 | 0.50 |
| | $M^+_{Rd}$ | 161.2 | --- | | 257.5 | 257.5 | | 0.50 |

Poiché i pilastri mantengono la stessa sezione ai vari piani, ho ripartito il momento (per tutti i pilastri) in proporzione al rapporto tra i tagli globali di piano

# Equilibrio del nodo




$$\Delta M = 547.3 \text{ kNm}$$

Taglio piano 3: 1285 kN

$$\frac{1285}{1285+1501} = 0.46$$

Taglio piano 2: 1501 kN

$$\frac{1501}{1285+1501} = 0.54$$

Nodo del 2° impalcato
in direzione y

Ovviamente è una
scelta soggettiva

# Per la gerarchia delle resistenze:
## valori di calcolo dei pilastri

Tab. 7. Pilastro 20, valori per il progetto delle armature o la verifica delle sezioni

| piano | $M_y$ (kNm) | $M_x$ (kNm) | $N$ (kN) | | $M_y$ (kNm) | $M_x$ (kNm) | $N$ (kN) | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 5 | ***48.1*** | 53.7 | 74.7 | 105.2 | 28.5 | ***158.7*** | 81.7 | 98.2 |
| 4 | ***78.4*** | 93.7 | 178.1 | 288.7 | 31.4 | ***258.9*** | 204.2 | 262.7 |
| 3 | ***97.0*** | 123.7 | 260.1 | 492.4 | 37.7 | ***339.3*** | 315.5 | 437.0 |
| 2 | ***113.2*** | 151.3 | 325.4 | 713.8 | 42.2 | ***384.2*** | 418.0 | 621.1 |
| 1 testa | ***104.8*** | 107.9 | 353.6 | 903.0 | ***31.4*** | ***355.7*** | 484.4 | 772.1 |
| 1 piede | 68.6 | 231.5 | | | 38.4 | 445.0 | | |

Ho usato in una direzione i valori da gerarchia delle resistenze e nell'altra i valori di calcolo (o, se maggiore, 0.3 x valori ger. resist. nell'altra direzione)

# Per la gerarchia delle resistenze:
## valori di calcolo dei pilastri

Considerazioni:

- I pilastri “di piatto” possono essere considerati secondari, se portano una aliquota molto bassa del taglio di piano

  Esempio: pilastro 20 direzione x porta 1.7÷2.5% del taglio di piano
- In tal caso non sarebbe necessario tener conto della gerarchia delle resistenze
- Io in genere l’ho fatto comunque, perché mi bastava l’armatura minima

# Per la gerarchia delle resistenze:
## valori di calcolo dei pilastri

Considerazioni:

- Uno dei pilastri “di piatto” (il 24) è più sollecitato perché compreso tra due pilastri “di coltello”

  Il pilastro 24 direzione x porta 2.1÷4.4% del taglio di piano,
  mentre i pilastri di coltello portano 6÷7% del taglio di piano

- Comunque non è tanto sollecitato e potrei non tener conto della gerarchia delle resistenze
- Io l’ho fatto in parte, nel senso che ho fatto il calcolo e ho messo un’armatura maggiore della minima ma non pienamente rispettosa della gerarchia delle resistenze

# Tabella dei pilastri

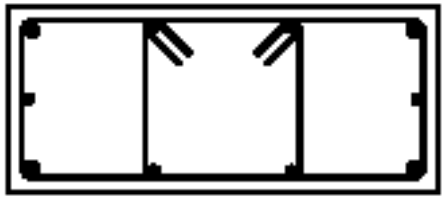
| | ordine | V | IV | III | II | I | dalla fondazione |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| pilastro | sezione | armatura | | | | | |
| 1 | 70×30 | A | A | A | B | C | C |
| 2 | 70×30 | A | A | A | B | C | C |
| 3 | 70×30 | A | A | A | B | C | C |
| 4 | 30×70 | A | A | A | B | B | B |
| 5 | 30×70 | A | A | A | B | B | B |
| 6 | 30×70 | A | A | A | B | B | B |
| 7 | 30×70 | A | A | A | B | B | B |
| 8 | 30×70 | A | A | A | B | B | B |
| 9 | 30×70 | A | A | A | B | B | B |
| 10 | 70×30 | A | A | A | B | B | B |
| 11 | 70×30 | A | A | A | B | B | B |
| 12 | 70×30 | A | A | A | B | B | B |
| 13 | 30×70 | A | A | C | C | D | D |
| 14 | 30×70 | A | A | A | B | B | B |

# Tabella dei pilastri

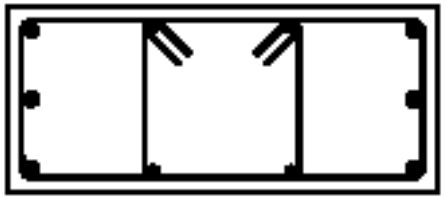
| | ordine | V | IV | III | II | I | dalla fondazione |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| pilastro | sezione | armatura | | | | | |
| 15 | 30×70 | A | A | A | B | B | B |
| 16 | 30×70 | A | A | A | B | B | B |
| 17 | 70×30 | A | A | A | B | B | B |
| 18 | 70×30 | A | A | A | B | B | B |
| 19 | 70×30 | A | A | A | B | B | B |
| 20 | 30×70 | A | A | C | C | D | D |
| 21 | 70×30 | A | A | A | B | B | B |
| 22 | 70×30 | A | A | A | B | B | B |
| 23 | 70×30 | A | A | A | B | B | B |
| 24 | 70×30 | A | A1 | A1 | B1 | B1 | B1 |
| 25 | 70×30 | A | A | A | B | B | B |
| 26 | 70×30 | A | A | A | B | B | B |
| 27 | 30×70 | A | A | C | C | D | D |

# Tabella dei pilastri

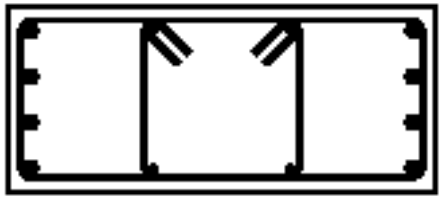
SEZIONI



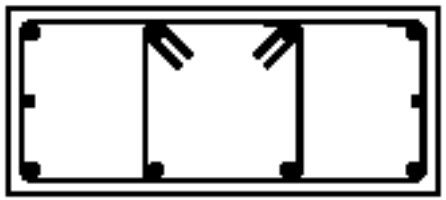
A 30×70
4∅20 + 6∅14



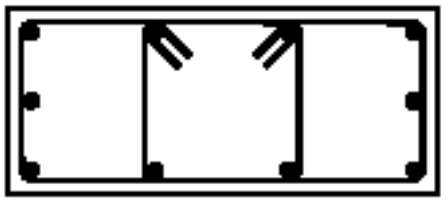
B 30×70
6∅20 + 4∅14



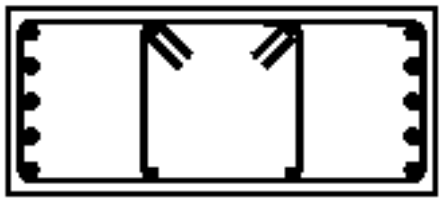
C 30×70
8∅20 + 4∅14



A1 30×70
8∅20 + 2∅14

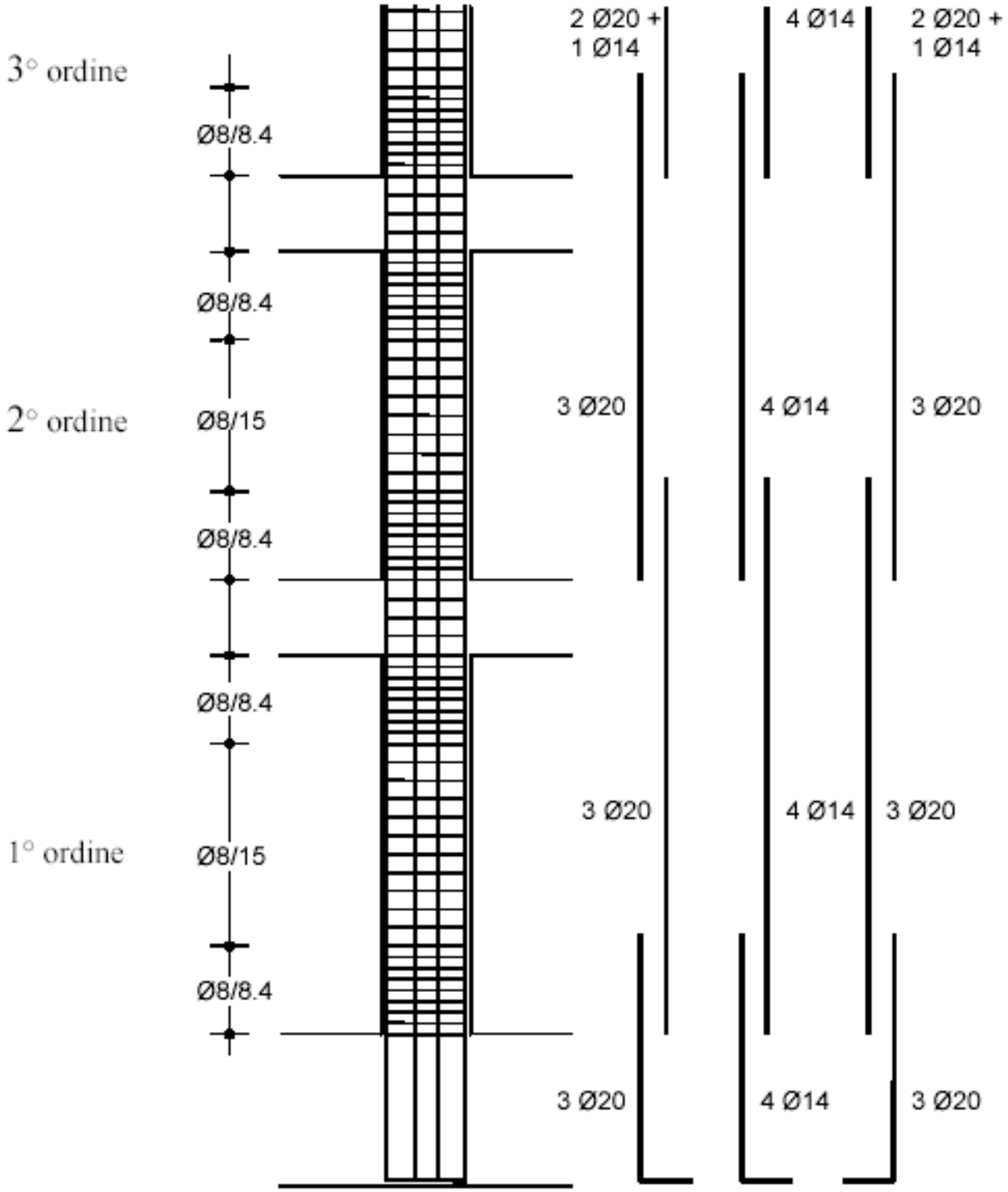


B1 30×70
10∅20



D 30×70
10∅20 + 4∅14

# Pilastri: sezione verticale



# Quarto passo
# armatura a taglio dei pilastri

- I valori del taglio vanno calcolati con lo stesso criterio mostrato per le travi

# Definizione delle armature: armatura a taglio dei pilastri

# Armatura trasversale nei pilastri
## limiti di normativa

Zona critica:
dall'estremità del pilastro un tratto pari alla maggiore delle seguenti quantità:

Per EC8, 5.5.3.2.2 in CD "H"

- il lato maggiore della sezione trasversale — 1.5 h
- un sesto dell'altezza netta del pilastro
- 45 cm — 60 cm
- tutto il pilastro, se la sua altezza è inferiore a 3 volte il lato maggiore della sezione

Per il pilastro 30x70: 70 cm

NTC 08, punto 7.4.6.1.2 – Eurocodice 8, parte 1.1, punto 5.4.3.2.2

# Armatura trasversale nei pilastri
## limiti di normativa

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, dovrà essere trattenuta da staffe interne o da legature;
- le barre non fissate devono trovarsi a meno di 20 cm (CD"B") o 15 cm (CD"A") da una barra fissata

Le staffe disegnate vanno bene

NTC 08, punto 7.4.6.2.2

# Armatura trasversale nei pilastri
## limiti di normativa

Il diametro delle staffe di contenimento e legature non deve essere inferiore a 6 mm.

suggerisco 8 mm per le staffe

Nelle zone critiche esse saranno disposte ad un passo pari alla più piccola delle quantità seguenti:

| per CD “B” | per CD “A” |
|---|---|
| 1/2 lato minore sezione | 1/3 lato minore sezione |
| 175 mm | 125 mm |
| 8 Ømin,lon | 6 Ømin,lon |

Nei tratti di estremità si devono quindi disporre Ø8 / 8.4

Nella parte centrale si metteranno Ø8 / 15

NTC 08, punto 7.4.6.2.2 – EC8, parte 1.1, punti 5.4.3.2.2(11) e 5.5.3.2.2(12)

# Armatura trasversale nei pilastri
## limiti di normativa

Per le staffe viene inoltre indicato come valore minimo

per CD "B"
per CD "A", zona non critica

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

per CD "A", zona critica

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

Per pilastro 30x70, calcestruzzo C25/30, acciaio B450C, CD "A"

$b_{st}$ = 25 cm $\quad A_{st} \geq 7.24 - 10.86\ \mathrm{cm^2/m}$ ovvero $\varnothing 8 / 13.8 - 9.2$

$b_{st}$ = 65 cm $\quad A_{st} \geq 18.82 - 28.24\ \mathrm{cm^2/m}$ ovvero $2\varnothing 8 / 10.6 - 7.1$

Questi valori sembrano eccessivi e non trovano riscontro nell'Eurocodice 8

NTC 08, punto 7.4.6.2.2

# Duttilità
# e armatura trasversale

- Richiesta di normativa europea ed italiana:
  "le zone dove potenzialmente possono formarsi cerniere plastiche devono avere grandi capacità di compiere rotazioni plastiche"

- La domanda di duttilità può essere espressa, in termini di curvatura, con

$$\mu_\varphi \geq \begin{cases} 2\,q_0 - 1 & \text{per } T_1 \geq T_C \\ 1 + 2\left(q_0 - 1\right) T_C / T_1 & \text{per } T_1 < T_C \end{cases}$$

- Questa deriva dall'ipotesi che la duttilità in termini di spostamento $\mu_\delta$ sia legata a quella in termini di curvatura da

$$\mu_\varphi = 2\,\mu_\delta - 1 \quad \text{e} \quad \mu_\delta \geq \begin{cases} q & \text{per } T_1 \geq T_C \\ 1 + \left(q - 1\right) T_C / T_1 & \text{per } T_1 < T_C \end{cases}$$

NTC 08, punto 7.4.4 NTC15, punto 7.4.4.1.2 EC8, punto 5.2.3.4

# Duttilità
# e armatura trasversale

- Richiesta di normativa europea ed italiana:
  "le zone dove potenzialmente possono formarsi cerniere plastiche devono avere grandi capacità di compiere rotazioni plastiche"

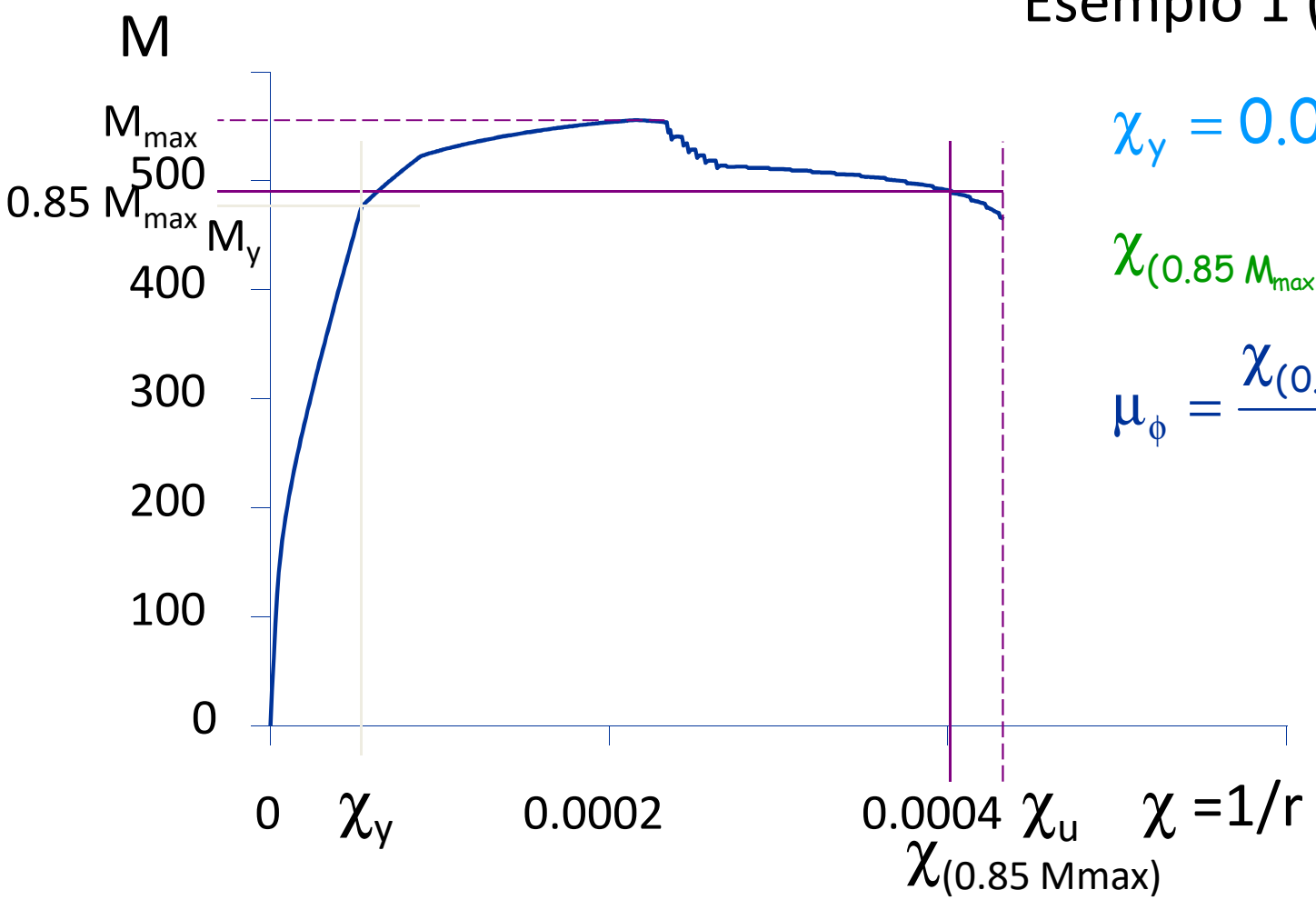
- La duttilità disponibile, in termini di curvatura, può essere valutata come rapporto tra
  - Curvatura corrispondente al raggiungimento della deformazione ultima del calcestruzzo confinato (o dell'acciaio) oppure ad una riduzione del 15% della resistenza massima
  - Curvatura al limite dello snervamento

La deformazione ultima del calcestruzzo dipende dal confinamento fornito dalle staffe

NTC 08, punto 7.4.4 NTC15, punto 7.4.4.1.2 EC8, punto 5.2.3.4

# Duttilità
# e armatura trasversale

- Duttilità disponibile




Esempio 1 (N medio)

$$\chi_y = 0.000054$$

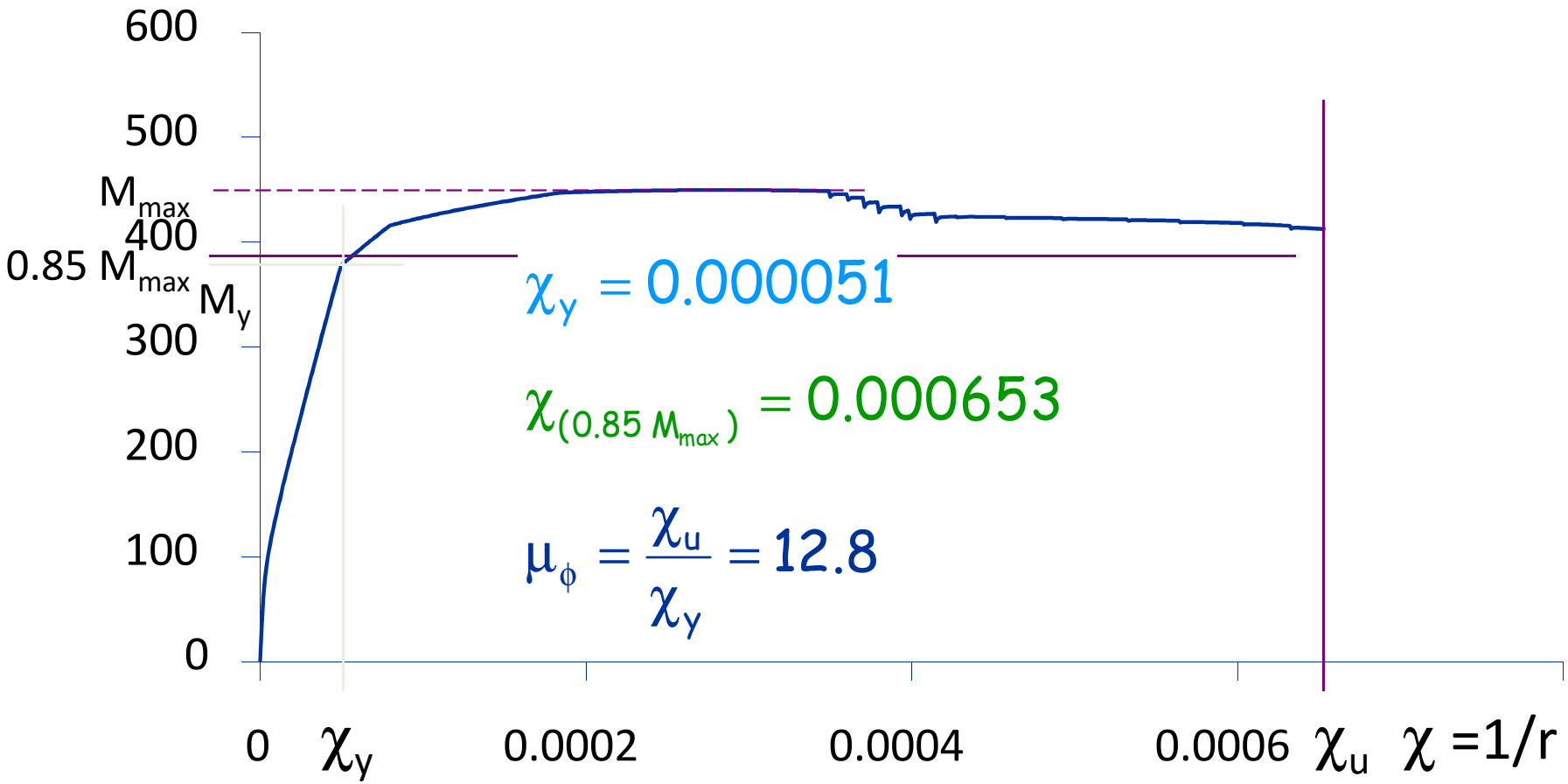
$$\chi_{(0.85\ M_{max})} = 0.000405$$

$$\mu_\phi = \frac{\chi_{(0.85 M_{max})}}{\chi_y} = 7.5$$

# Duttilità
# e armatura trasversale

- Duttilità disponibile

Esempio 2 (N basso)



# Duttilità
# e armatura trasversale

- Richiesta di normativa europea ed italiana:
  "le zone dove potenzialmente possono formarsi cerniere plastiche devono avere grandi capacità di compiere rotazioni plastiche"

- In alternativa si può controllare che la quantità di staffe sia tale da avere

$$\alpha\, \omega_{wd} \geq 30\, \mu_\varphi \nu_d\, \varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_o} - 0.35$$

con

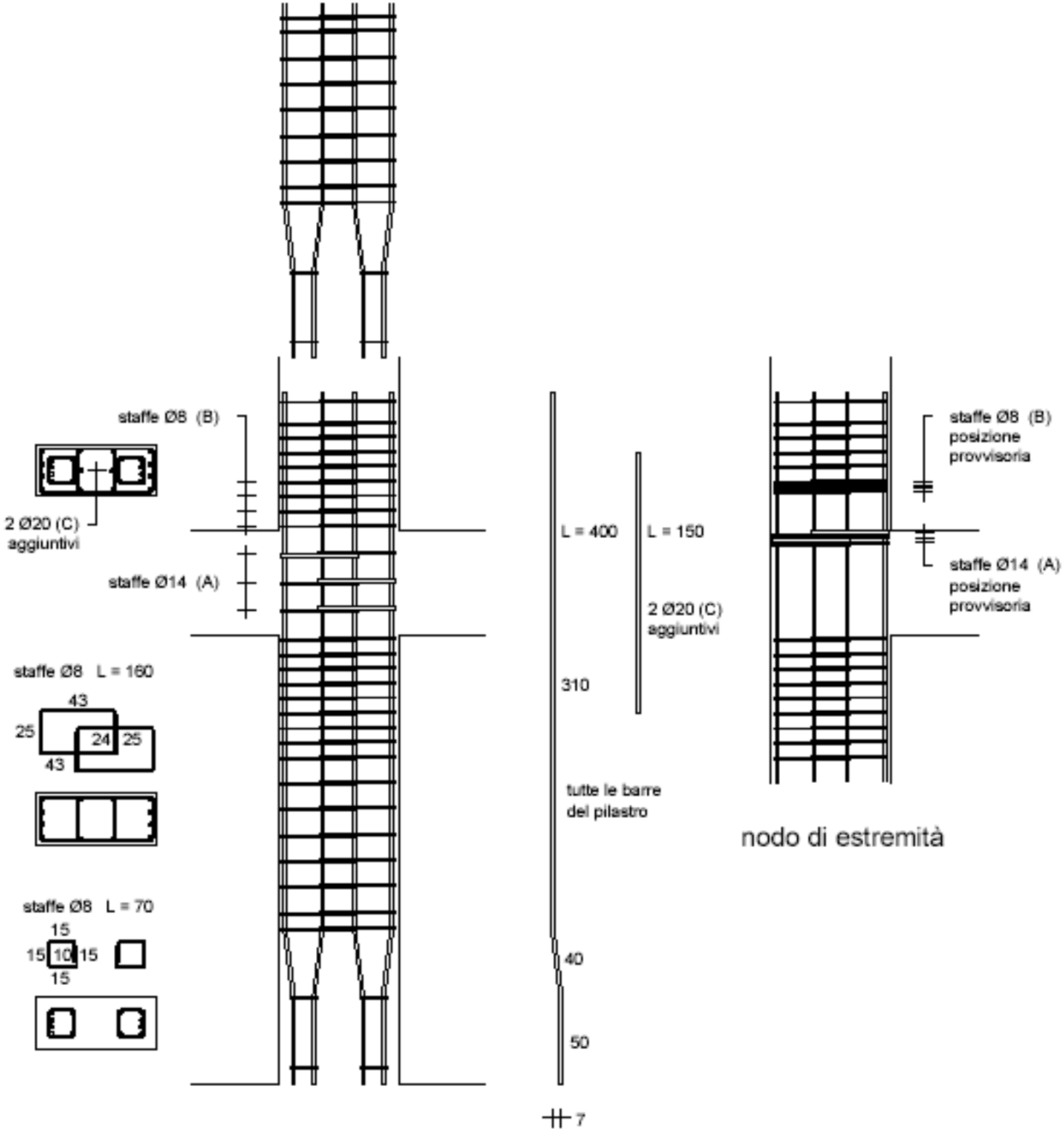
$\alpha$ coefficiente di efficacia del confinamento

$\omega_{wd}$ percentuale meccanica di staffe $\omega_{wd} = \frac{\sum A_{st}\, l_{st}}{b_0\, h_0\, s} \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$

$\nu_d$ forza assiale normalizzata $\nu_d = N_{Ed} / b\, h\, f_{cd}$

$b_c$ dimensione minima della sezione

$b_0$ dimensione minima del nucleo confinato

NTC15, punto 7.4.6.2.2 EC8, punto 5.4.3.2.2

# Possibile dettaglio costruttivo