

Corso di aggiornamento
Progettazione strutturale e
Norme Tecniche per le Costruzioni 2008

**Validazione del progetto strutturale
secondo le indicazioni del capitolo 10 delle NTC08**

5 - Esame delle armature

Aula magna dell'ITCG G. Spagna, Spoleto

1 febbraio 2012

Aurelio Ghersi

Processo progettuale tradizionale

Modellazione della struttura



Risoluzione degli schemi base



Inviluppo dei risultati



~~Definizione delle armature
in base all'inviluppo~~

No: occorre tener conto della
gerarchia delle resistenze

Gerarchia delle resistenze

Travi - elementi duttili, che si devono plasticizzare a flessione durante il sisma per dissipare energia



L'armatura a flessione delle travi deve essere definita in base ai risultati del calcolo

Nota: in realtà è poco influente il fatto che qualche trave sia meno armata e si plasticizzi prima del previsto



Tutto il resto (armatura a taglio delle travi, armatura a flessione e a taglio dei pilastri, ecc.) è definito a partire dall'armatura a flessione delle travi

Travi
armatura a flessione

Esame dell'armatura:

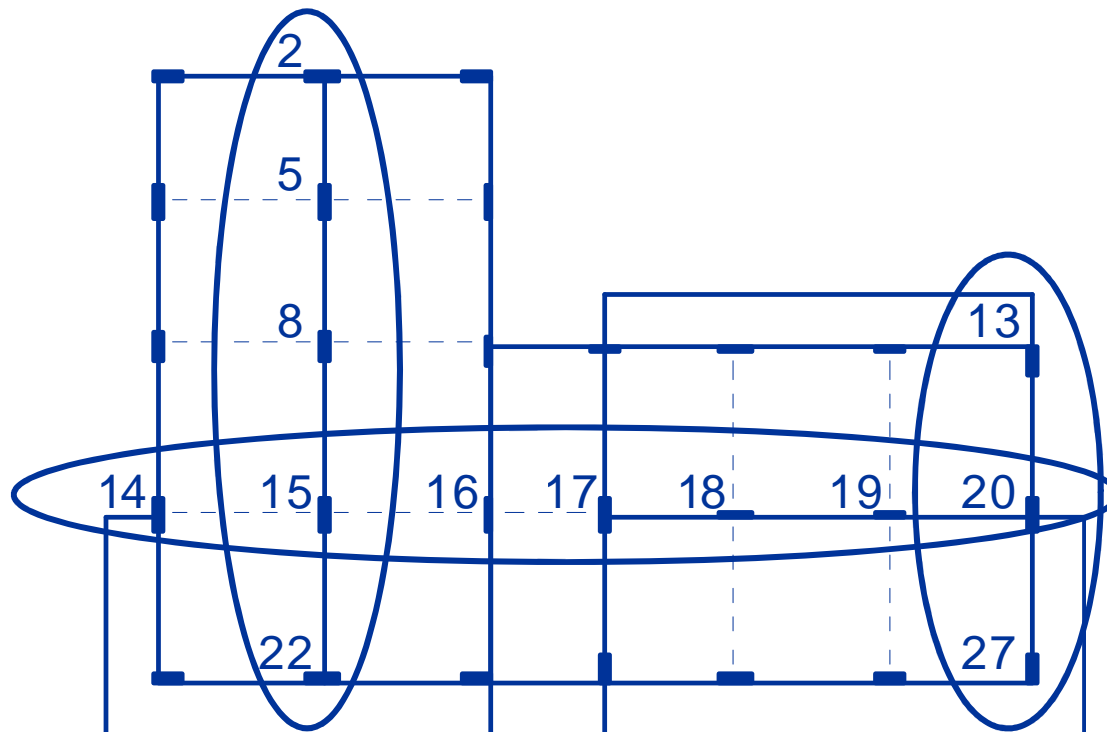
armatura a flessione delle travi

- esaminare globalmente gli elaborati, per valutare la uniformità delle armature o la presenza di travi particolarmente armate
- giudicare se armature particolarmente forti o particolarmente deboli hanno una logica ben chiara
- guardare a campione uno o più diagrammi dei momenti flettenti
- i risultati mostrano anche momenti torcenti e sforzi normali ?
quasi sempre questo è assolutamente privo di senso

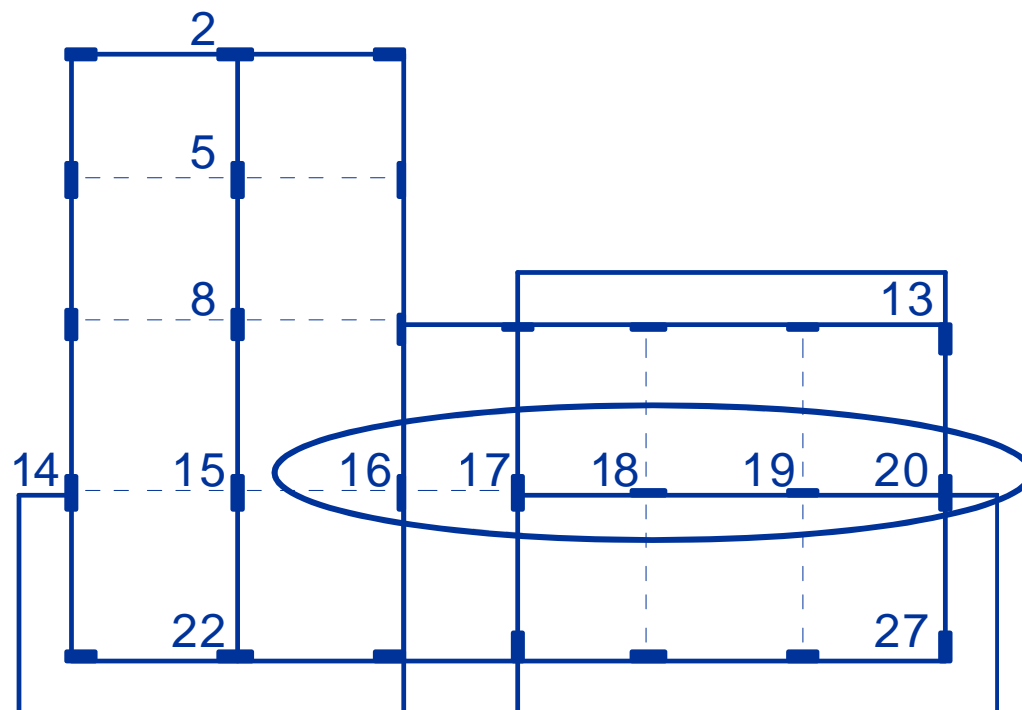
Esame dell'armatura: armatura a flessione delle travi

Si parte dall'involuppo dei risultati

Si esaminano come esempio la trave 14-20, la trave 22-2 (molto caricata da carichi verticali) e la trave 27-13 (maggiormente sollecitata da sisma, anche per effetto della rotazione)



Trave 14-20



Trave 14-20

momento flettente per schemi di carico base

I impalcato - analisi modale, CD "A"

	q max	q min	Fx	Fy	M(Fx)	M(Fy)
16	-25.8	-15.6	22.1	5.6	0.3	0.5
17	-28.0	-16.9	-15.6	-3.9	-0.2	-0.3
17	-40.0	-23.9	110.4	27.8	1.7	2.4
18	-52.6	-31.5	-159.5	-40.1	-2.4	-3.5
18	-79.1	-47.3	168.6	42.4	2.5	3.7
19	-84.1	-50.3	-169.3	-42.6	-2.5	-3.7
19	-63.6	-38.0	152.3	38.3	2.3	3.4
20	-37.8	-22.6	-115.0	-28.9	-1.7	-2.5

Trave 14-20

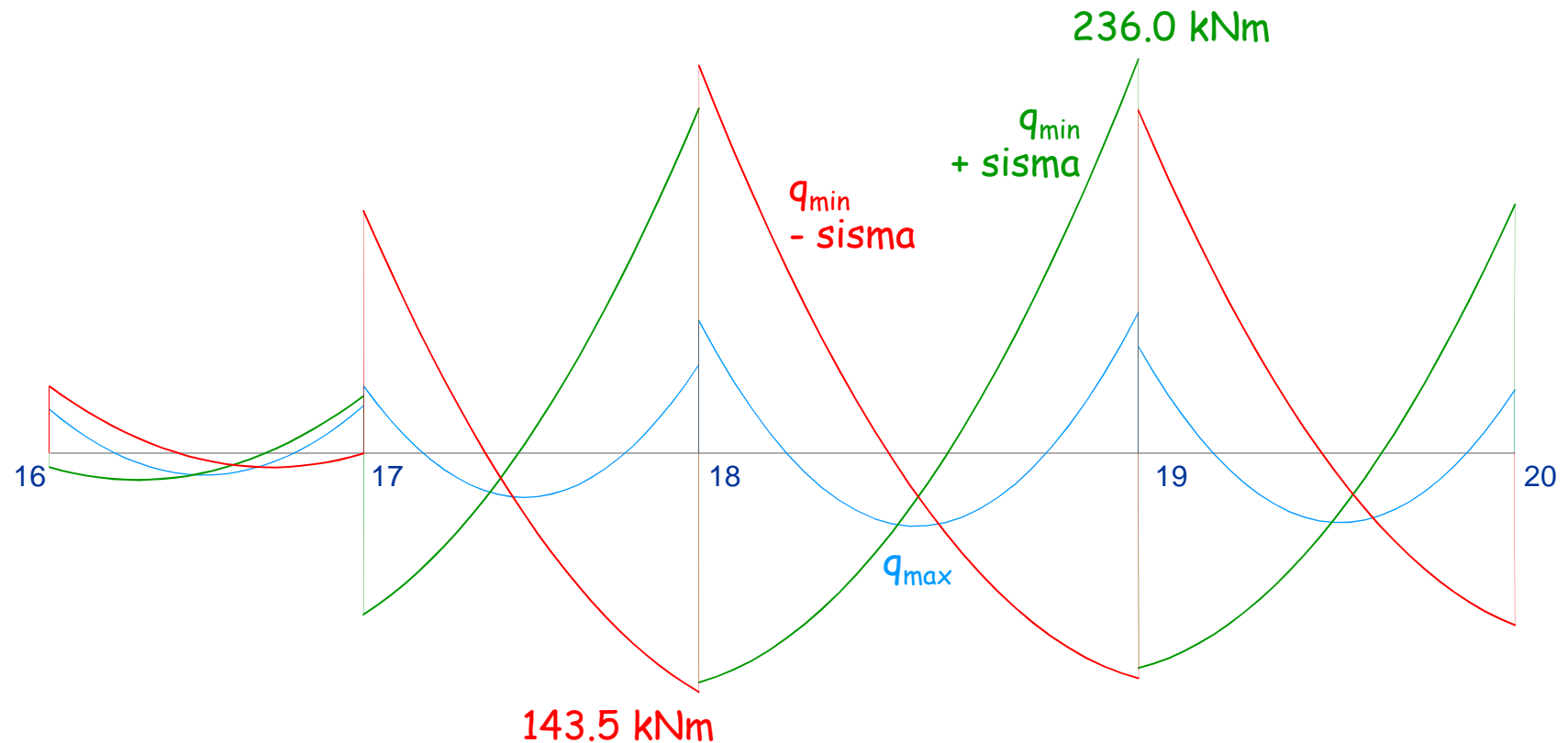
momento flettente

II impalcato

	q max	q min	Fx	Fy	M(Fx)	M(Fy)	sisma x	sisma y	x+0.3 y
16	-25.8	-15.6	22.1	5.6	0.3	0.5	22.4	6.0	24.2
17	-28.0	-16.9	-15.6	-3.9	-0.2	-0.3	-15.8	-4.3	-17.1
17	-40.0	-23.9	110.4	27.8	1.7	2.4	112.1	30.2	121.1
18	-52.6	-31.5	-159.5	-40.1	-2.4	-3.5	-161.9	-43.7	-175.0
18	-79.1	-47.3	168.6	42.4	2.5	3.7	171.1	46.1	184.9
19	-84.1	-50.3	-169.3	-42.6	-2.5	-3.7	-171.8	-46.3	-185.7
19	-63.6	-38.0	152.3	38.3	2.3	3.4	154.6	41.7	167.1
20	-37.8	-22.6	-115.0	-28.9	-1.7	-2.5	-116.7	-31.5	126.2

Trave 14-20

diagramma del momento flettente (CD"A")

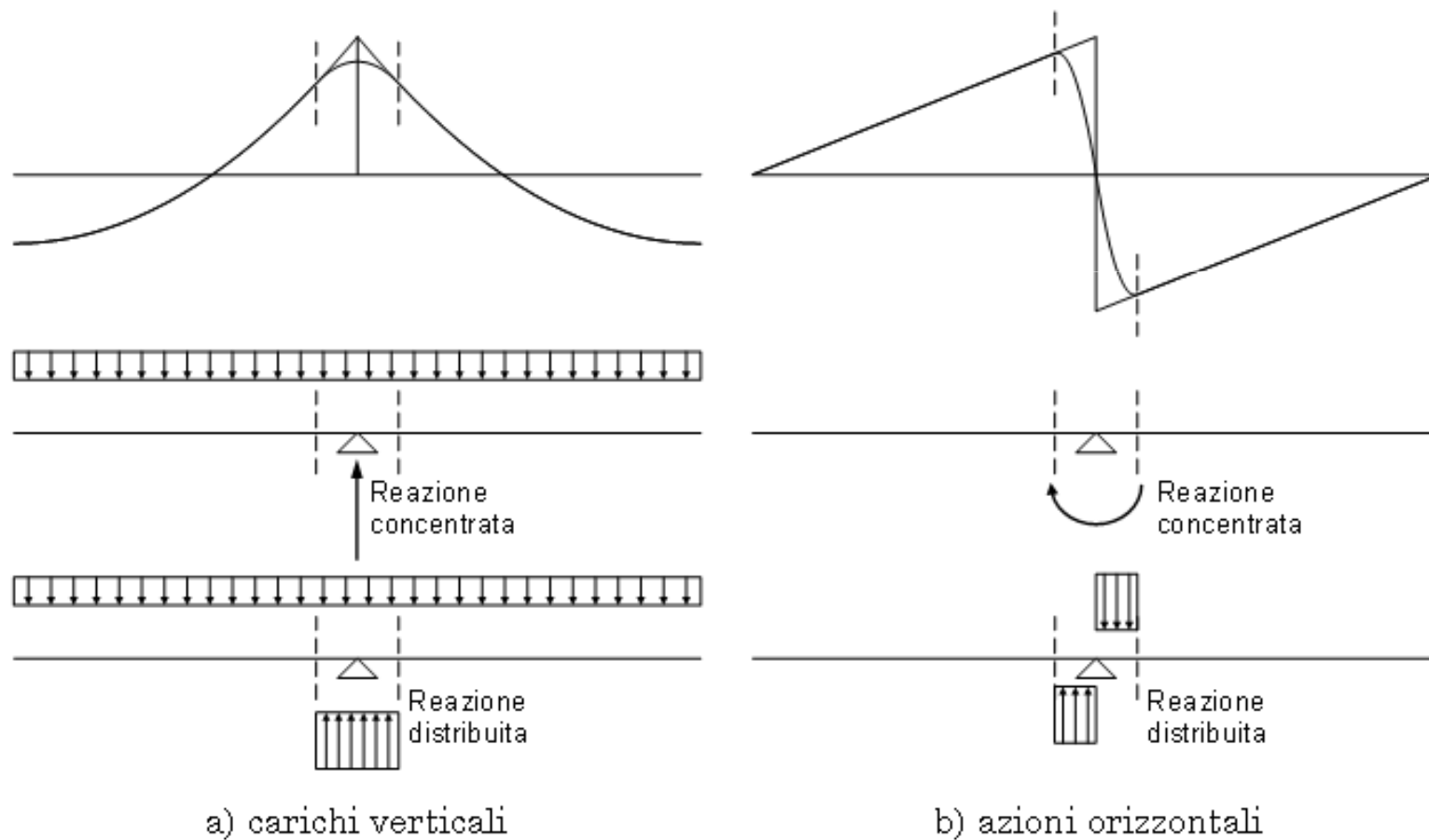


Esame dell'armatura:

armatura a flessione delle travi

- Si parte dall'involuppo dei risultati
 - È possibile far riferimento ai valori a filo pilastro

Quali valori di M ? meglio i valori al filo pilastro



Esame dell'armatura:

armatura a flessione delle travi

- Si parte dall'involuppo dei risultati
 - È possibile far riferimento ai valori a filo pilastro
- Per la verifica delle sezioni si usano le formule tradizionali

$$M = \frac{b d^2}{r'^2}$$

Trave 14-20

verifica della sezione

Momento sollecitante massimo (negativo):

$$M_{Ed} = 236.0 \text{ kNm (in asse)} \quad 181.9 \text{ kNm (a filo)}$$

Momento resistente:

con semplice armatura
($r = 0.0197$)

$$M_{Rd} = \frac{b d^2}{r^2} = 242.4 \text{ kNm}$$

con doppia armatura
($u=0.25$, $r'=0.0171$)

$$M_{Rd} = \frac{b d^2}{r'^2} = 321.7 \text{ kNm}$$

La sezione è pienamente accettabile
(anche senza armatura in compressione)

Esame dell'armatura:

armatura a flessione delle travi

- Si parte dall'involuppo dei risultati
 - È possibile far riferimento ai valori a filo pilastro
- Per il progetto (o il controllo) si usano le formule tradizionali

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

Nota: il diagramma dei momenti risente molto dell'effetto del sisma (forti valori positivi all'appoggio) Questo può condizionare la disposizione delle barre di armatura

Trave 14-20

armatura longitudinale

Momento sollecitante (negativo): $M_{Ed} = 181.9 \text{ kNm}$

Area di ferro: $A_s = \frac{M}{0.9 d f_{yd}} = 9.22 \text{ cm}^2$

Momento sollecitante (positivo): $M_{Sd} = 129.5 \text{ kNm}$

Area di ferro: $A_s = \frac{M}{0.9 d f_{yd}} = 6.57 \text{ cm}^2$

Armatura: $4 \varnothing 14 + 1 \varnothing 20 \text{ sup}$ $3 \varnothing 14 + 1 \varnothing 20 \text{ inf}$
(pienamente accettabile)

Armatura longitudinale limiti di normativa

Posto: $\rho = \frac{A_s}{b h}$ $\rho_{comp} = \frac{A_{s, comp}}{b h}$

Deve essere: $\frac{1.4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3.5}{f_{yk}}$

Nel caso in esame questo implica che

$$5.86 \text{ cm}^2 < A_s < A_{s, comp} + 14.65 \text{ cm}^2$$

La condizione è soddisfatta

Armatura longitudinale

limiti di normativa

Ulteriori prescrizioni:

- Disporre sempre almeno 2 $\varnothing 14$ sia sup. che inf.
- Armatura compressa almeno pari al 25% della armatura tesa, sempre, e al 50% della armatura tesa, nelle "zone critiche"
- Armatura superiore, sempre almeno 1/4 dell'armatura massima disposta agli estremi

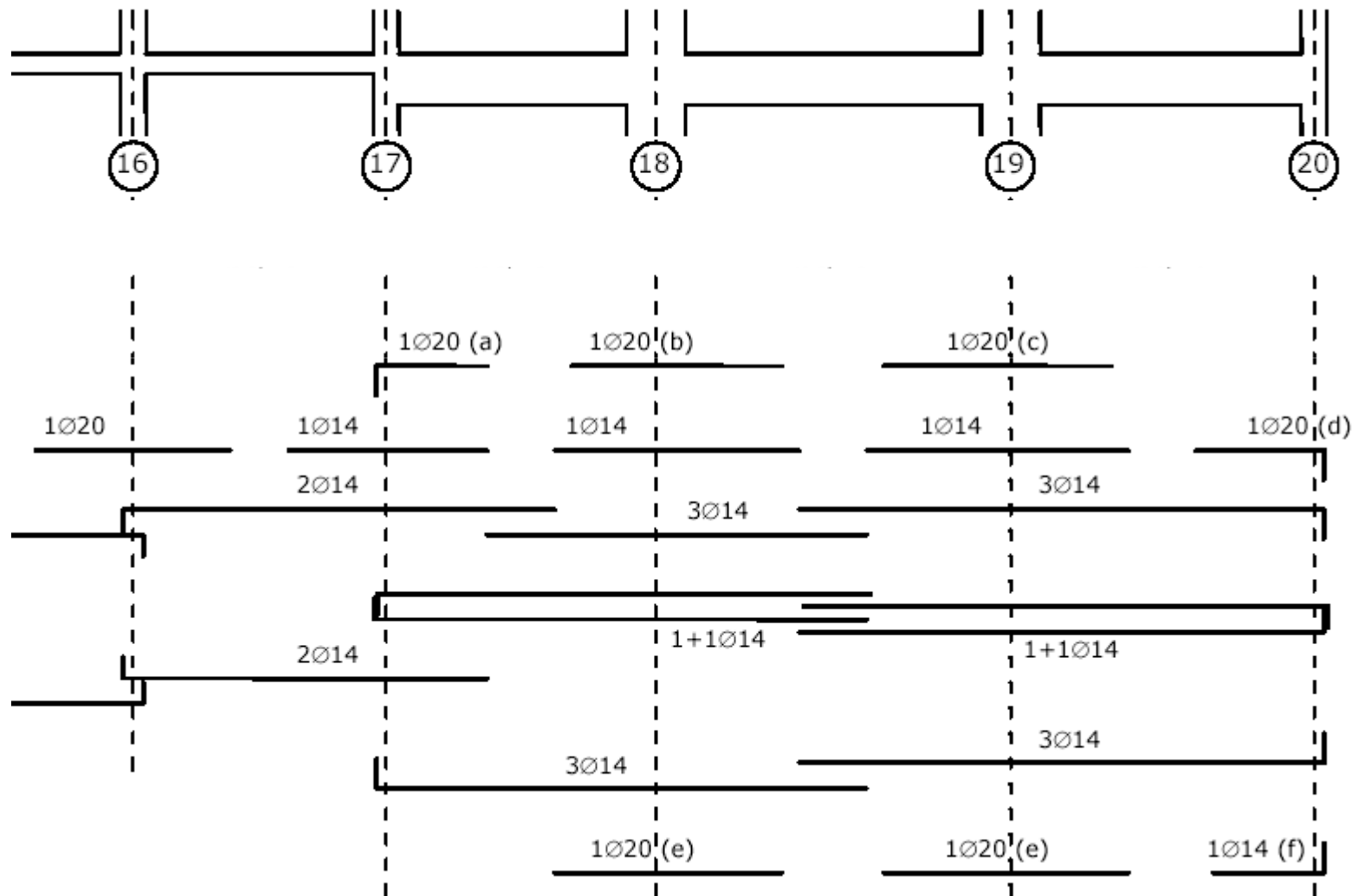
Zona critica - dal filo pilastro un tratto pari a:

h_{trave} per DC"B"

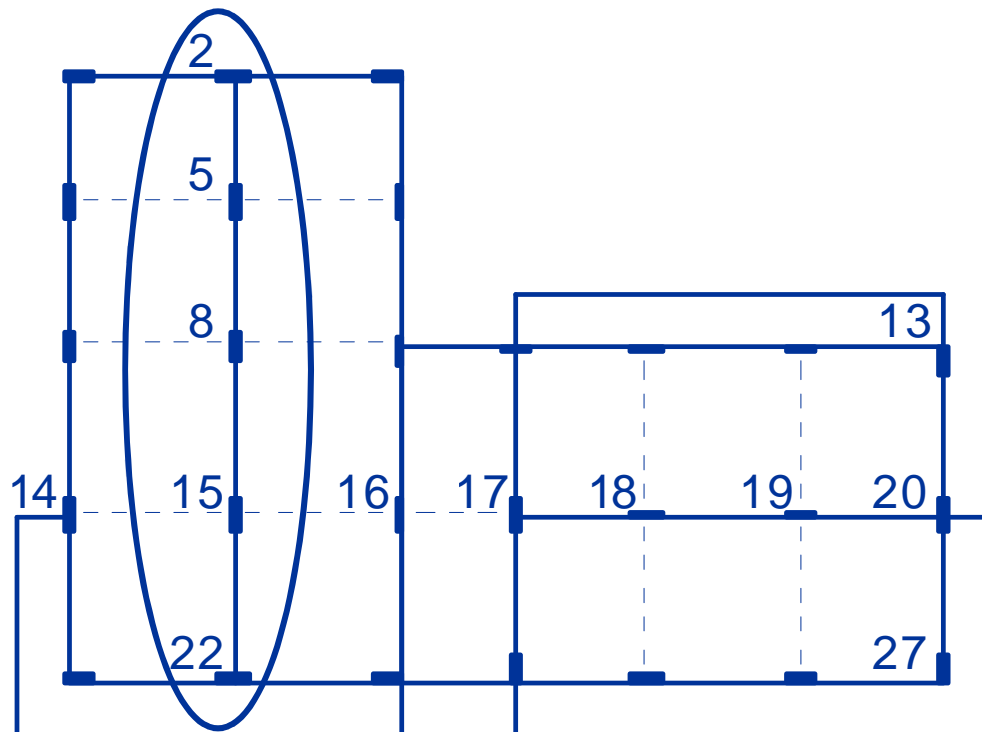
$1.5 h_{trave}$ per DC"A"

Trave 14-20

armature a flessione



Trave 22-2



Trave 22-2

momento flettente per schemi di carico base

I impalcato - analisi modale, CD "A"

	q max	q min	Fx	Fy	M(Fx)	M(Fy)
22	-51.5	-30.8	-18.3	67.9	-4.2	-6.1
15	-93.3	-55.6	23.2	-86.0	5.3	7.8
15	-82.0	-47.5	-29.1	107.8	-6.6	-9.7
8	-76.5	-44.2	28.4	-105.2	6.5	9.5
8	-66.2	-39.3	-30.4	112.6	-6.9	-10.2
5	-64.1	-38.4	30.8	-113.8	7.0	10.3
5	-63.1	-37.8	-25.5	94.3	-5.8	-8.5
2	-35.9	-21.5	19.4	-71.9	4.4	6.5

Trave 22-2

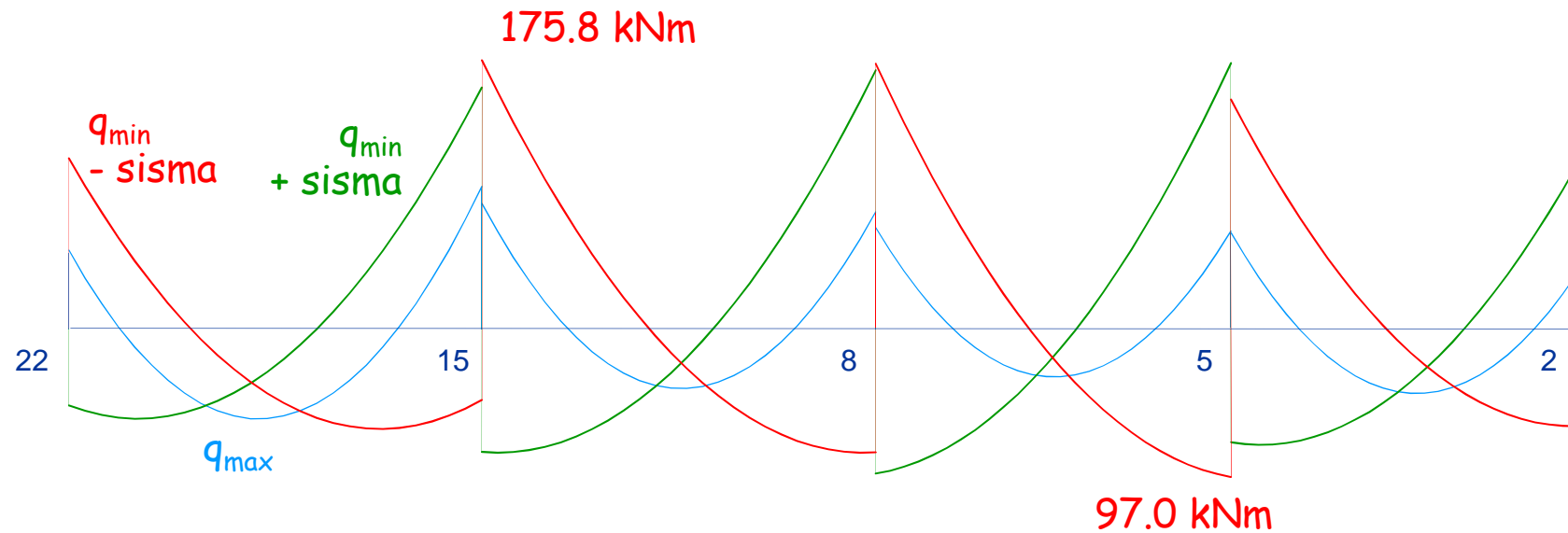
momento flettente

II impalcato

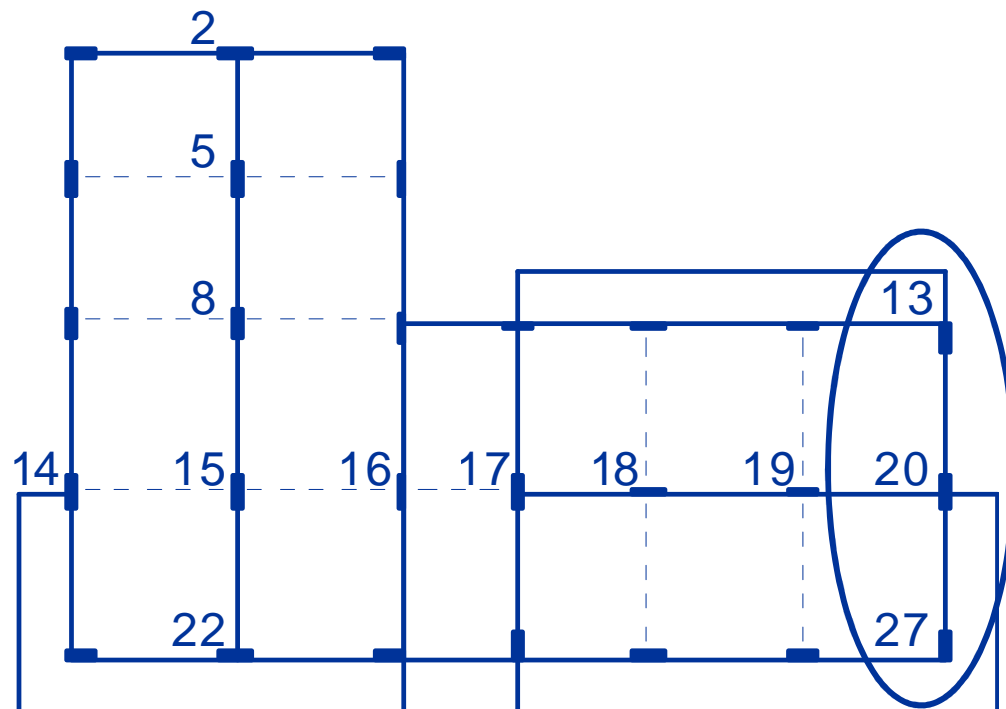
	q max	q min	Fx	Fy	M(Fx)	M(Fy)	sisma x	sisma y	y+0.3 x
22	-51.5	-30.8	-18.3	67.9	-4.2	-6.1	22.5	74.1	80.8
15	-93.3	-55.6	23.2	-86.0	5.3	7.8	-28.5	-93.8	-102.3
15	-82.0	-47.5	-29.1	107.8	-6.6	-9.7	35.7	117.6	128.3
8	-76.5	-44.2	28.4	-105.2	6.5	9.5	-34.9	-114.7	-125.1
8	-66.2	-39.3	-30.4	112.6	-6.9	-10.2	37.3	122.8	134.0
5	-64.1	-38.4	30.8	-113.8	7.0	10.3	-37.7	-124.1	-135.4
5	-63.1	-37.8	-25.5	94.3	-5.8	-8.5	31.3	102.8	112.2
2	-35.9	-21.5	19.4	-71.9	4.4	6.5	-23.8	-78.4	-85.5

Trave 22-2

diagramma del momento flettente (CD"A")



Trave 27-13



Trave 27-13

momento flettente per schemi di carico base

II impalcato – analisi modale, CD “A”

	q max	q min	Fx	Fy	M(Fx)	M(Fy)
27	-66.3	-42.1	-57.3	265.8	26.4	38.9
20	-59.7	-37.3	53.3	-247.6	-24.6	-36.2
20	-17.6	-12.8	-53.3	247.6	24.6	36.2
13	-35.3	-24.6	57.3	-265.8	-26.4	-38.9

Trave 27-13

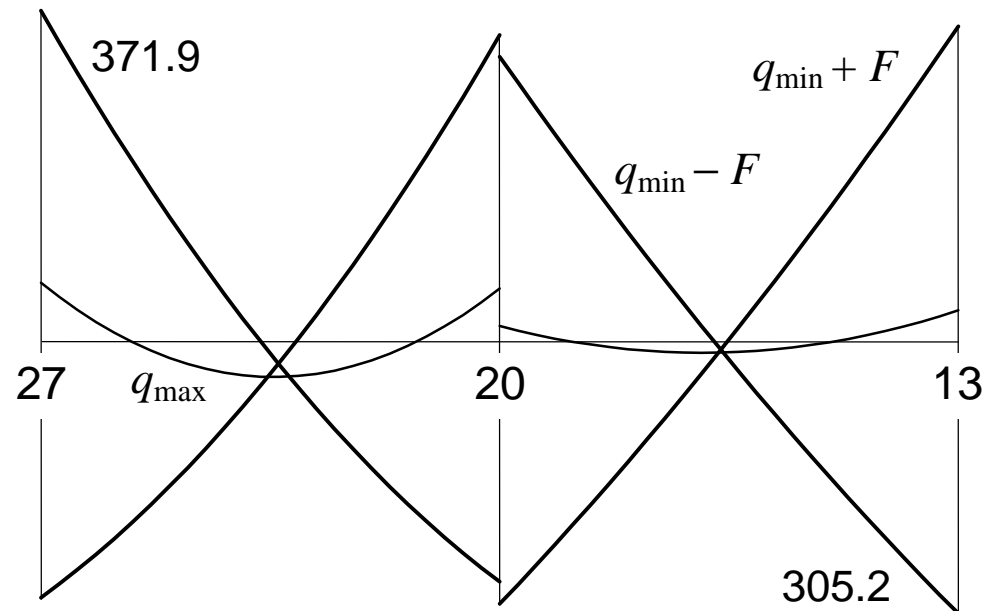
momento flettente

I impalcato

	q max	q min	Fx	Fy	M(Fx)	M(Fy)	sisma x	sisma y	y+0.3 x
27	-66.3	-42.1	-57.3	265.8	26.4	38.9	83.7	304.7	329.8
20	-59.7	-37.3	53.3	-247.6	-24.6	-36.2	-77.9	-283.8	-307.1
20	-17.6	-12.8	-53.3	247.6	24.6	36.2	77.9	283.8	307.1
13	-35.3	-24.6	57.3	-265.8	-26.4	-38.9	-83.7	-304.7	-329.8

Trave 27-13

diagramma del momento flettente (CD "A")



La sezione richiede:

15.1 cm² sup

13.2 cm² inf

(molto forti, ma forse ancora accettabili)

Travi armatura a taglio

Esame dell'armatura:

armatura a taglio delle travi

Le staffe nelle travi servono per

- Evitare rotture a taglio fragili
- Consentire un comportamento flessionale duttile

Evitare rotture a taglio fragili:

- Progettare le staffe con un taglio superiore al massimo che potrà mai aversi nella struttura (imponendo gerarchia delle resistenze)

Nota: sarebbe comunque opportuno avere una resistenza del puntone di calcestruzzo (fragile) maggiore di quella dell'armatura (duttile)

Esame dell'armatura:

armatura a taglio delle travi

Le staffe nelle travi servono per

- Evitare rotture a taglio fragili
- Consentire un comportamento flessionale duttile

Consentire un comportamento flessionale duttile :

- L'effetto cerchiante delle staffe aumenta la deformazione ultima del calcestruzzo ed evita l'instabilità delle barre compresse

Nota: questo effetto dipende dal passo delle staffe ma anche dalla presenza di legature; è inutile infittire molto le staffe se è grande la distanza tra i bracci delle staffe (in senso trasversale)

Esame dell'armatura: armatura a taglio delle travi

Gerarchia delle resistenze

non si deve avere rottura a taglio;
quindi il taglio si ricava non dall'analisi strutturale ma da
condizioni limite di equilibrio

$$V = \frac{q l}{2} + \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd,sin} + M_{Rd,des}}{l}$$

$\gamma_{Rd} = 1$ per CD "B"

$\gamma_{Rd} = 1.2$ per CD "A"

Campata 17-18

sollecitazioni di calcolo (CD "A")

Esempio - prima campata

sinistra

sup. 1 Ø20 + 3 Ø14

inf. 3 Ø14

$q = 31.7 \text{ kN/m}$

destra

sup. 1 Ø20 + 4 Ø14

inf. 3 Ø14 + 1 Ø20

$M_{Rd} \text{ (kNm)}$

-161.1

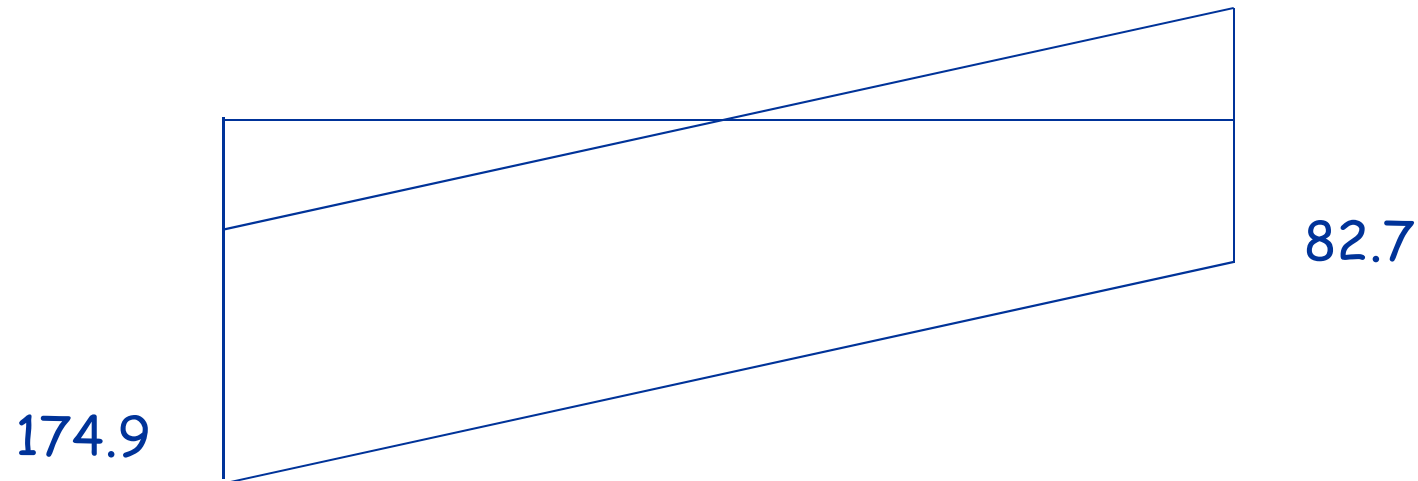
+97.3

-192.4

+161.2

$$V = \frac{q l}{2} + \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd, sin} + M_{Rd, des}}{l} = \frac{34.1 \times 2.70}{2} + 1.2 \frac{97.3 + 192.4}{2.70} =$$
$$= 46.1 + 128.8 = 174.9 \text{ kN}$$

Taglio sollecitazioni di calcolo



$$V = \frac{ql}{2} + \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd,sin} + M_{Rd,des}}{l} = \frac{34.1 \times 2.70}{2} + 1.2 \frac{97.3 + 192.4}{2.70} =$$
$$= 46.1 + 128.8 = 174.9 \text{ kN}$$

Campata 17-18

sollecitazioni di calcolo (CD "A")

Esempio - prima campata

sinistra

sup. 1 Ø20 + 3 Ø14

inf. 3 Ø14

$q = 31.7 \text{ kN/m}$

destra

sup. 1 Ø20 + 4 Ø14

inf. 3 Ø14 + 1 Ø20

$M_{Rd} \text{ (kNm)}$

-161.1

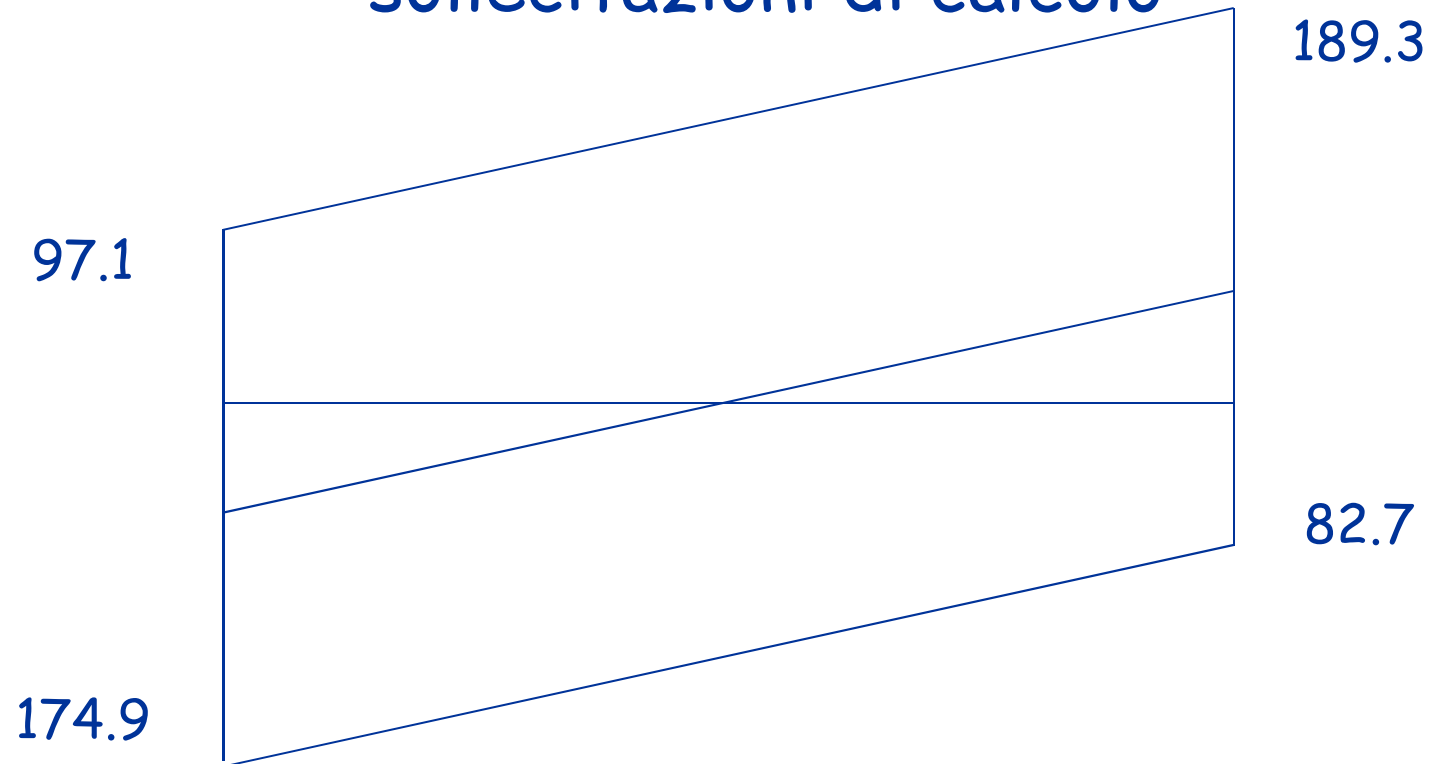
+97.3

-192.4

+161.2

$$V = \frac{q l}{2} + \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd,sin} + M_{Rd,des}}{l} = \frac{34.1 \times 2.70}{2} + 1.2 \frac{161.1 + 161.1}{2.70} =$$
$$= 46.1 + 143.2 = 189.3 \text{ kN}$$

Taglio sollecitazioni di calcolo



$$V = \frac{ql}{2} + \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd,sin} + M_{Rd,des}}{l} = \frac{34.1 \times 2.70}{2} + 1.2 \frac{161.1 + 161.1}{2.70} =$$
$$= 46.1 + 143.2 = 189.3 \text{ kN}$$

Armature trasversali (staffe)

Prescrizioni di normativa:

La prima staffa di contenimento deve distare non più di 5 cm dalla sezione a filo pilastro; le successive devono essere disposte ad un passo non maggiore della più piccola delle grandezze seguenti:

- un quarto dell'altezza utile della sezione trasversale
- 225 mm (per DC"B") 175 mm (per DC"A")
- 8 $\varnothing_{\min,tra}$ (per DC"B") 6 $\varnothing_{\min,tra}$ (per DC"A")
- 24 \varnothing_{staffe}

avendo $\varnothing 14$: $6 \times 14 = 84$ mm

Armature trasversali (staffe)

Nel caso in esame si ha, ad esempio (per CD "A"):

$$V = 189.3 \text{ kN}$$

che richiede $\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Sd}}{z f_{ywd} \cot \theta} = \frac{189.3 \times 10}{0.9 \times 0.56 \times 391.3 \times 1} = 9.6 \text{ cm}^2/\text{m}$

Si possono disporre $\varnothing 8 / 10 \text{ cm}$ alle estremità
($\varnothing 8 / 20 \text{ cm}$ nella parte centrale della campata)

Dovrebbero essere $\varnothing 8 / 8.4$ per i limiti minimi

Nota: per CD "B" si può usare $\cot \theta = 2$

per CD "A" si deve usare $\cot \theta = 1$

NTC 08 (D.M. 14/1/08), punto 7.4.4.1.2.2

Pilastri armatura a pressoflessione

Esame dell'armatura:

armatura a pressoflessione dei pilastri

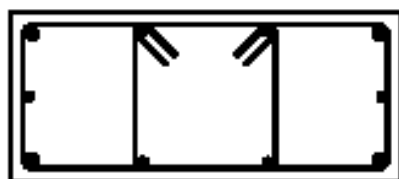
- esame globale degli elaborati, per valutare la uniformità delle armature o la presenza di pilastri particolarmente armati
- giudicare se armature particolarmente forti o particolarmente deboli hanno una logica ben chiara
- grande attenzione ai pilastri corti
- controllare a occhio che la resistenza dei pilastri sia maggiore di quella delle travi

per edifici a telaio, con un buon numero di travi emergenti:

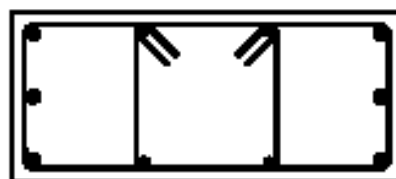
dimensione maggiore del pilastro \geq altezza della trave
armatura totale sui due lati corti del pilastro \geq armatura complessiva (superiore + inferiore) della trave;
l'armatura sul lato lungo del pilastro importa poco

Tabella dei pilastri

SEZIONI



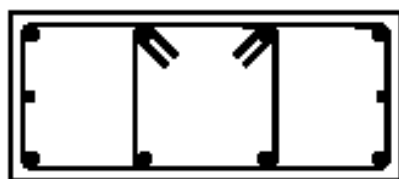
A 30×70
4Ø20 + 6Ø14



B 30×70
6Ø20 + 4Ø14



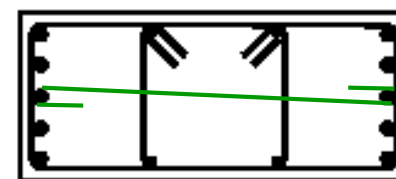
C 30×70
8Ø20 + 4Ø14



A1 30×70
8Ø20 + 2Ø14



B1 30×70
10Ø20



D 30×70
10Ø20 + 4Ø14

Tabella dei pilastri

ordine		V	IV	III	II	I	dalla fon- dazione
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

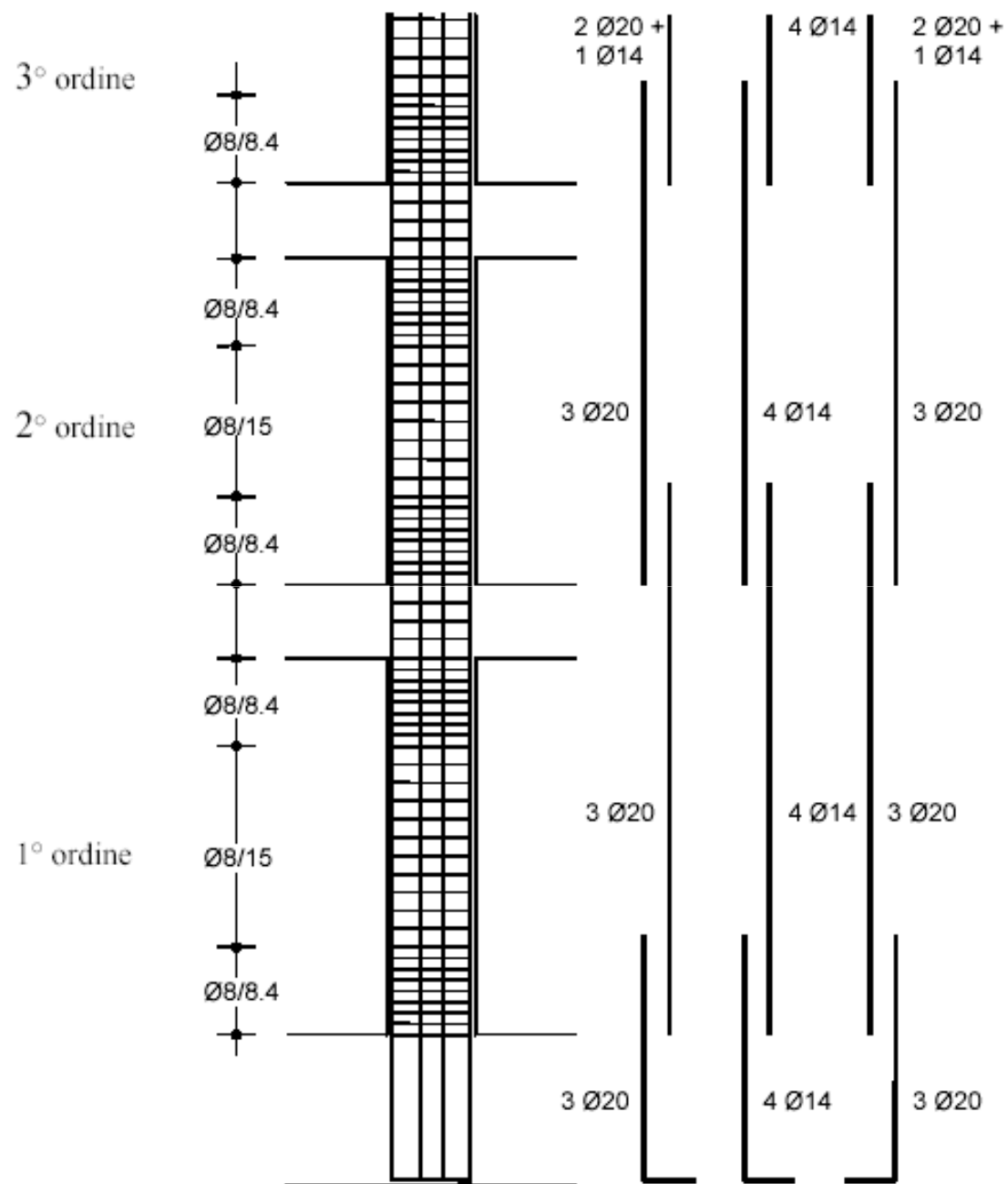
Notare: uniformità e gradualità di variazione delle armature
un po' più armati i pilastri 1, 2, 3

Tabella dei pilastri

ordine		V	IV	III	II	I	dalla fon- dazione
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

Notare: ancora più armati i pilastri 13, 20, 27
armatura più forte sul lato lungo nel pilastro 24

Pilastri: sezione verticale

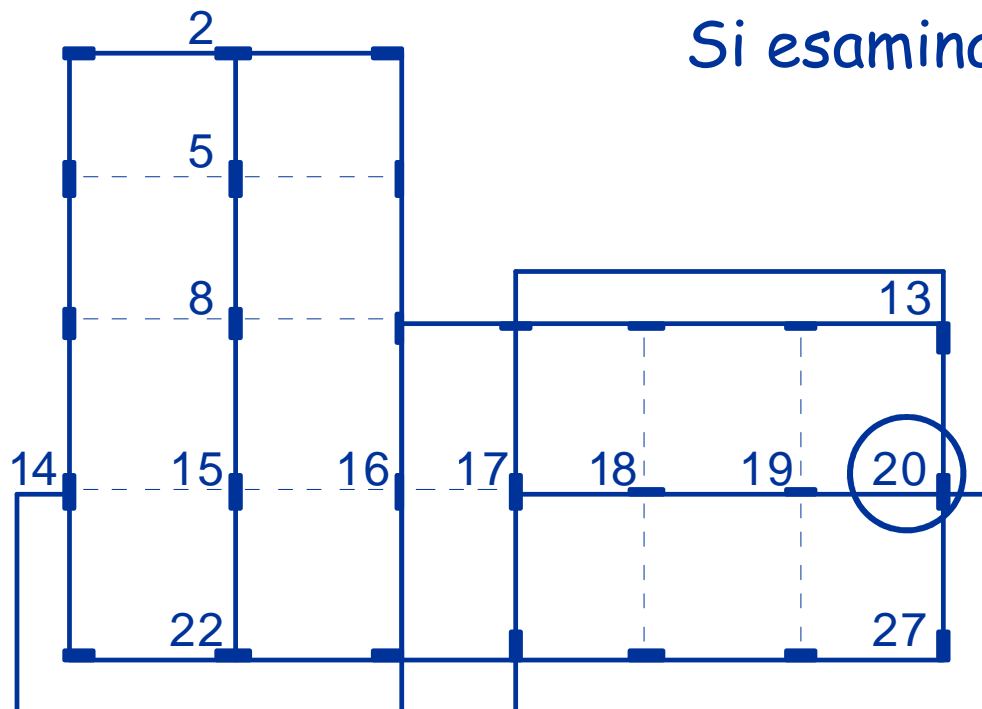


Esame dell'armatura:

armatura a pressoflessione dei pilastri

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

Si esamina il pilastro 20



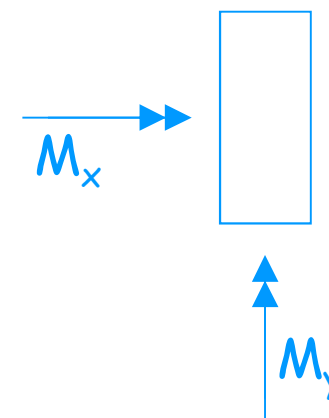
Pilastro 20, base del I ordine (CD "A")

alla base non occorre gerarchia delle resistenze

Schemi di carico base

	q max	q min	Fx	Fy	M(Fx)	M(Fy)
M_x	-2.289	-1.69	45.67	-162.00	9.26	13.62
M_y	-1.74	-1.07	-44.07	-11.18	-0.63	-0.93
N	1384.80	827.76	2.81	-56.70	2.80	4.12

N positivo = compressione



Pilastro con rilevanti carichi verticali

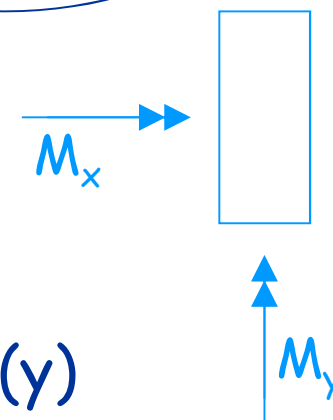
Sollecitato prevalentemente in una direzione (y)

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	$q_{\min} + \text{sisma prev. } x$	52.3	-107.9	-68.6	231.5	903.0
	$q_{\min} - \text{sisma prev. } x$	-37.8	106.8	60.0	-231.3	353.5
	$q_{\min} + \text{sisma prev. } y$	31.1	206.1	-38.3	-444.8	772.1
	$q_{\min} - \text{sisma prev. } y$	-16.6	-207.2	29.7	445.0	484.4



Pilastro con rilevanti carichi verticali

Sollecitato prevalentemente in una direzione (y)

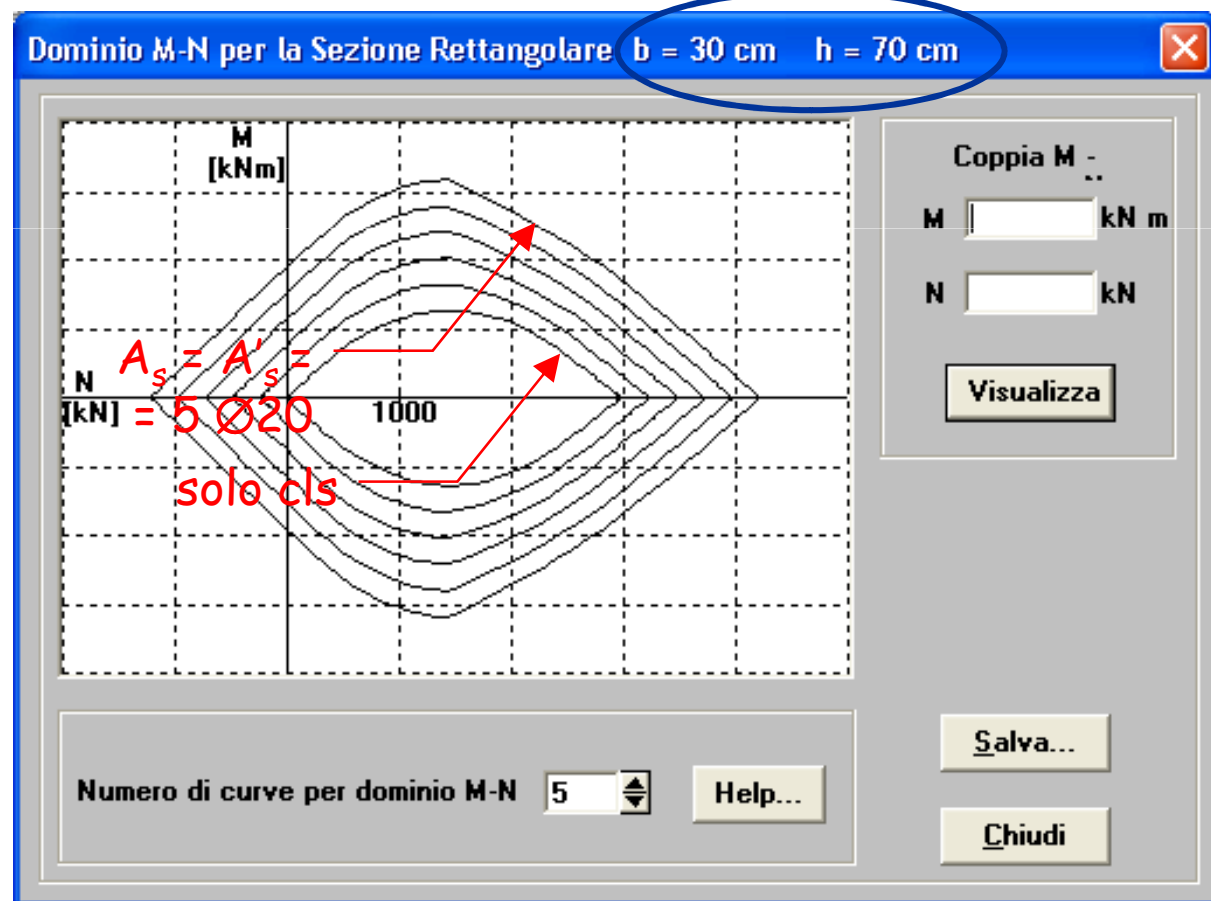
Effetto dell'eccentricità propria ed accidentale
abbastanza modesto

Pilastro 20, base del I ordine dimensionamento armature

Può essere effettuato separatamente per le due direzioni

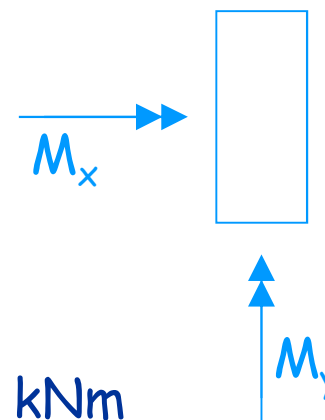
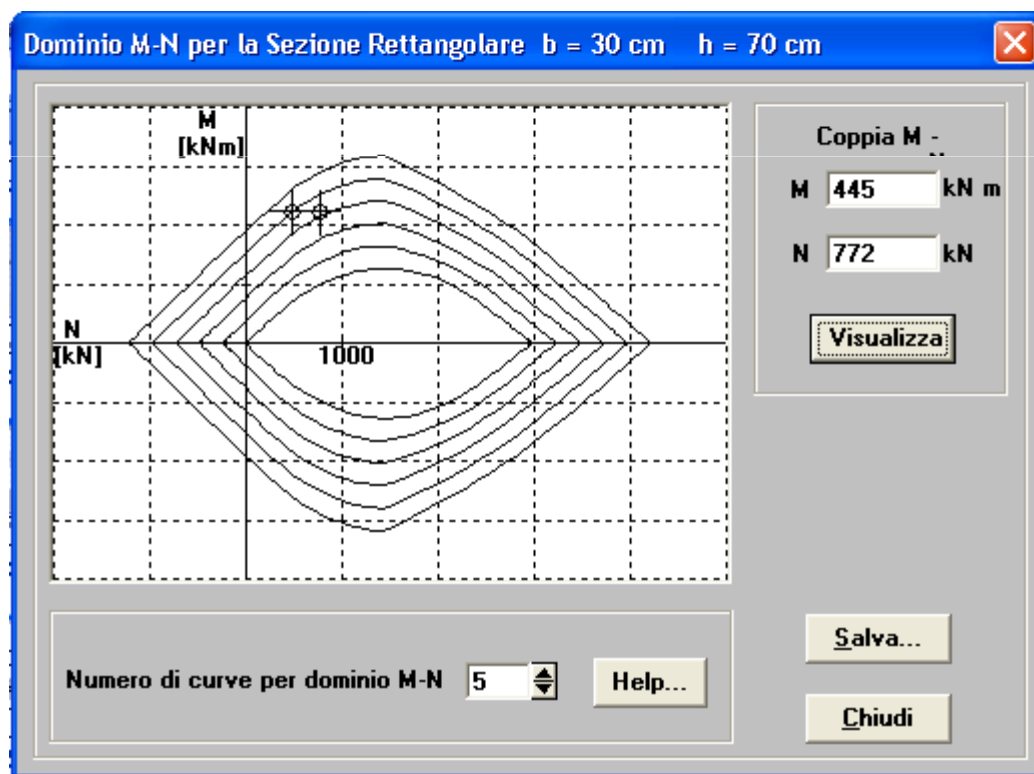
Si visualizza bene con domini M-N

Ad esempio col programma EC2



Pilastro 20, base del I ordine dimensionamento armature

Può essere effettuato separatamente per le due direzioni



direzione y

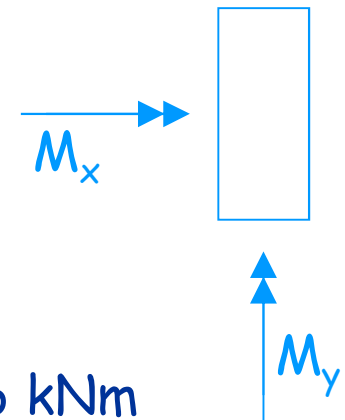
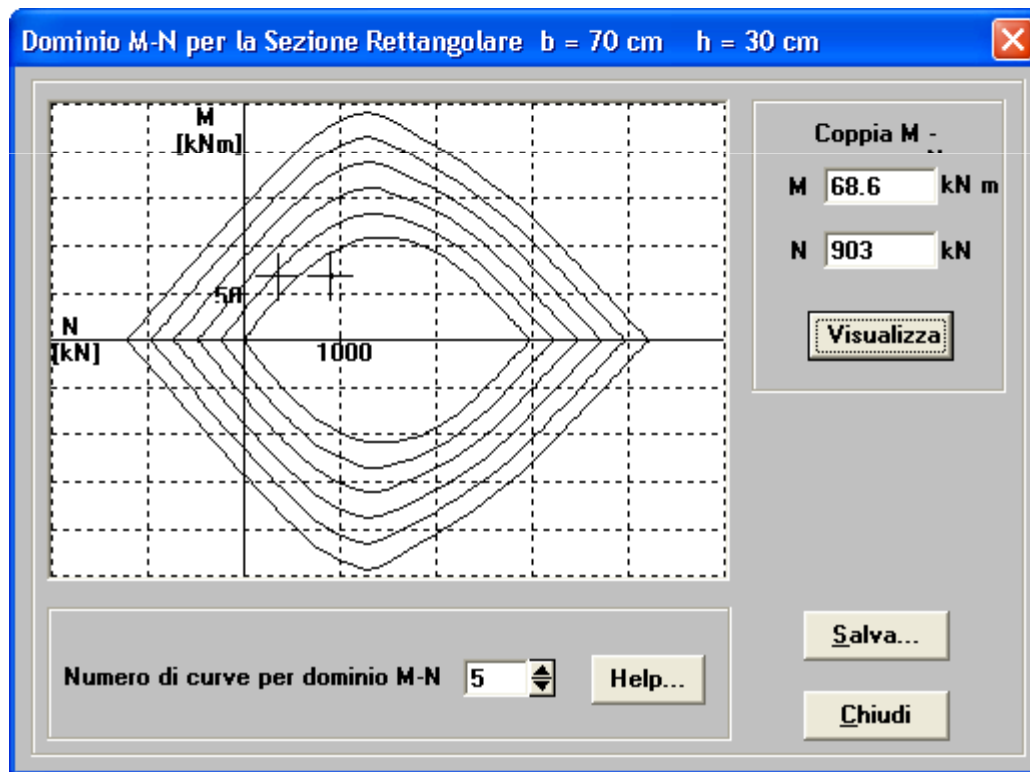
$$M_{x,max} = 445 \text{ kNm}$$

$$\text{con } N = 484 \div 772 \text{ kN}$$

occorrono 4 $\varnothing 20$
su ciascun lato corto

Pilastro 20, base del I ordine dimensionamento armature

Può essere effettuato separatamente per le due direzioni



direzione x

$$M_{y,\max} = 68.6 \text{ kNm}$$

con $N = 353 \div 903 \text{ kN}$

occorrono 1 $\varnothing 20$
su ciascun lato corto

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

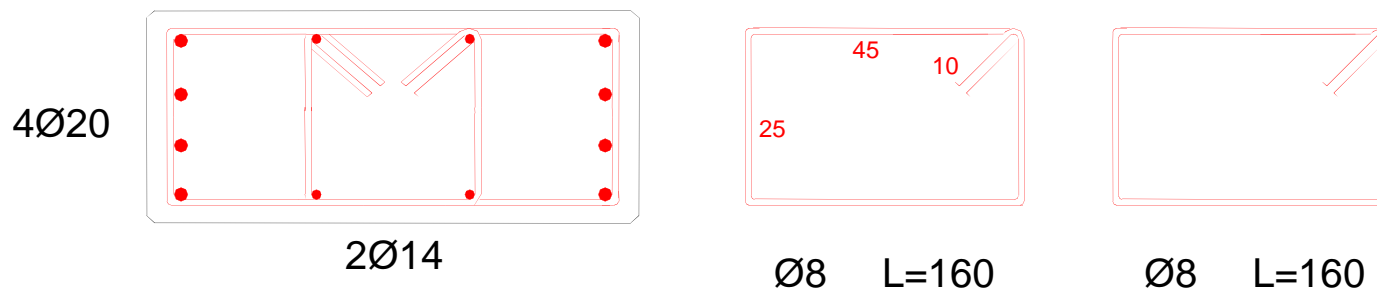
Per tutta la lunghezza del pilastro l'interasse tra le barre non deve essere superiore a 25 cm

Per una sezione 30x70:

$$21 \text{ cm}^2 \leq A_s \leq 84 \text{ cm}^2$$

Pilastro 20, base del I ordine

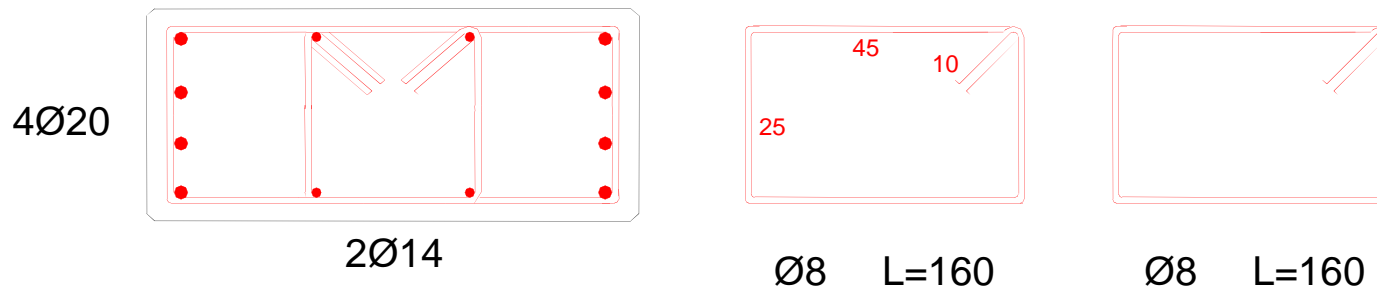
Il pilastro può essere armato con 6 $\varnothing 20$ e 4 $\varnothing 14$,
con doppia staffa



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

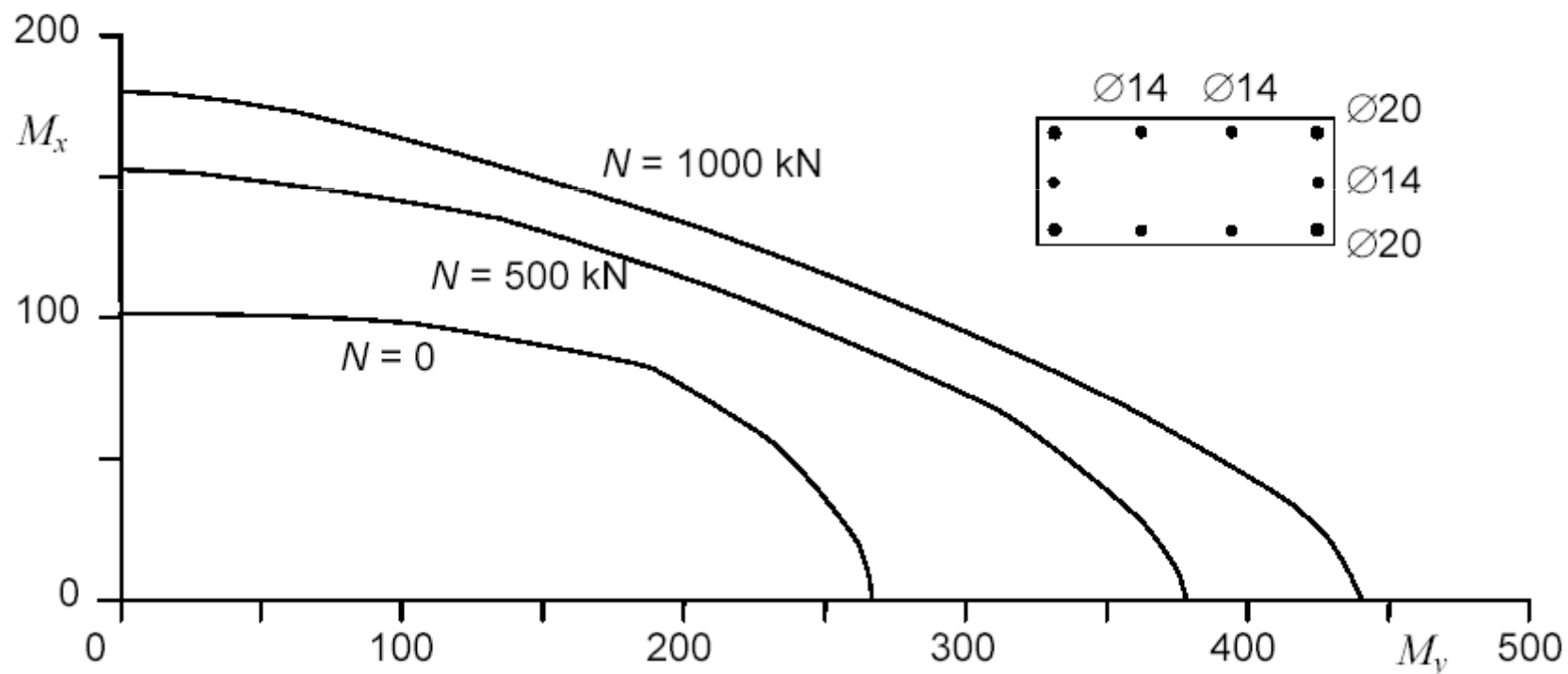
Pilastro 20, base del I ordine

Il pilastro può essere armato con 6 $\varnothing 20$ e 4 $\varnothing 14$,
con doppia staffa



Ai piani superiori le caratteristiche di sollecitazioni si riducono,
ma le armature non possono scendere al di sotto di 21 cm², cioè
4 $\varnothing 20$ e 6 $\varnothing 14$ (quindi 2 $\varnothing 20$ e 1 $\varnothing 14$ nel lato corto)

Dominio di resistenza a pressoflessione deviata



Esame dell'armatura:

armatura a pressoflessione dei pilastri

Sezioni alla base del primo ordine (e in testa all'ultimo)

- Progettate in base ai valori di calcolo

Tutte le altre sezioni

- Non si deve formare un meccanismo di piano
- Le sezioni devono essere progettate in base alla gerarchia delle resistenze

Note:

- L'eventuale plasticizzazione di pilastri "deboli" non ha importanza ai fini di evitare un meccanismo di piano
- L'eventuale plasticizzazione di qualche pilastro "forte" non implica di per sé la formazione di meccanismo di piano

Esame dell'armatura:

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 γ_{Rd} , in accordo con la formula:

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

dove:

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

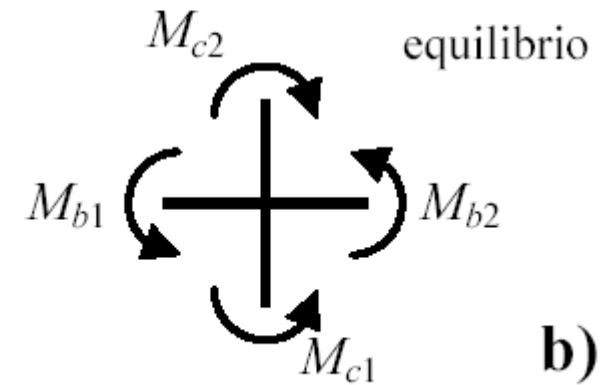
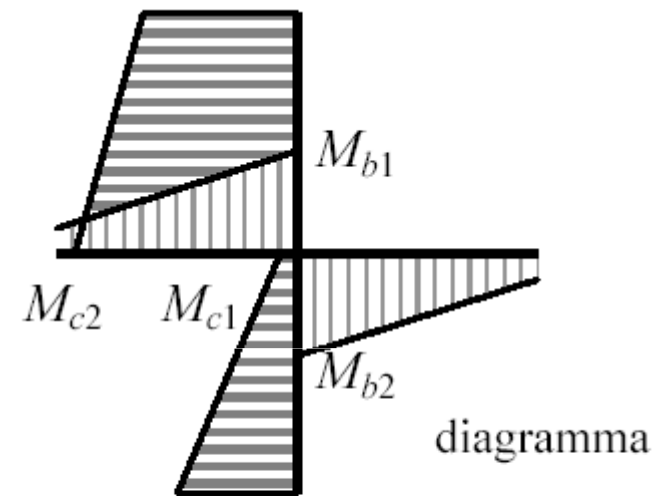
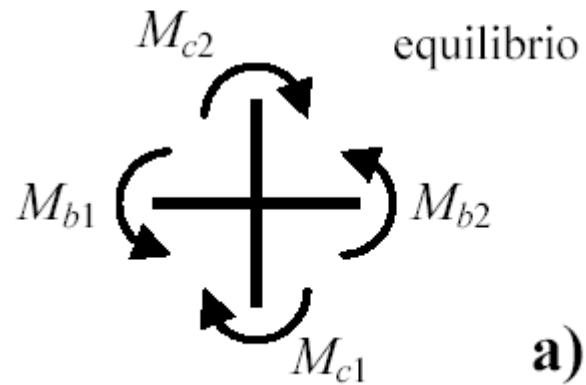
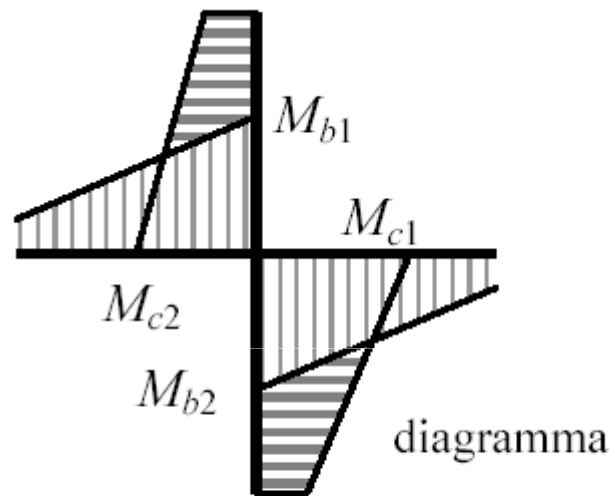
Nelle sezioni diverse da quella di base

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 γ_{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

Momenti per equilibrio dei nodi



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	ΣM	sin	des	ΣM	
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

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
0.3 x valori ger. resist. nell'altra direzione (o, se maggiore, il valore di calcolo)

Pilastri
armatura a taglio

Esame dell'armatura:

armatura a taglio dei pilastri

Le staffe nei pilastri servono per

- Evitare rotture a taglio fragili
- Consentire un comportamento flessionale duttile

Evitare rotture a taglio fragili:

- La rottura fragile dei pilastri è particolarmente critica, perché impedisce di sostenere la struttura sovrastante e provoca il crollo di tutta la struttura

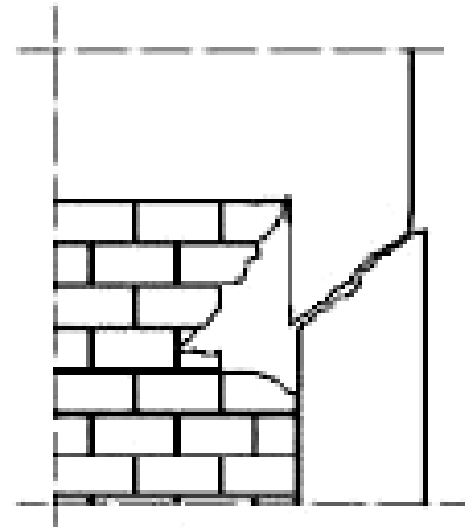
Rottura del pilastro per taglio

Santa Venerina,
2002

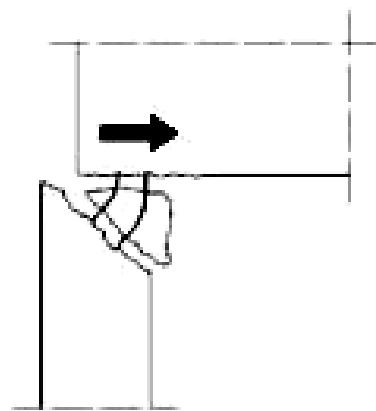
Foto G. Gaeta



Rottura diagonale
della muratura e
propagazione come
lesione a taglio nel
pilastro



Rottura del pilastro per taglio



Rottura del pilastro per taglio



1999 – Turchia



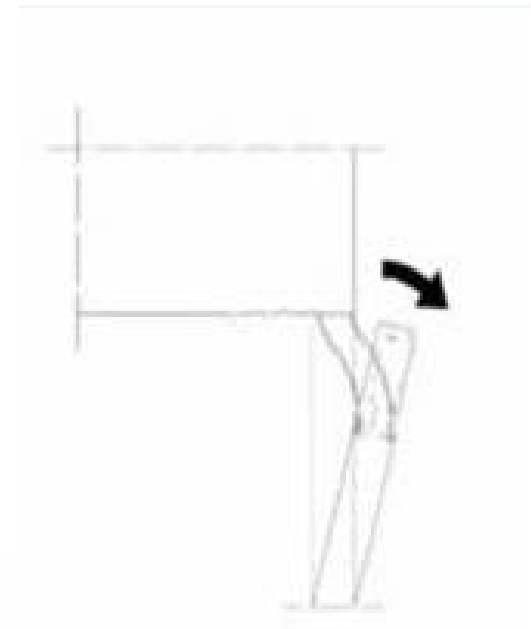
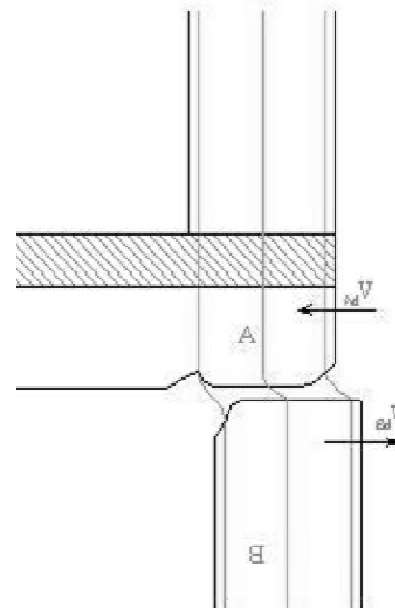
foto A. Gherzi

Scorrimento tra pilastro e trave



Irpinia 1980,
Lioni, Edificio del
Banco di Napoli

Foto A. Gherzi



Scorrimento tra la sommità del pilastro
e la trave in corrispondenza
della ripresa di getto

Esame dell'armatura:

armatura a taglio dei pilastri

Le staffe nei pilastri servono per

- Evitare rotture a taglio fragili
- Consentire un comportamento flessionale duttile

Consentire un comportamento flessionale duttile:

- Teoricamente non si dovrebbero formare cerniere plastiche (tranne che alla base del primo ordine)
- In realtà la distribuzione delle sollecitazioni non corrisponde mai a quella prevista da un calcolo elastico lineare

Esame dell'armatura: armatura a taglio dei pilastri

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

$$V = \cancel{\frac{q l}{2}} + \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd,sin} + M_{Rd,des}}{l}$$

$\gamma_{Rd} = 1$ per CD "B"

$\gamma_{Rd} = 1.2$ per CD "A"

Nei pilastri il carico q non c'è

Verifica a taglio

L'Eurocodice 8, parte 3, propone formule specifiche (punto A.3.3.1) ma che valgono solo per SLC

$$V_R = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[\frac{h-x}{2L_V} \min(N; 0,55A_c f_c) + \left(1 - 0,05 \min\left(5; \mu_{\Delta}^{pl}\right)\right) \cdot \left[0,16 \max(0,5; 100\rho_{tot}) \left(1 - 0,16 \min\left(5; \frac{L_V}{h}\right)\right) \sqrt{f_c} A_c + V_w \right] \right]$$

$$V_w = \rho_w b_w z f_{yw}$$

Verifica a taglio

Formule utilizzate (secondo NTC 08, punto 4.1.2.1.3.2):

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

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

con

$$f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd}$$

$$1 \leq \operatorname{ctg} \theta \leq 2,5$$

$\alpha_c =$	1	per membrane non compresse
	$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
	1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
	$2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

Armatura trasversale nei pilastri

limiti di normativa

Zona critica:

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

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

Per il pilastro 30x70: 70 cm

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

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:

- $1/2$ (CD"B") o $1/3$ (CD"A") del lato minore della sezione trasversale
- 175 mm (CD"B") o 125 mm (CD"A")
- $8 \varnothing_{\min, \text{lon}}$ (per DC"B") o $6 \varnothing_{\min, \text{lon}}$ (per DC"A")

Nei tratti di estremità si devono quindi disporre $\varnothing 8 / 10$

Nella parte centrale si metteranno $\varnothing 8 / 15$

Armatatura dei nodi

Esame dell'armatura:

armatura nei nodi

Anche le staffe nei nodi sono essenziali per

- Evitare rotture fragili

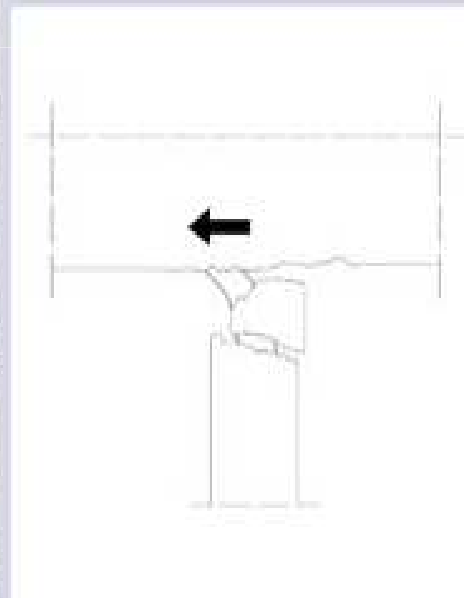
Evitare rotture fragili:

- La rottura del nodo è particolarmente critica, perché impedisce di sostenere la struttura sovrastante e provoca il crollo di tutta la struttura

Rottura dei nodi



Collasso di un nodo trave-colonna esterno in c.a.: rottura causata dalle elevate sollecitazioni di taglio.



Rottura dei nodi



Danneggiamento del nodo
trave-colonna a causa degli
elevati sforzi assiali e di taglio.

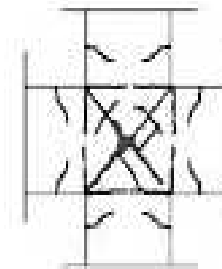


Terremoto: Santa Lucia, 1990
Località: Augusta

Rottura dei nodi



Danneggiamento di un nodo
trave-colonna interno in c.a.:
espulsione del copriferro a
causa delle sollecitazioni
flessionali.



Terremoto: Irpinia, 1980
Località: Lioni

Rottura dei nodi



Danneggiamento del nodo
trave-colonna esterno:
espulsione del copriferro a
causa delle sollecitazioni
flettenti.

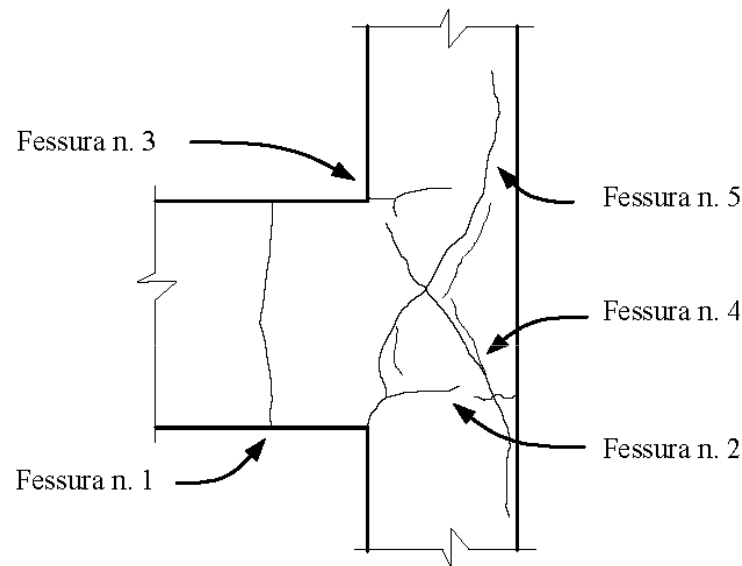


Terremoto: Molise, 2002
Località: San Giuliano di Puglia

Rottura dei nodi



Danneggiamento del nodo per azioni cicliche



Evoluzione del quadro
fessurativo di un nodo
trave-pilastro realizzato
in laboratorio

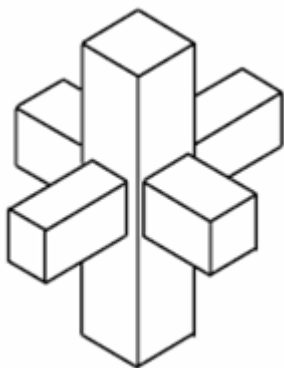
- | | | |
|-------------------|---|-------------------------------------------------------------------------------------------|
| Fessura n.1 | → | Cerniera plastica sulla trave |
| Fessure n.2 e n.3 | → | Cerniera plastica sul pilastro |
| Fessure n.4 e n.5 | → | Collasso fragile del nodo e
conseguente chiusura delle fessure
da momento flettente |

Confinamento dei nodi

Nodi interamente confinati

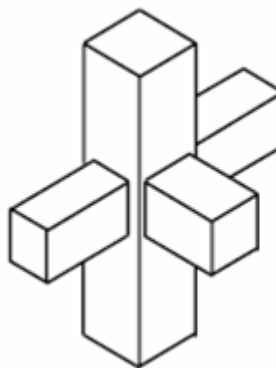
- In ognuna delle 4 facce si innestano travi
- Le travi sono sovrapposte ai pilastri per almeno $\frac{3}{4}$ della larghezza del pilastro (e tra loro per $\frac{3}{4}$ dell'altezza)

Per i nodi interamente confinati
non occorrono verifiche

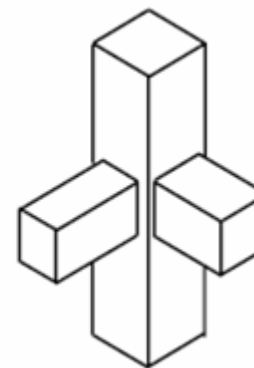


Nodo interno,
interamente
confinato

Nodi non
interamente
confinati

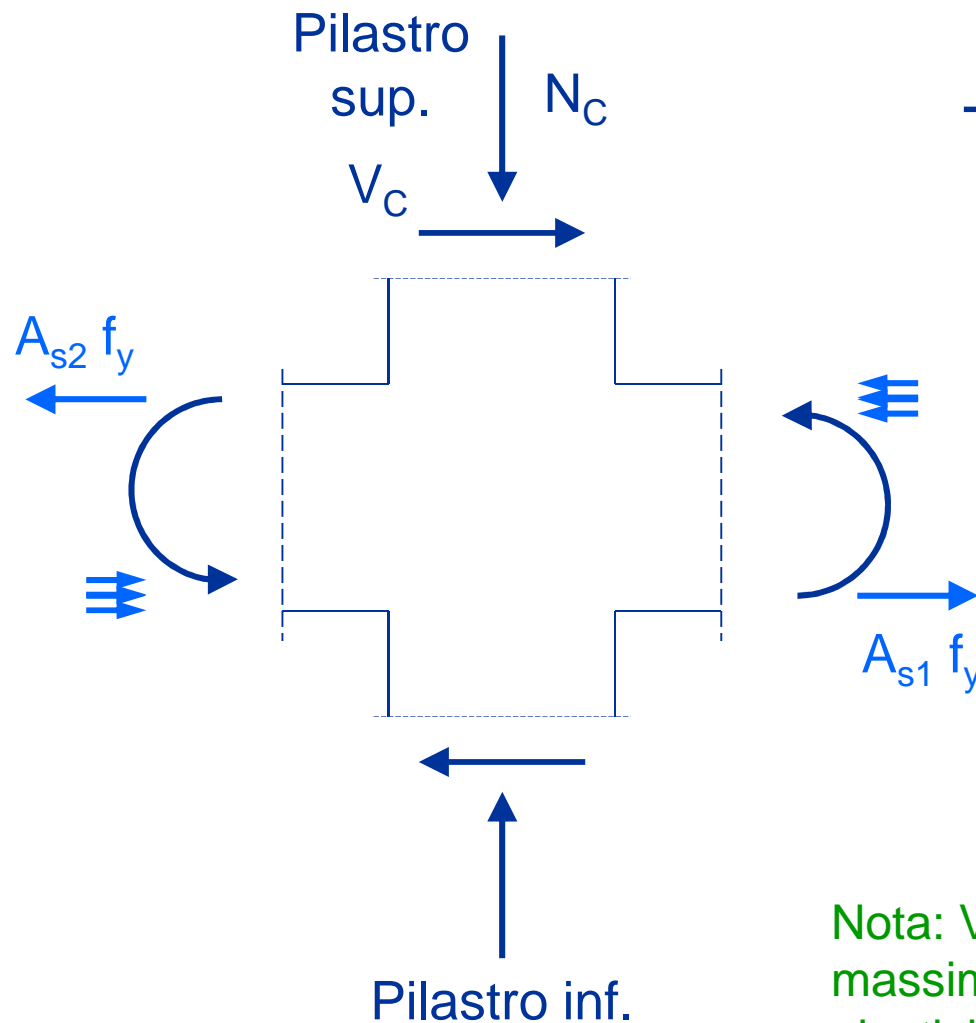


Nodo laterale



Nodo d'angolo

Azione tagliante nel nodo



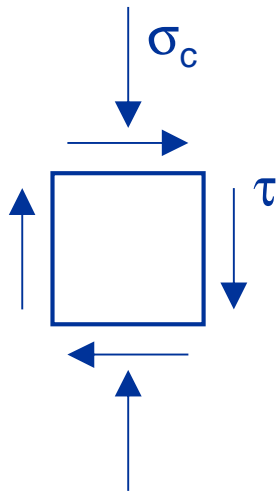
Taglio sollecitante il nodo

$$V_j = V_c - (A_{s1} + A_{s2}) f_y$$

Nota: V_c = taglio fornito dal calcolo o massimo taglio corrispondente alla plasticizzazione degli estremi del pilastro

Verifica del nodo

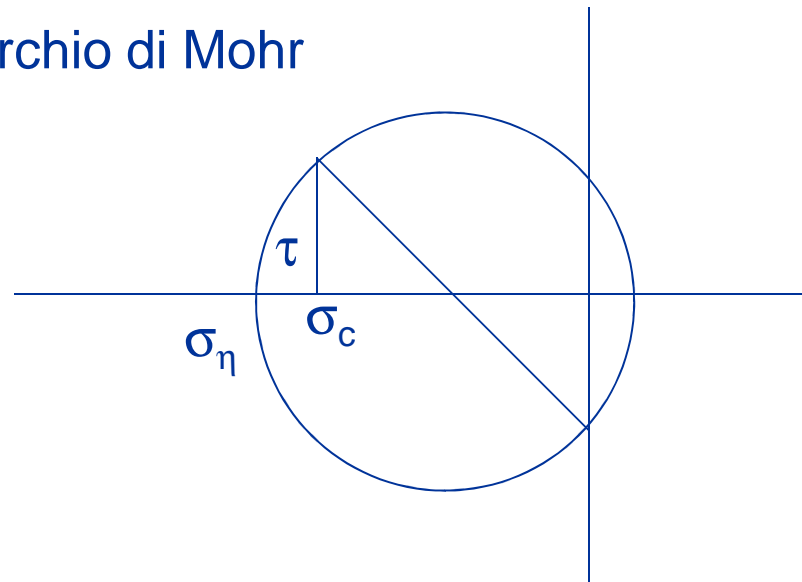
compressione - in assenza di specifiche armature



$$\sigma_c = \frac{N}{b h}$$

$$\tau = \frac{V_j}{b h}$$

Cerchio di Mohr



$$\sigma_\eta = \sqrt{\left(\frac{\sigma_c}{2}\right)^2 + \tau^2} + \left(\frac{\sigma_c}{2}\right) \leq \eta f_c$$

compressione

Verifica del nodo

compressione - in assenza di specifiche armature

$$\sigma_{\eta} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_c}{2}\right)^2 + \tau^2} + \left(\frac{\sigma_c}{2}\right) \leq \eta f_c \quad \text{compressione}$$

con semplici passaggi
(vedi file Nodo.pdf)

$$\tau \leq \eta f_c \sqrt{1 - \frac{\sigma_c}{\eta f_c}}$$

ovvero

NTC 08, punto 7.4.4.3.1

$$V_j \leq \eta f_c b h \sqrt{1 - \frac{v}{\eta}}$$

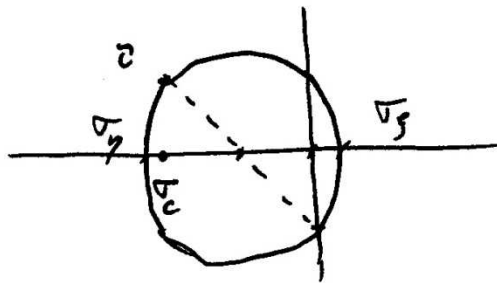
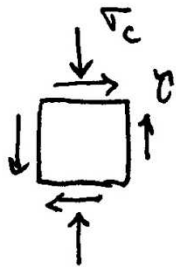
$$v = \frac{N}{b h f_c}$$

$$\eta = \alpha_j \left(1 - \frac{f_c}{250}\right)$$

$$\alpha_j = 0.60 \quad \text{nodo interno}$$

$$\alpha_j = 0.48 \quad \text{nodo esterno}$$

Nodo senza armature



$$\tau = \sqrt{\left(\frac{\sigma_c}{2}\right)^2 + \tau^2} + \frac{\sigma}{2}$$

compressione

$$\tau \leq \eta f_c$$

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_c}{2}\right)^2 + \tau^2} + \frac{\sigma}{2} \leq \eta f_c$$

$$\left(\frac{\sigma_c}{2}\right)^2 + \tau^2 \leq \left(\eta f_c - \frac{\sigma}{2}\right)^2$$

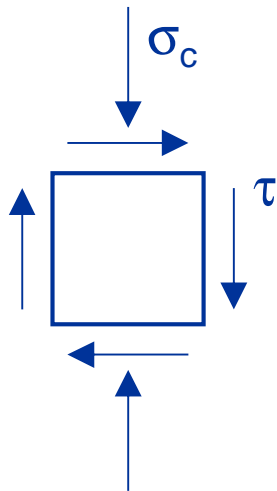
$$\cancel{\left(\frac{\sigma}{2}\right)^2} + \tau^2 \leq (\eta f_c)^2 + \cancel{\left(\frac{\sigma}{2}\right)^2} - \eta f_c \sigma$$

$$\tau^2 \leq (\eta f_c)^2 \left(1 - \frac{\sigma}{\eta f_c}\right)$$

$$\tau \leq \eta f_c \sqrt{1 - \frac{\sigma}{\eta f_c}}$$

Verifica del nodo

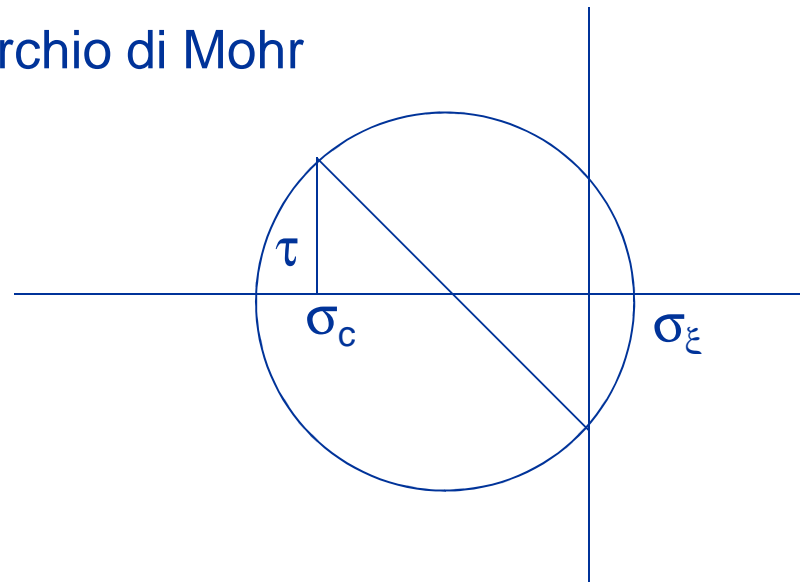
trazione - in assenza di specifiche armature



$$\sigma_c = \frac{N}{b h}$$

$$\tau = \frac{V_j}{b h}$$

Cerchio di Mohr



$$\sigma_\xi = \sqrt{\left(\frac{\sigma_c}{2}\right)^2 + \tau^2} - \left(\frac{\sigma_c}{2}\right) \leq f_{ct}$$

trazione

Verifica del nodo

trazione - in assenza di specifiche armature

$$\sigma_{\eta} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_c}{2}\right)^2 + \tau^2} - \left(\frac{\sigma_c}{2}\right) \leq f_{ct} \quad \text{trazione}$$

si può ottenere

$$\tau \leq f_{ct} \sqrt{1 + \frac{\sigma_c}{f_{ct}}}$$

ovvero

$$V_j \leq f_{ct} b h \sqrt{1 + \frac{N}{b h f_{ct}}}$$

$$f_{ctm} = 0.3 f_{ck}^{2/3}$$

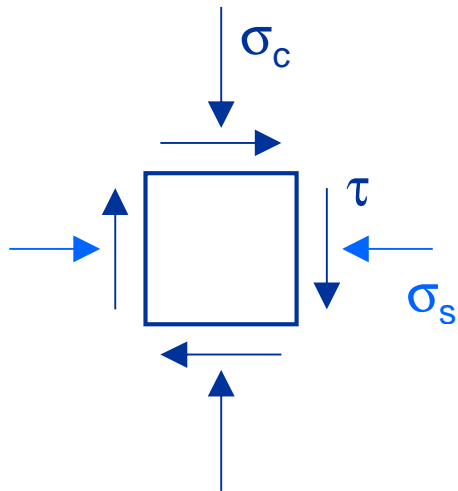
NTC 08

$$f_{ctm} = 0.3 \sqrt{f_c}$$

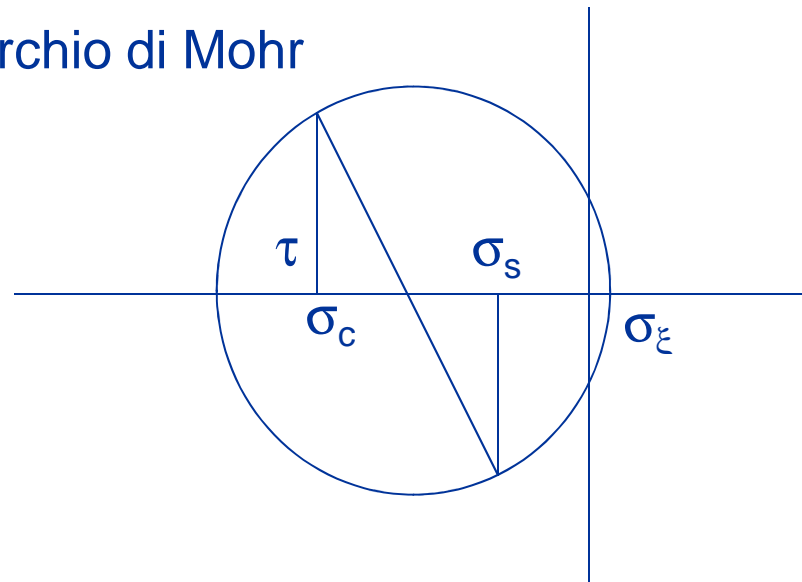
OPCM 3431

Verifica del nodo

trazione - in presenza di armature orizzontali



Cerchio di Mohr



$$\sigma_c = \frac{N}{b h} \quad \sigma_s = \frac{A_s f_y}{b h}$$

$$\tau = \frac{V_j}{b h}$$

$$\sigma_\xi = \sqrt{\left(\frac{\sigma_c - \sigma_s}{2}\right)^2 + \tau^2} - \left(\frac{\sigma_c + \sigma_s}{2}\right) \leq f_{ct}$$

trazione

Verifica del nodo

trazione - in presenza di armature orizzontali

$$\sigma_{\xi} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_c - \sigma_s}{2}\right)^2 + \tau^2} - \left(\frac{\sigma_c + \sigma_s}{2}\right) \leq f_{ct} \quad \text{trazione}$$

con semplici passaggi
(vedi file Nodo.pdf)

$$\tau \leq \sqrt{(f_{ct} + \sigma_c)(f_{ct} + \sigma_s)} \quad \text{per verifica}$$

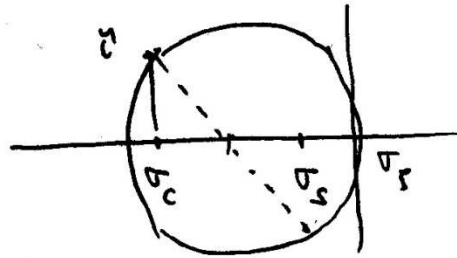
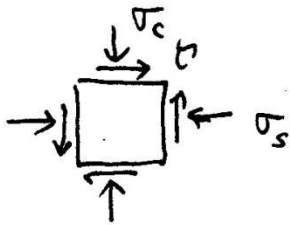
$$\sigma_s \geq \frac{\tau^2}{f_{ct} + \sigma_c} - f_{ct} \quad \text{per progetto armatura}$$

ovvero
NTC 08, punto 7.4.4.3.1

$$\frac{A_s f_y}{b h} \geq \frac{(V / b h)^2}{f_{ct} + v f_c} - f_{ct}$$

$$v = \frac{N}{b h f_c}$$

Nodo con armature



$$\sigma_s = \sqrt{\left(\frac{\sigma_c - \sigma_s}{2}\right)^2 + \tau^2} - \frac{\sigma_c + \sigma_s}{2}$$

Traction

$$\sigma_s \leq f_{ctd}$$

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_c - \sigma_s}{2}\right)^2 + \tau^2} - \frac{\sigma_c + \sigma_s}{2} \leq f_{ctd}$$

$$\left(\frac{\sigma_c - \sigma_s}{2}\right)^2 + \tau^2 \leq \left(f_{ctd} + \frac{\sigma_c + \sigma_s}{2}\right)^2 = f_{ctd}^2 + \left(\frac{\sigma_c + \sigma_s}{2}\right)^2 + f_{ctd}(\sigma_c + \sigma_s)$$

$$\frac{\sigma_c^2}{4} + \frac{\sigma_s^2}{4} - \frac{\sigma_c \sigma_s}{2} + \tau^2 \leq f_{ctd}^2 + \frac{\sigma_c^2}{4} + \frac{\sigma_s^2}{4} + \frac{\sigma_c \sigma_s}{2} + f_{ctd} \sigma_c + f_{ctd} \sigma_s$$

$$\tau^2 \leq (f_{ctd} + \sigma_c)(f_{ctd} + \sigma_s)$$

$$\sigma_s \geq \frac{\tau^2}{f_{ctd} + \sigma_c} - f_{ctd}$$

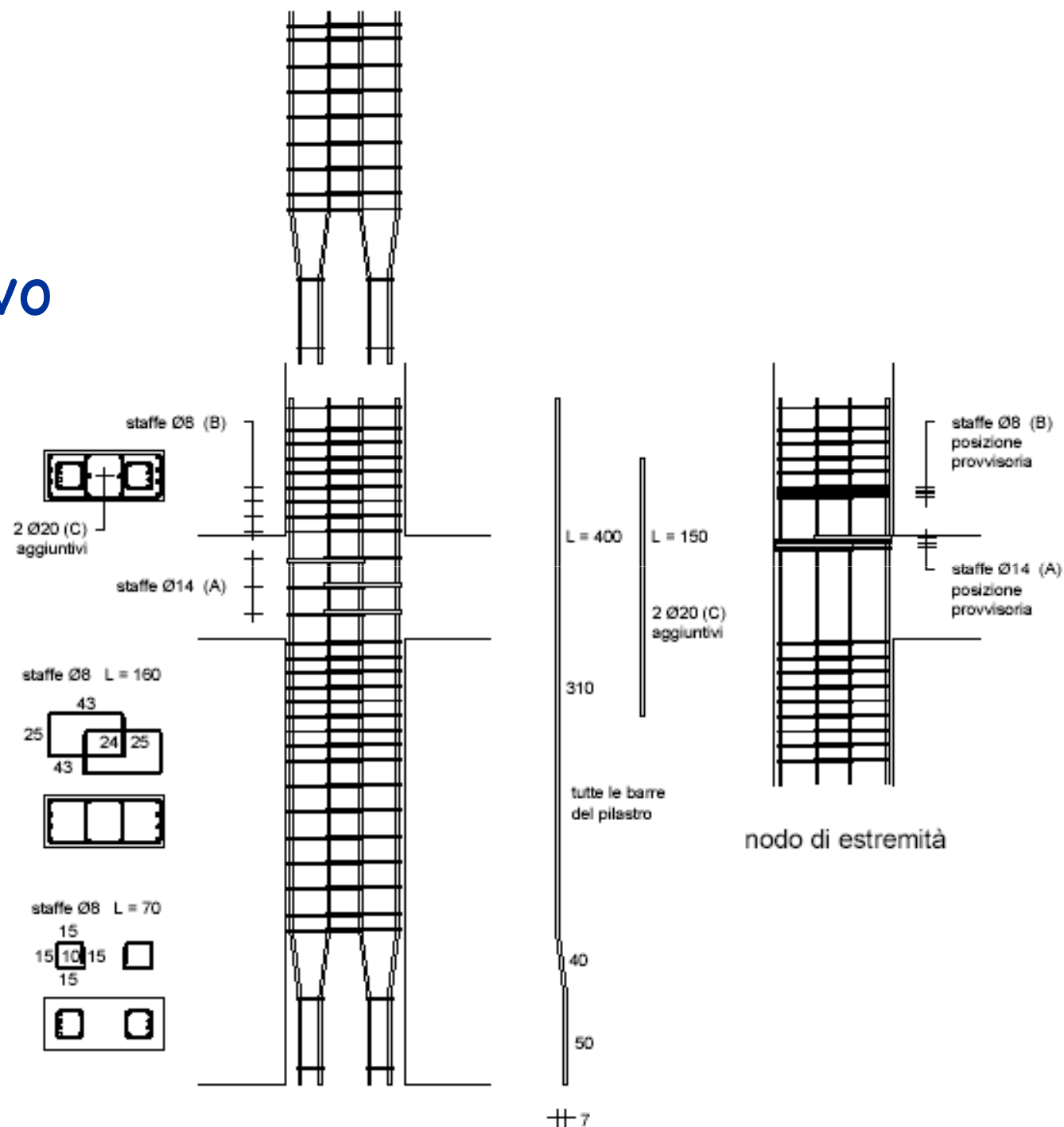
Esame dell'armatura:

armatura nei nodi

Considerazioni:

- Le formule della normativa (che sono regole applicative) portano spesso a valori eccessivi, non realizzabili
- Meglio qualche barra in meno, ma disponendo bene quelle che ci stanno, anziché troppe barre disposte male o che non fanno passare il calcestruzzo
- La cosa più importante è studiare dettagli costruttivi che consentano una buona realizzazione della struttura

Possibile dettaglio costruttivo



Impalcato

Verifica di rigidezza dell'impalcato

È necessaria solo se si è effettuata l'ipotesi di impalcato planimetricamente indeformabile

Richiede di:

- analizzare l'impalcato estratto dalla struttura e soggetto ad un insieme di azioni equilibrate
- calcolarne la deformazione con schema di lastra o, se una dimensione è predominante, con schema di trave deformabile a taglio
- confrontare le deformazioni relative tra impalcati adiacenti con gli spostamenti relativi forniti dalla risoluzione del telaio spaziale

Verifica di resistenza dell'impalcato

È sempre necessaria

Richiede di:

- analizzare l'impalcato estratto dalla struttura e soggetto ad un insieme di azioni equilibrate
- calcolarne lo stato tensionale (con schema di lastra o, se una dimensione è predominante, con schema di trave)
- valutare l'ammissibilità della sezione in calcestruzzo e l'eventuale necessità di armature aggiuntive per garantire la resistenza

Gerarchia delle resistenze: incrementare del 30% le forze
ottenute dall'analisi (confermato da NTC 08)

Fondazioni

Verifica delle fondazioni

1 - azioni sulle fondazioni

- Le azioni sulle fondazioni devono essere valutate nel rispetto della gerarchia delle resistenze

Si considera quindi agente:

- Lo sforzo normale dovuto a carichi quasi permanenti più azione sismica
- Un momento M pari a γ_{Rd} per valore uscito dal calcolo ($\gamma_{Rd} = 1.1$ per CD "B", 1.3 per CD "A")

Nota: come momento M non si deve prendere più di:

- Il momento resistente del pilastro associato a quel valore dello sforzo normale
- Il valore che esce dal calcolo con $q=1$

Verifica delle fondazioni

1 - azioni sulle fondazioni

- Bisogna sempre considerare la condizione in assenza di sisma

In assenza di sisma:

- Lo sforzo normale è dovuto ai valori di calcolo dei carichi verticali ($\gamma_g g_k + \gamma_q q_k$)
- Il momento M è quasi sempre trascurabile

Questa condizione è molto spesso la più gravosa, sia per la struttura di fondazione che per il terreno

Verifica delle fondazioni

2 - fondazioni dirette, criteri di progetto

- Normali verifiche allo stato limite ultimo

Nota: la normativa dice

“le fondazioni superficiali devono essere progettate per rimanere in campo elastico. Non sono quindi necessarie armature specifiche per ottenere un comportamento duttile”
ma questo vuol dire semplicemente che non occorrono accorgimenti particolari, a parte la normale verifica agli SLU

Verifica delle fondazioni

3 - fondazioni dirette, armature

- Normali armature per allo stato limite ultimo

Nota: armatura longitudinale non inferiore allo 0.2% della sezione

Verifica delle fondazioni

4 - fondazioni su pali

- Tener conto, se occorre, dell'interazione cinematica
- Disporre un'armatura longitudinale non inferiore allo 0.3% della sezione

Verifica delle fondazioni

5 - spostamenti relativi

- Tener conto degli effetti che possono essere indotti da spostamenti relativi
- Non occorre calcolo specifico di tali effetti se si collegano le fondazioni con un reticolo di travi o con una piastra in grado di sopportare azioni assiali:

$$0.3 N_{sd} a_{max}/g \quad \text{per suolo tipo B}$$

$$0.4 N_{sd} a_{max}/g \quad \text{per suolo tipo C}$$

$$0.6 N_{sd} a_{max}/g \quad \text{per suolo tipo D}$$

N_{sd} = valore medio delle forze verticali sugli elementi collegati

$$a_{max} = a_g S$$