

Corso di aggiornamento

NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI

D.M. 14 Gennaio 2008

**MODULO 2 - PROGETTO E VERIFICA DI
ELEMENTI STRUTTURALI IN C.A.**

Ordine degli Ingegneri della provincia di Catania

22 ottobre 2008

Edoardo Marino

Verifiche alle tensioni ammissibili ed
allo stato limite ultimo

Verifica - tensioni ammissibili

1 - Analisi dei carichi

si utilizzano i valori caratteristici

2 - Risoluzione (analisi strutturale)

si utilizza sempre un'analisi lineare;

si ottengono le caratteristiche di sollecitazione (es. M)

3 - Verifica della sezione

si determinano le tensioni massime e le si confronta con quelle ammissibili

in alternativa, si determina la massima caratteristica di sollecitazione sopportabile (es M_{\max}) - che corrisponde al raggiungimento della tensione ammissibile - e la si confronta con quella sollecitante

Verifica - stato limite ultimo

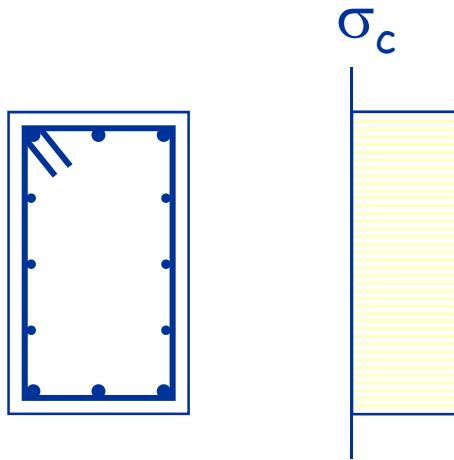
- 1 - Analisi dei carichi
si utilizzano i valori di calcolo circa 1.4 x quelli caratteristici
- 2 - Risoluzione (analisi strutturale)
si utilizza normalmente un'analisi lineare; a volte, analisi non lineare
si ottengono le caratteristiche di sollecitazione (es. M_{Sd})
- 3 - Verifica della sezione
si determina la massima caratteristica di sollecitazione sopportabile (es M_{Rd}) - che corrisponde al raggiungimento della deformazione limite - e la si confronta con quella sollecitante

Verifica - confronto

	T.A.	S.L.U.
Carichi	valori caratteristici	valori di calcolo (circa 1.4 maggiori)
Risoluzione	solo analisi lineare	di solito analisi lineare (car.soll. circa 1.4 maggiori)
Verifica	controllo delle tensioni valutazione di car.soll. massime	--- valutazione di car.soll. resistenti (maggiori - di quanto?)

Sforzo normale

Verifica - tensioni ammissibili



$$\sigma_s = n \sigma_c \quad n = 15$$

~~$$\sigma_c \leq \bar{\sigma}_c$$~~

$$\sigma_c \leq 0.7 \bar{\sigma}_c$$

altrimenti la sezione
non può portare alcun
momento flettente

$$N_{\max} = 0.7 \bar{\sigma}_c (A_c + n A_s)$$

Verifica - stato limite ultimo

Quando il legame tensioni-deformazioni non è lineare non è più possibile applicare le formule della Scienza delle costruzioni ma occorre rifarsi direttamente alle condizioni di equilibrio tra tensioni e deformazioni

$$N = \int \sigma dA$$

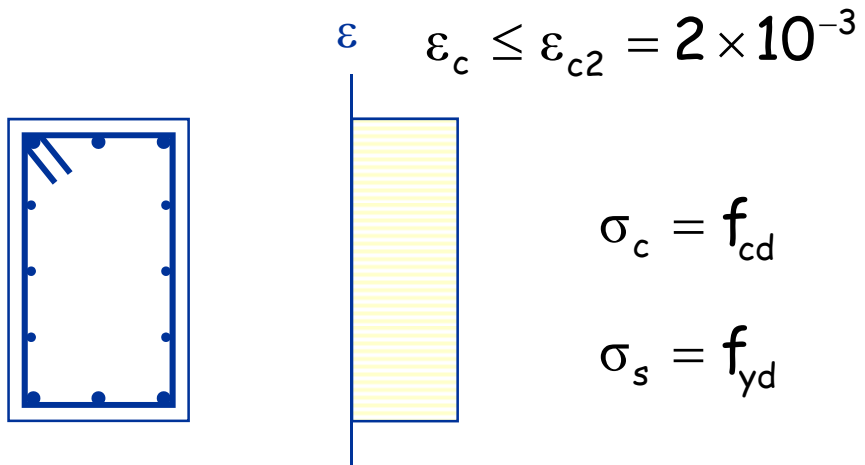
~~$$M_y = \int \sigma z dA$$~~

~~$$M_z = -\int \sigma y dA$$~~

Trazione

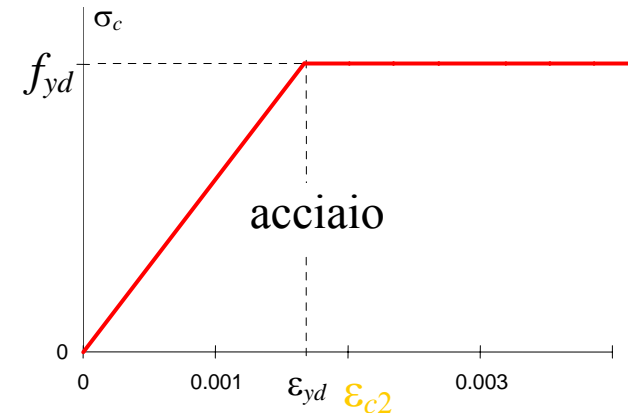
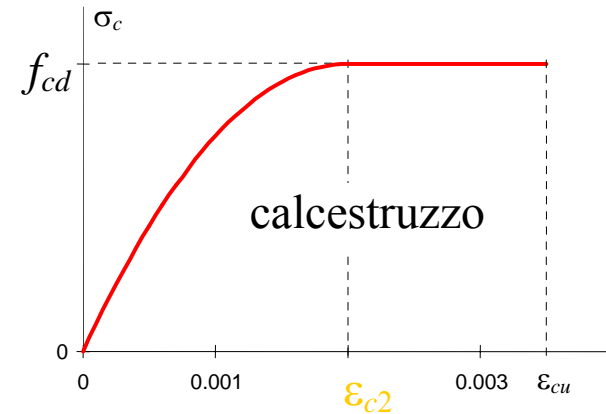
Compressione

Verifica - stato limite ultimo



$$N_{Rd} = f_{cd} A_c + f_{yd} A_s$$

la sezione non può
portare alcun
momento flettente



Verifica - stato limite ultimo

Nota:

"Nel caso di pilastri soggetti a compressione assiale si deve comunque assumere una componente flettente dello sforzo

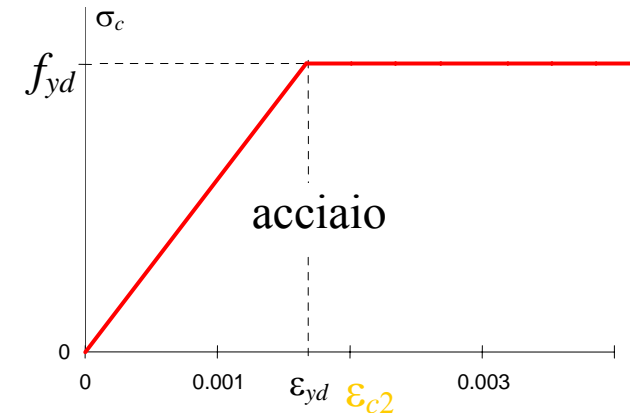
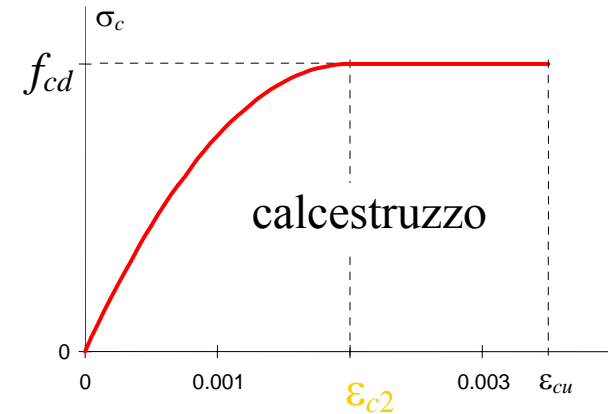
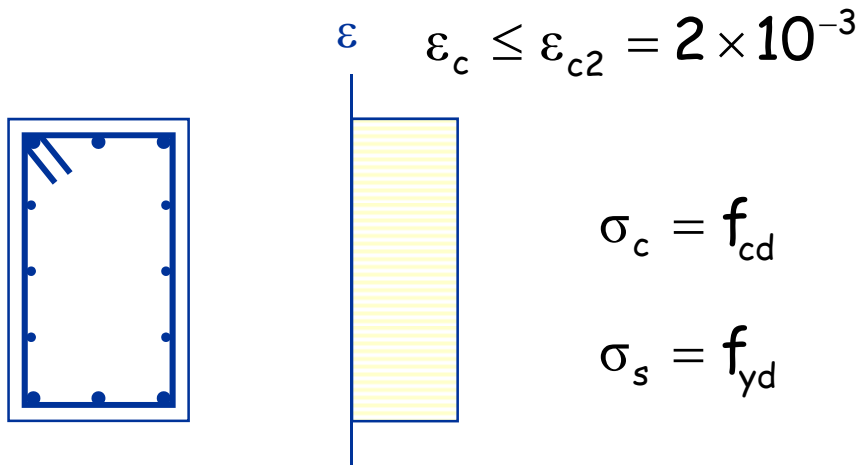
$M_{Ed} = e N_{Ed}$ con eccentricità e pari almeno a $0,05h \geq 20\text{mm}$
(con h altezza della sezione)"

La sezione può portare il momento flettente corrispondente ad un'eccentricità di $0.05h$ se N_{Rd} è superiore del 15% a N_{Ed}
(si parlerà più avanti di domini di resistenza M-N)

Un modo semplice per soddisfare questa verifica consiste nel ridurre la resistenza a sforzo normale centrato dividendola per un coefficiente 1.2

(Il margine è portato prudenzialmente al 20%)

Verifica - stato limite ultimo



~~$$N_{Rd} = f_{cd} A_c + f_{yd} A_s$$~~

la sezione non può
portare alcun
momento flettente

$$N_{Rd} = \frac{1}{1.2} (f_{cd} A_c + f_{yd} A_s) \quad (\text{consigliata})$$

Verifica - confronto

TA

$$N_{\max} = \underbrace{0.7 \bar{\sigma}_c}_{6.8} A_c + \underbrace{0.7 n \bar{\sigma}_c}_{102} A_s$$

Quasi lo stesso
rapporto dei carichi

$$\frac{11.8}{6.8} \cong 1.7$$

$$\frac{326}{102} \cong 3.20$$

Rapporto
molto
maggiore

SLU

$$N_{Rd} = \underbrace{\frac{f_{cd}}{1.2}}_{11.8} A_c + \underbrace{\frac{f_{yd}}{1.2}}_{326} A_s$$

Calcestruzzo di classe C25/30

Acciaio B450C

Verifica - confronto

TA

$$N_{\max} = \underbrace{0.7 \bar{\sigma}_c}_{6.8} A_c + \underbrace{0.7 n \bar{\sigma}_c}_{102} A_s$$

Allo stato limite ultimo,
l'acciaio compresso conta molto di più

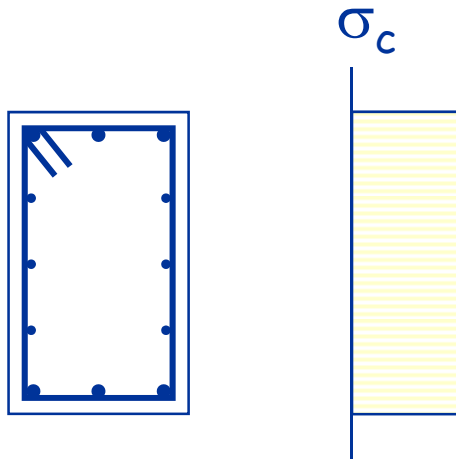
SLU

$$N_{Rd} = \underbrace{\frac{f_{cd}}{1.2}}_{11.8} A_c + \underbrace{\frac{f_{yd}}{1.2}}_{326} A_s$$

Calcestruzzo di classe C25/30

Acciaio B450C

Progetto - tensioni ammissibili



La norma impone $\rho = \frac{A_s}{A_c} \geq 0.008$

$$n = 15$$

$$N_{\max} = 0.7 \bar{\sigma}_c A_c (1 + n \rho)$$

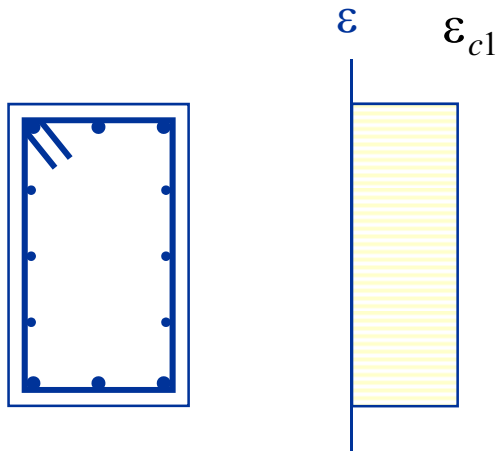
Si determina la sezione
di calcestruzzo

$$A_c \geq \frac{N}{0.784 \bar{\sigma}_c}$$

e poi l'armatura

$$A_s \geq 0.008 A_c$$

Progetto - stato limite ultimo



La norma impone che l'armatura porti almeno il 10% dello sforzo normale

era 15%

$$0.90 N_{Sd} \geq 0.10 N_{Sd}$$

$$N_{Rd} = f_{cd} A_c + f_{yd} A_s$$

Si determina la sezione di calcestruzzo

$$A_c \geq \frac{N_{Ed}}{f_{cd}}$$

e l'armatura

$$A_s \geq \frac{0.20 N_{Ed}}{f_{yd}}$$

Progetto - confronto

Si ipotizza che $N_{sd} (SLU) = 1.4 N (TA)$

TA

$$A_c \geq \frac{N}{0.784 \bar{\sigma}_c}$$

1/7.64

$$A_s \geq 0.008 A_c = \frac{0.008 N}{0.784 \bar{\sigma}_c}$$

1/956

La sezione è di
poco inferiore allo
SLU (30% in meno)

$$\frac{1}{7.64} \cong 1.3 \times \frac{1.4}{14.2}$$

$$\frac{1}{956} \cong 1.5 \times \frac{1.4}{1955}$$

Differenze
maggiori per
l'armatura
(50% in
meno allo
SLU)

SLU

$$A_c \geq \frac{N_{Ed}}{f_{cd}}$$

1/14.2

$$A_s \geq \frac{0.20 N_{Ed}}{f_{yd}}$$

1/1955

Calcestruzzo di classe C25/30

Acciaio B450C

Progetto - confronto

Si ipotizza che $N_{sd} (SLU) = 1.4 N (TA)$

Calcestruzzo	A_{cTA}/A_{cSLU}	A_{sTA}/A_{sSLU}
C16/20	1.100	1.965
C20/25	1.173	1.676
C25/30	1.278	1.461
C28/35	1.269	1.295
C32/40	1.302	1.163
C35/45	1.292	1.056

Calcestruzzo di varie classi

Acciaio B450C

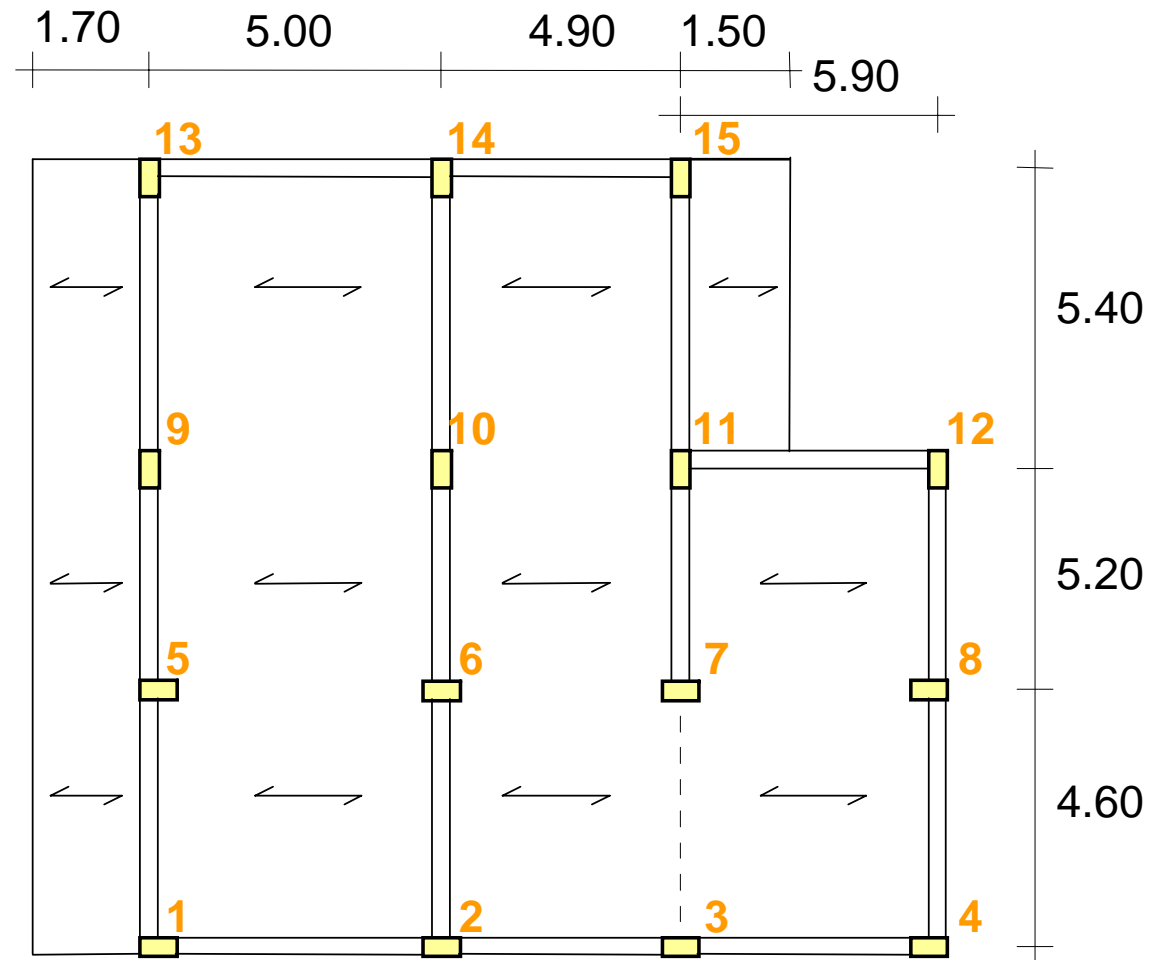
Progetto - commento

Operando allo stato limite ultimo è possibile ridurre la sezione trasversale ed ancor più l'armatura nelle sezioni soggette a solo sforzo normale

La riduzione d armatura diventa meno rilevante quando si usano calcestruzzi ad elevate prestazioni

Questa affermazione non vale in zona sismica, perché le sezioni sono soggette anche a forte momento flettente e devono essere molto resistenti per garantire un comportamento duttile della struttura

Esempio - edificio a 6 impalcati



Materiali utilizzati

Calcestruzzo

C25/30

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 33 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 22000 (f_{cm})^{0.3} = 31475 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk} = 0.7 \times 0.30 \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 1.80 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = 14.2 \text{ MPa}$$

Acciaio

B450C

$$E_s = 210000 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = 391.3 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{yd} = \frac{391.3}{210000} = 1.86 \times 10^{-3}$$

Carichi unitari

per TA

per SLU

Solaio tramezzi = 1.2 kN/m^2
 altri car. = $\underline{4.1 \text{ kN/m}^2}$
 $g_k = 5.3 \text{ kN/m}^2$
 $q_k = 2.0 \text{ kN/m}^2$

 tramezzi = $1.5 \times 1.2 = 1.8 \text{ kN/m}^2$
 altri car. = $1.3 \times 4.1 = \underline{5.3 \text{ kN/m}^2}$
 $g_d = 7.1 \text{ kN/m}^2$

Balconi $g_k = 3.9 \text{ kN/m}^2$

 $q_k = 4.0 \text{ kN/m}^2$

$q_d = 1.5 \times 2.0 = 3.0 \text{ kN/m}^2$

$g_d = 1.3 \times 3.9 = 5.1 \text{ kN/m}^2$

$q_d = 1.5 \times 4.0 = 6.0 \text{ kN/m}^2$

Tompagno $g_k = 7.2 \text{ kN/m}$

$g_d = 1.3 \times 7.2 = 9.4 \text{ kN/m}$

Travi 30x60 $g_k = 3.7 \text{ kN/m}$

$g_d = 1.3 \times 3.7 = 4.8 \text{ kN/m}$

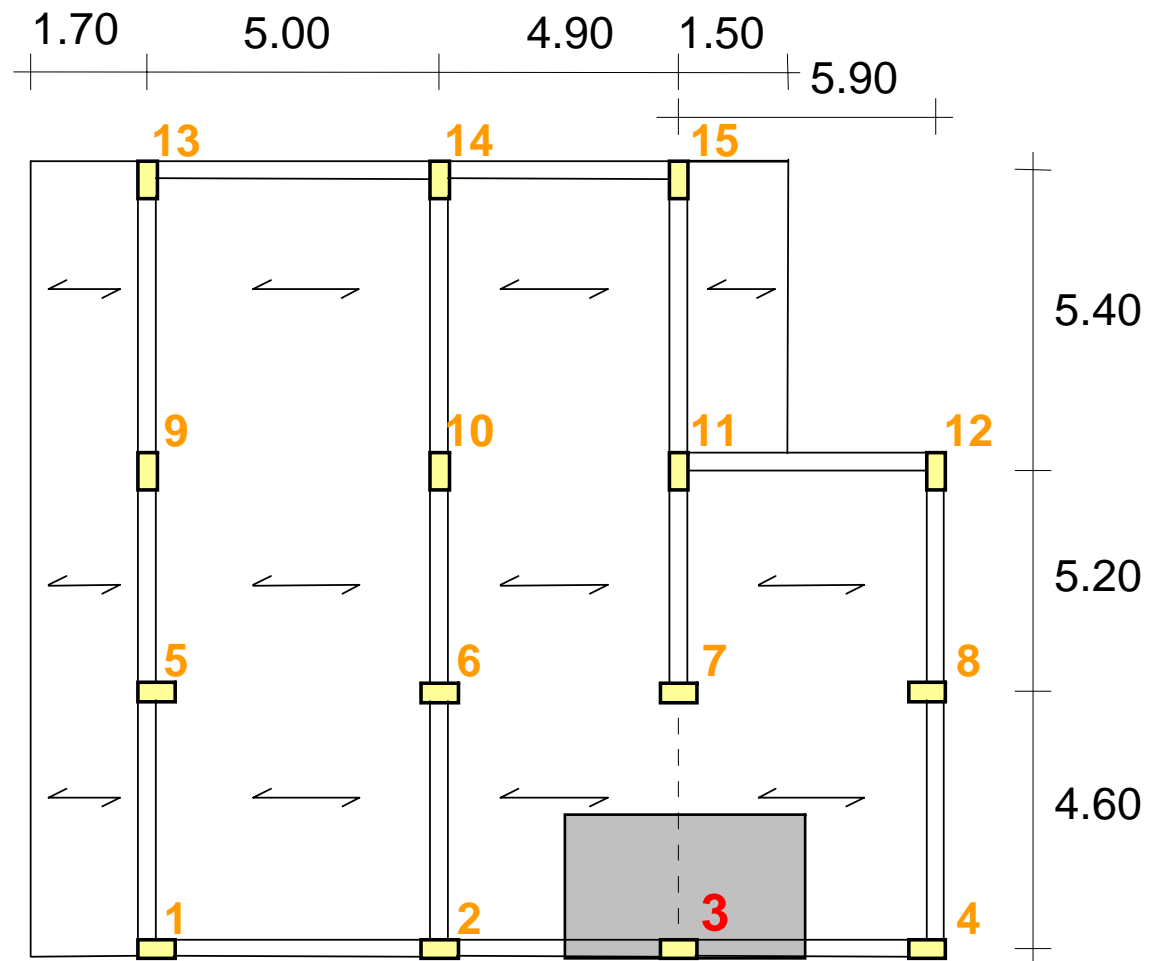
70x24 $g_k = 2.4 \text{ kN/m}$

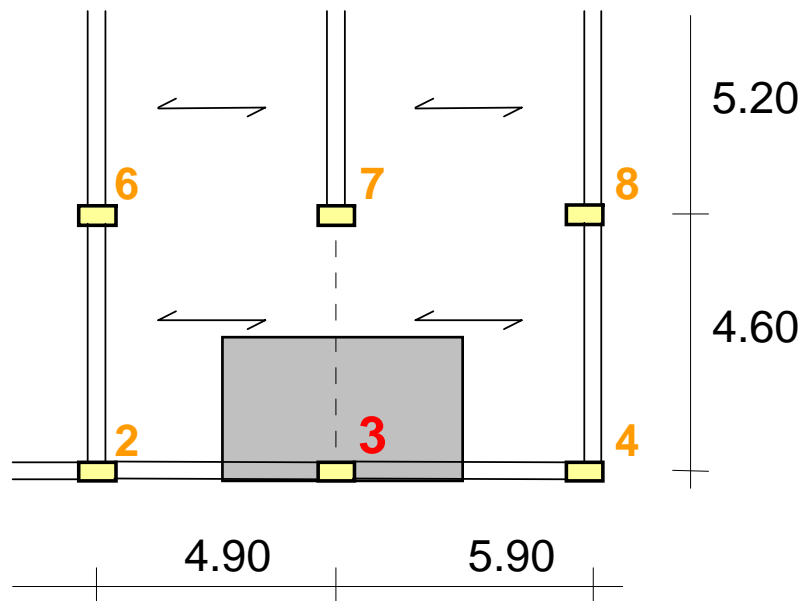
$g_d = 1.3 \times 2.4 = 3.1 \text{ kN/m}$

Riepilogo carichi (per pilastri)

	per TA	per SLU
Solaio ($g + 0.9 q$)	7.1 kN/m ²	9.8 kN/m ²
Balconi ($g + 0.9 q$)	7.5 kN/m ²	10.5 kN/m ²
Tompagno	7.2 kN/m	9.4 kN/m
Travi 30x60	3.7 kN/m	4.8 kN/m
70x24	2.4 kN/m	3.1 kN/m

Scarico al piano tipo pilastro 3





Scarico al piano tipo pilastro 3

solaio

$$\frac{4.90 + 5.90 \times 1.2}{2} \times \frac{4.60}{2} = 13.78 \text{ m}^2 \times 9.8 = 135.0 \text{ kN}$$

tompagno

$$\frac{4.90 + 5.90 \times 1.2}{2} = 6.0 \text{ m} \times 9.4 = 56.4 \text{ kN}$$

trave em.

$$\frac{4.90 + 5.90 \times 1.2}{2} = 6.0 \text{ m} \times 4.8 = 28.8 \text{ kN}$$

trave sp.

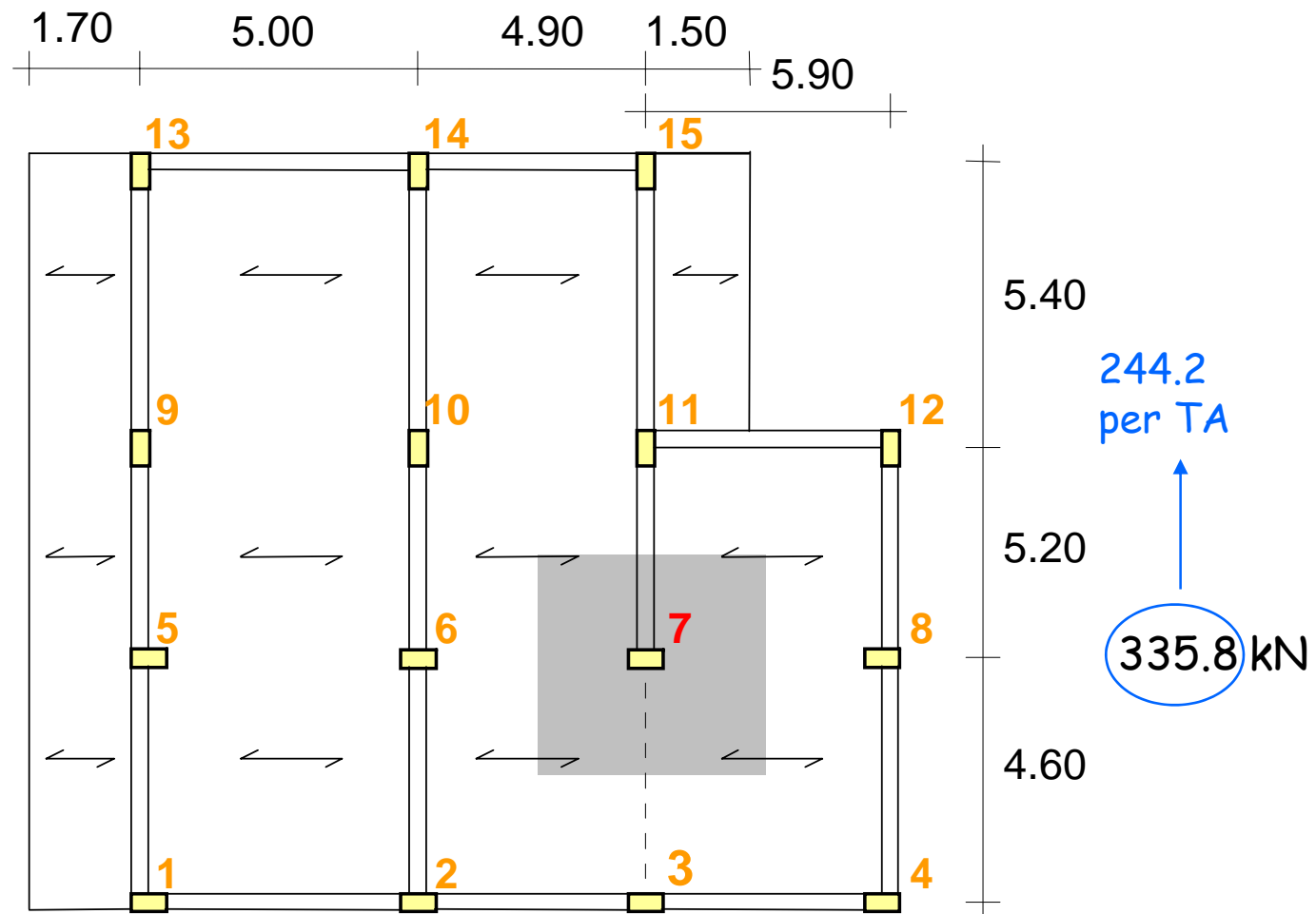
$$\frac{4.60}{2} = 2.3 \text{ m} \times 3.1 = 7.1 \text{ kN}$$

$$168.8 \text{ per TA} \leftarrow 227.3 \text{ kN}$$

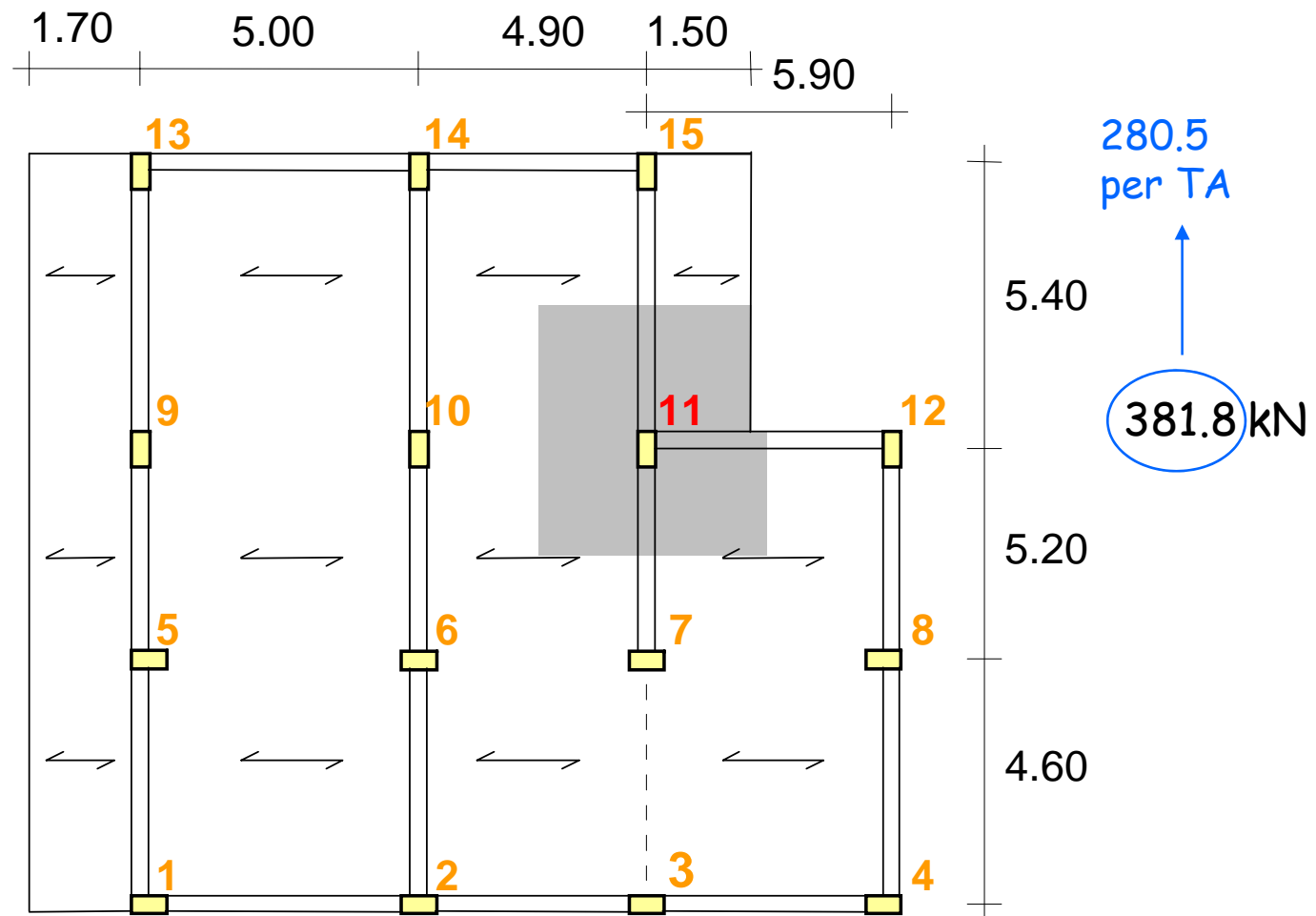
carico

7.1
per TA

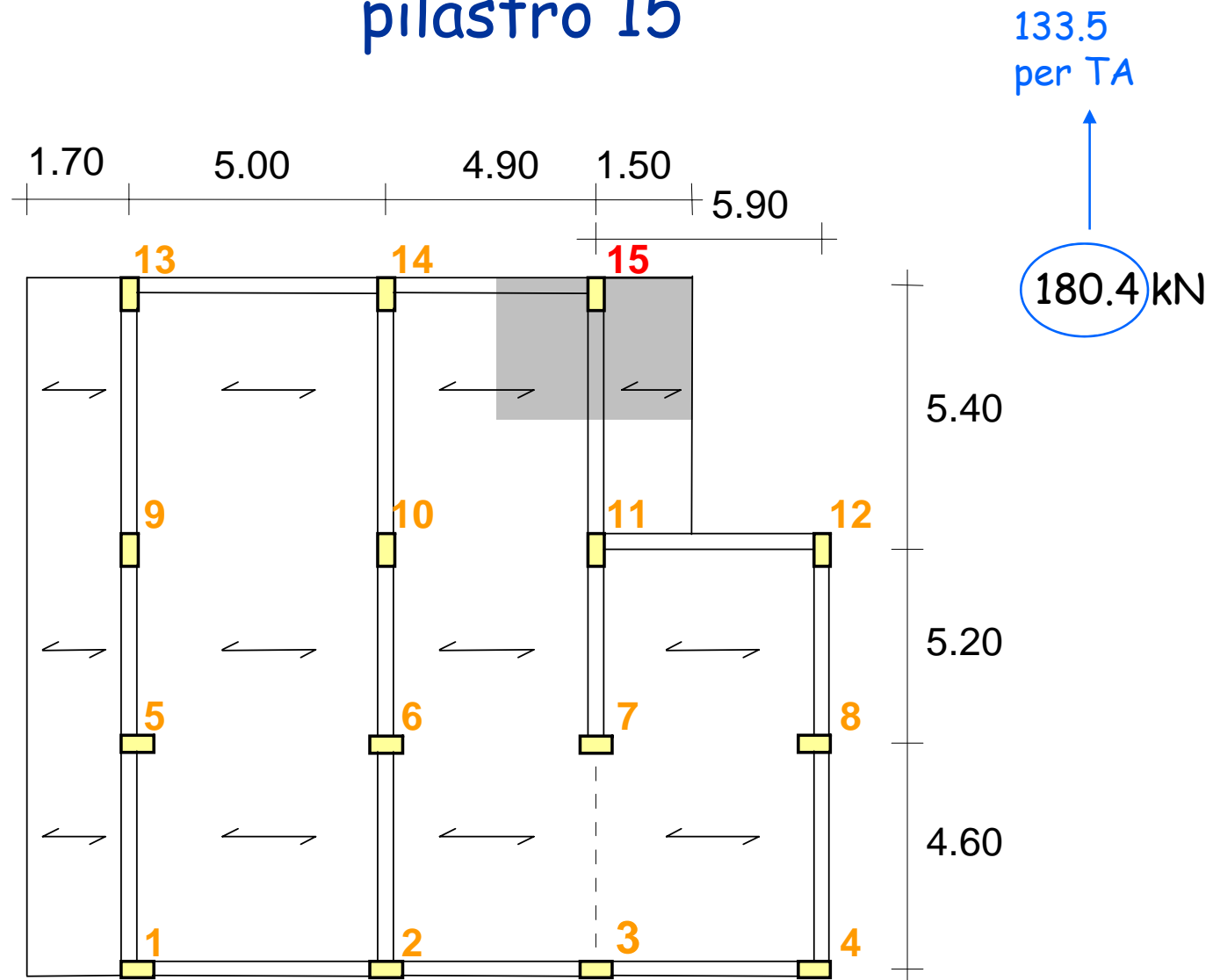
Scarico al piano tipo pilastro 7



Scarico al piano tipo pilastro 11



Scarico al piano tipo pilastro 15



Dimensionamento - pilastro 3

Scarico al piano	227.3 kN
Peso proprio medio	13.6 kN
	<hr/>
	240.9 kN

$$A_c = \frac{N_{Sd}}{f_{cd}}$$

piano	N _{Ed} (kN)	A _c (cm ²)	sezione
6	240.9	170	30×30
5	481.8	339	30×30
4	722.7	509	30×30
3	963.6	679	30×30
2	1204.5	848	30×30
1	1445.4	1018	40×30

Con TA, alla base

1073.4

1404

50×30

Dimensionamento - pilastro 7

Scarico al piano	335.8 kN
Peso proprio medio	20.1 kN
	<hr/>
	355.9 kN

$$A_c = \frac{N_{Sd}}{f_{cd}}$$

piano	N _{Ed} (kN)	A _c (cm ²)	sezione
6	355.9	251	30×30
5	711.8	501	30×30
4	1067.7	752	30×30
3	1423.6	1003	40×30
2	1779.5	1253	50×30
1	2135.4	1504	60×30

Con TA, alla base

1553.4

2032

70×30

Dimensionamento - pilastro 11

Scarico al piano	381.8 kN
Peso proprio medio	22.9 kN
	<hr/>
	404.7 kN

$$A_c = \frac{N_{Sd}}{f_{cd}}$$

piano	N _{Ed} (kN)	A _c (cm ²)	sezione
6	404.7	285	30×30
5	809.4	570	30×30
4	1214.1	855	30×30
3	1618.8	1140	30×40
2	2023.5	1425	30×50
1	2428.2	1710	30×60

Con TA, alla base

1783.8

2334

40×60

Dimensionamento - pilastro 15

Scarico al piano	180.4 kN
Peso proprio medio	10.8 kN
	<hr/>
	191.2 kN

$$A_c = \frac{N_{Sd}}{f_{cd}}$$

piano	N _{Ed} (kN)	A _c (cm ²)	sezione
6	191.2	135	30×30
5	382.4	269	30×30
4	573.6	404	30×30
3	764.8	539	30×30
2	956	673	30×30
1	1147.2	808	30×30

Con TA, alla base

849.0

1111

30×40

Armature longitudinali dei pilastri (NTC08 punto 4.1.6.1.2)

Le barre d'armatura devono avere diametro non minore di 12 mm ed interasse non maggiore di 300 mm

La quantità minima di armatura longitudinale totale $A_{s,min}$ deve essere determinata con la seguente equazione:

$$A_{s,min} = \frac{0.10 N_{Ed}}{f_{yd}} \geq 0.003 A_c$$

dove:

f_{yd} è la tensione di snervamento di calcolo dell'armatura;

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

A_c è l'area della sezione trasversale del calcestruzzo.

NOTA BENE:

in zona sismica le armature sono maggiori (min 1%)

Armatura minima nei pilastri (NTC08 punto 4.1.6.1.2)

$$A_{s,min} = \frac{0.10 N_{Ed}}{f_{yd}}$$

$$A_{c,nec} = \frac{0.90 N_{Ed}}{f_{cd}}$$

$$\frac{A_{s,min}}{A_{c,nec}} = \frac{0.10 N_{Ed} / f_{yd}}{0.9 N_{Ed} / f_{cd}} = 0.111 \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Ad esempio

Acciaio B450C:

$$f_{yd} = 391.3 \text{ N/mm}^2$$

Calcestruzzo C25/30:

$$f_{cd} = 14.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{A_{s,min}}{A_{c,nec}} = 0.111 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.111 \times \frac{14.2}{391.3} = 0.004 = 0.4\%$$

Armatura minima nei pilastri (secondo la proposta)

$$A_{s,min} = \frac{0.20 N_{Ed}}{f_{yd}}$$

$$A_{c,nec} = \frac{N_{Ed}}{f_{cd}}$$

$$\frac{A_{s,min}}{A_{c,nec}} = \frac{0.20 N_{Ed} / f_{yd}}{N_{Ed} / f_{cd}} = 0.2 \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Ad esempio

Acciaio B450C:

$$f_{yd} = 391.3 \text{ N/mm}^2$$

Calcestruzzo C25/30:

$$f_{cd} = 14.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{A_{s,min}}{A_{c,nec}} = 0.2 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.2 \times \frac{14.2}{391.3} = 0.007 = 0.7\%$$

Armatura minima nei pilastri - confronto

Calcestruzzo	NTC08	Proposta
C16/20	0.26%	0.46%
C20/25	0.32%	0.58%
C25/30	0.40%	0.72%
C28/35	0.45%	0.81%
C32/40	0.51%	0.93%
C35/45	0.56%	1.01%

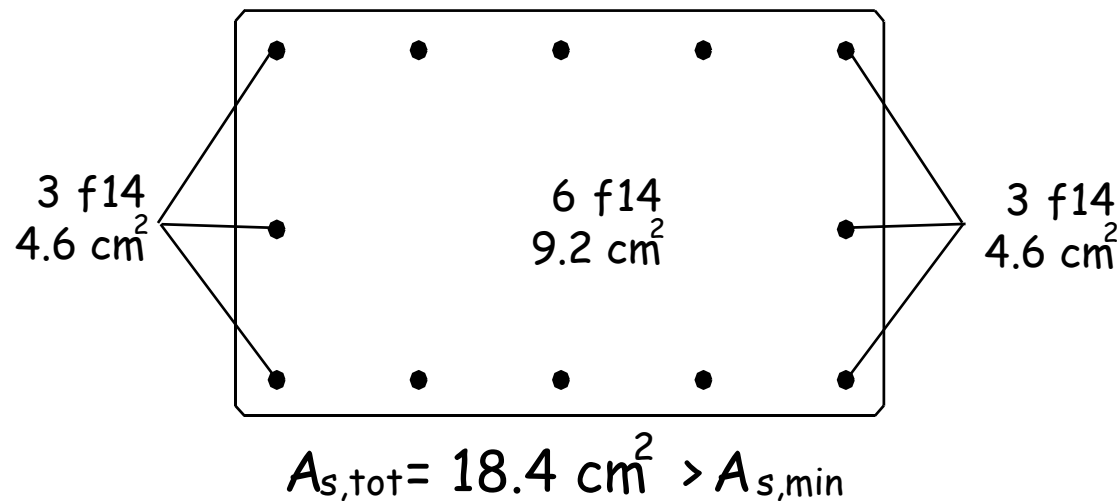
Armature del pilastro 11 al primo ordine

40x60



Armatura minima (su tutta la sezione):

$$A_{s,min} = 0.7\% A_c = 16.8 \text{ cm}^2$$



Armature longitudinali dei pilastri (NTC08 punto 4.1.6.1.2)

Al di fuori delle zone di sovrapposizione, l'area dell'armatura non deve essere maggiore di $0,04A_c$.

Ulteriori indicazioni (EC2):

Le barre longitudinali devono, di regola, essere distribuite lungo il perimetro della sezione. Per pilastri aventi sezione trasversale poligonale, almeno una barra sarà disposta in ogni spigolo.

Per pilastri di sezione circolare, il numero minimo di barre è 6.

Armature trasversali dei pilastri (NTC08 punto 4.1.6.1.2)

Interasse delle staffe non maggiore di 12 volte il diametro delle barre impiegate per l'armatura longitudinale (e non superiori a 250 mm).

Diametro delle staffe non minore di 6 mm e di $\frac{1}{4}$ del diametro massimo delle barre longitudinali.

Ulteriori indicazioni (EC2):

Ridurre il passo delle staffe ($\times 0.6$) in sezioni poste al di sopra e al di sotto della trave, per un tratto pari alla massima dimensione della sezione del pilastro, nonché in zone di giunzione di armature per sovrapposizione.