



**UNIVERSITÀ  
DEGLI STUDI  
DI TRIESTE**



prof. ing. Ingrid Boem  
via A. Valerio 6/2  
34127 Trieste  
ingrid.boem@dia.units.it

**E04**

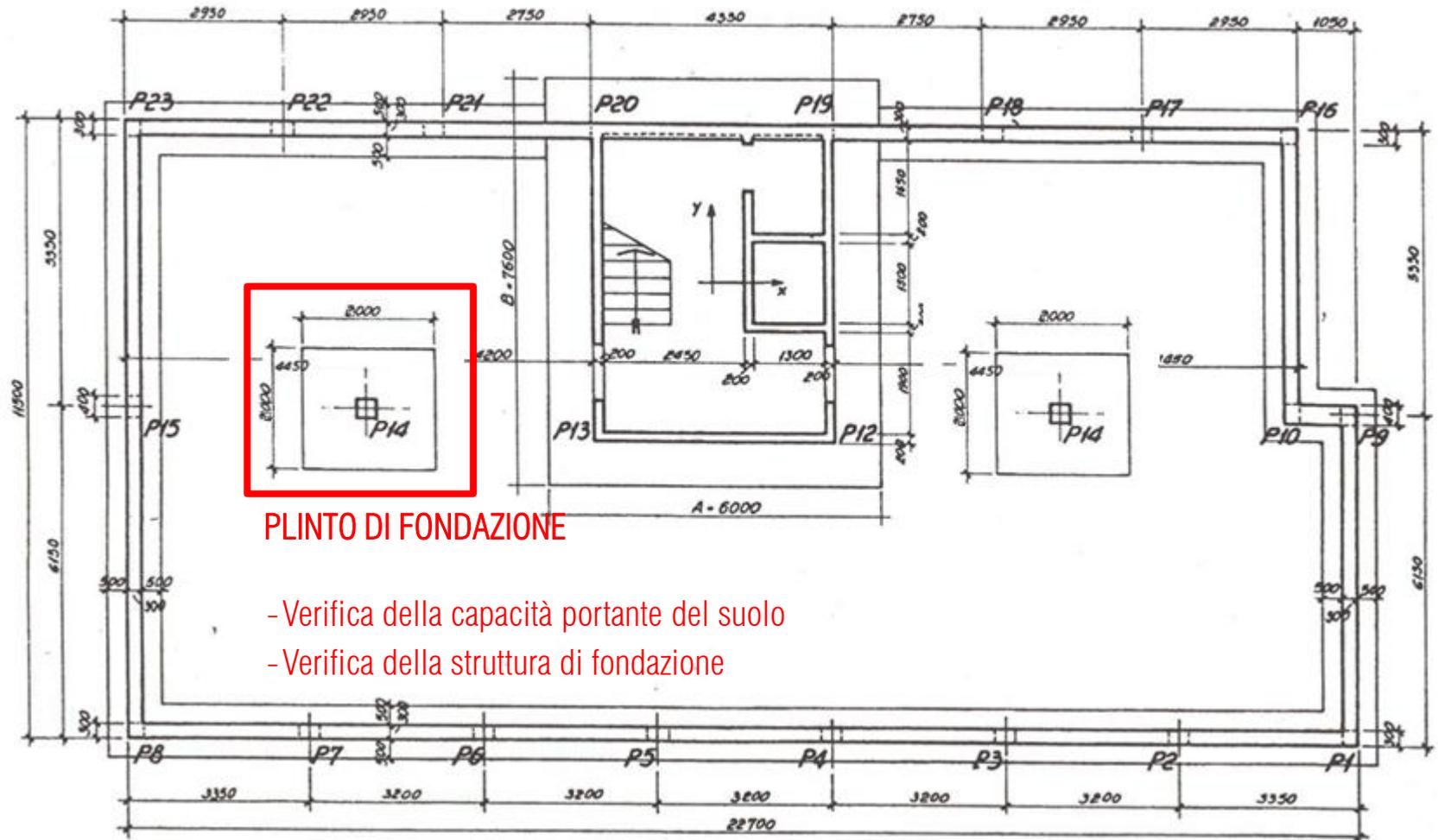
## ESERCITAZIONE 03 CALCOLO DELLE FONDAZIONI

---

A. A. 2024-2025  
Corso di Tecnica delle costruzioni

## CALCOLO DI UN PLINTO DI FONDAZIONE

tav. 12 PIANTA FONDAZIONI



PLINTO DI FONDAZIONE

- Verifica della capacità portante del suolo
- Verifica della struttura di fondazione

## Verifica capacità portante (v. lez. Fondazioni)

Bisogna valutare che la pressione indotta sul terreno  $\sigma_{Ed}$  sia inferiore alla pressione massima che il terreno è in grado di sostenere:

$$\sigma_{Ed} = \frac{P_{Ed}}{A} \leq \frac{q_R}{\gamma_{Rd}}$$

La capacità portante del terreno si può calcolare come:

$$q_R = s_c c N_c + s_q q N_q + s_\gamma 0.5 \gamma b N_\gamma$$

		
Contrib. coesione del terreno	Contrib. peso del terreno ai lati fondaz.	Contrib. legato all'attrito del terreno

$P_{Ed}$  azione assiale (carichi verticali + peso del plinto), valutata considerando un coefficiente parziale di sicurezza per le azioni pari a 1,43;

A area di base del plinto

$q_{Rd}$  capacità portante del terreno

$\gamma_{Rd}$  coefficiente parziale di sicurezza per le resistenze (=2,3)

c coesione del terreno

$q = \gamma h$  peso del terreno ai lati della fondazione (con h spessore strato terreno ai lati)

$\gamma$  peso specifico del terreno ai lati

a, b dimensioni in pianta della fondazione

$s_c, s_q, s_\gamma$  fattori di forma della fondazione

$N_c, N_q, N_\gamma$  fattori correttivi che dipendono dal terreno (dall'angolo di attrito  $\phi$ )

$$N_q = e^{\pi \text{tg} \phi} \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) / \text{tg} \phi$$

$$N_g = 2(N_q + 1) \text{tg} \phi$$

$$s_q = 1 + (b/a) \text{tg} \phi$$

$$s_c = 1 + (b/a) (N_q / N_c)$$

$$s_g = 1 - 0,4(b/a)$$

**ESEMPIO.** Terreno non coesivo, ghiaioso-sabbioso con  $c = 0$ ,  $\phi = 35^\circ$ ,  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$   
 $a = b = 200 \text{ cm}$ ,  $h = 90 \text{ cm}$  (cautelativamente, altezza plinto)

$\text{tg}\phi$	$N_q$	$N_c$	$N_g$	$N_q/N_c$	$\phi$
0,70	33,26	46,09	47,97	0,722	35,0

$$s_q = 1 + \frac{2000}{2000} 0,70 = 1,70$$

$$s_c = 1 + \frac{2000}{2000} \frac{33,26}{46,09} = 1,72$$

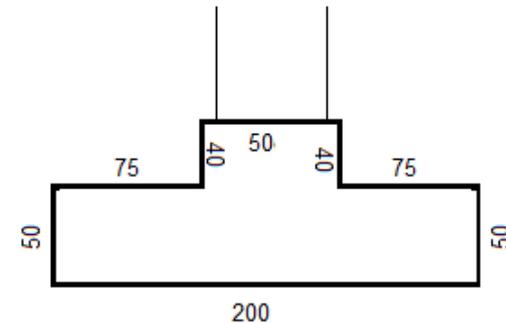
$$s_\gamma = 1 - 0,4 \frac{2000}{2000} = 0,6$$

$$q_{Rd} = 1,72 \cdot 0 \cdot 46,09 + 1,70 \cdot 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} 0,9\text{m} \cdot 33,26 + 0,6 \cdot 0,5 \cdot 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} 2,0\text{m} \cdot 47,97 = 1434,06 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{Ed} = \frac{P_{Ed}}{A} \leq \frac{q_R}{\gamma_{Rd}} \quad \frac{(1178,80\text{kN} + 2,1\text{m}^3 \cdot 25\text{kN}/\text{m}^3)1,43}{2,00\text{m} \cdot 2,00\text{m}} \leq \frac{1434,06 \text{ kN}/\text{m}^2}{2,3}$$

$$440,19 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \leq 623,50 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

**Verificato**



## Dimensionamento dell'armatura e verifiche di resistenza

Caso plinto tozzo (meccanismo a trianti e puntoni)

$$P_a = \frac{a - a'}{2a} P_d = \frac{1}{2} \cdot \frac{2,0m - 0,5m}{2,0m} (1178,80 \cdot 1,43) kN = 631,70m$$

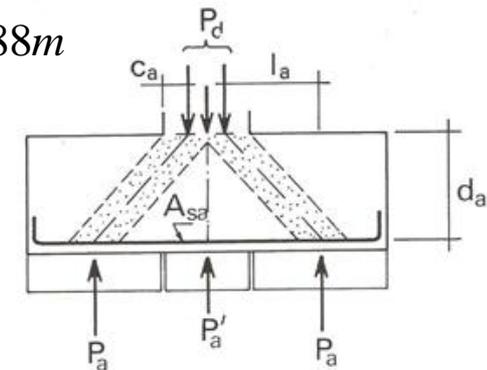
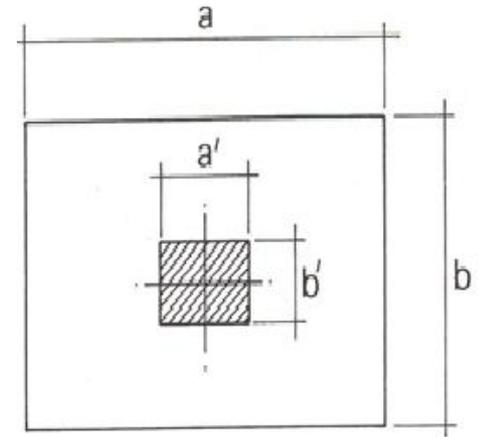
$$P'_a = \frac{a'}{a} P_d = \frac{0,5m}{2,0m} 1686kN = 421,5kN$$

$$c_a = \min\{0,2d_a; a'/4\} = \min\{0,2 \cdot (0,5 - 0,05 - 0,008)m; 0,5m/4\} = 0,088m$$

$$l_a \cong \frac{a - a'}{4} + c_a = \frac{2m - 0,5m}{4} + 0,088m = 0,463m$$

$$A_{sa, \min} = \frac{P_d - P'_a}{2f_{yd} \frac{d_a}{l_a}} = \frac{1686 \cdot 10^3 N - 421,5 \cdot 10^3 N}{2 \cdot 391,30 MPa \frac{(0,5 - 0,05 - 0,008)m}{0,463m}} = 1692,54 mm^2$$

Ipotizzo di utilizzare 9φ16, pertanto  $A_{sa}^* = 9 \cdot \left( \frac{\pi \cdot 16^2}{4} \right) = 1809,56 mm^2 > 1692,54 mm^2$



Verifica resistenza armatura

$$P_{rs} = P'_a + 2A_{sa} f_{yd} \frac{d_a}{l_a} > P_d$$

$$P_{rs} = 421,5 \cdot 10^3 N + 2 \cdot 1809,56 \text{mm}^2 \cdot 391,30 \text{MPa} \frac{(0,5 - 0,05 - 0,008) \text{m}}{0,463 \text{m}} =$$

$$= 421500 N + 1351930 N = 1773 \text{kN} > 1686 \text{kN} \quad \text{Verificato}$$

Verifica resistenza calcestruzzo

$$P_{rc} \cong P_o + 2 \cdot 0,4 d_a b' f_{cd} \frac{1}{1 + \lambda_a^2} + 2 \cdot 0,4 d_b a' f_{cd} \frac{1}{1 + \lambda_b^2} > P_d$$

$$\lambda_a \left( = \frac{l_a}{d_a} \right) = \lambda_b \left( = \frac{l_b}{d_b} \right) = \frac{0,463 \text{m}}{(0,5 - 0,05 - 0,008) \text{m}} = 1,05$$

$$P_o \cong \frac{a'b'}{ab} P_d = \frac{0,5 \text{m} \cdot 0,5 \text{m}}{2 \text{m} \cdot 2 \text{m}} 1686 \text{kN} = 105,38 \text{kN}$$

$$P_{rc} \cong 105,38 \cdot 10^3 N + 2 \cdot 2 \cdot 0,4 \cdot 442 \text{mm} \cdot 500 \text{mm} \cdot 14,17 \text{MPa} \frac{1}{1 + 1,05^2} = 2489 \text{kN} > 1686 \text{kN}$$

**Verificato**

## Dimensionamento dell'armatura e verifiche di resistenza

Caso plinto snello (meccanismo a mensola)

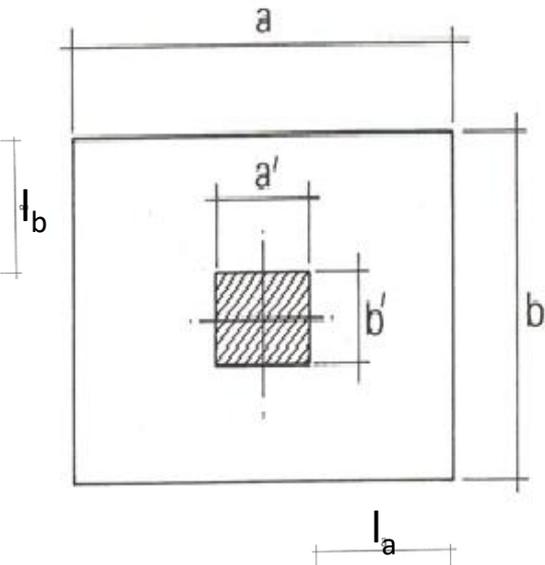
Reazione del terreno  $\sigma_v = \frac{P_d}{ab} = \frac{1686 \cdot 10^3 \text{ N}}{2000 \cdot 2000 \text{ mm}^2} = 0,42 \text{ MPa}$

Momenti flettenti  $M_a = \frac{\sigma_v b l_a^2}{2} \quad l_a = \frac{a - a'}{2}$

$M_b = \frac{\sigma_v b l_b^2}{2} \quad l_b = \frac{b - b'}{2}$

$M_b = M_a = \frac{0,42 \text{ MPa} \cdot 2 \text{ m} \cdot 750^2 \text{ mm}^2}{2} = 236,25 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Armatura  $A_{sa, \min} = \frac{M_a}{f_{yd} \cdot 0,9 d_a} \quad A_{sb, \min} = \frac{M_b}{f_{yd} \cdot 0,9 d_b}$



$d_a = d_b$ : altezza utile della sezione (500-50-9)mm

$A_{sa, \min} = A_{sb, \min} = \frac{236250000 \text{ N} \cdot \text{mm}}{391,30 \text{ MPa} \cdot 0,9 \cdot 442 \text{ mm}} = 1517,74 \text{ mm}^2$

Ipotizzo di utilizzare  $7\phi 16$ , pertanto  $A_{sa}^* = A_{sb}^* = 7 \cdot \left( \frac{\pi \cdot 16^2}{4} \right) = 1707,42 \text{ mm}^2 > 1245,41 \text{ mm}^2$

Verifica a flessione

$$M_{Rd,a} = A_{sa}^* \cdot f_{yd} \cdot 0.9d_a \qquad M_{Rd,b} = A_{sb}^* \cdot f_{yd} \cdot 0.9d_b$$

**Verificato**

$$M_{Rd,a} = M_{Rd,b} = 1707,42\text{mm}^2 \cdot 391,3\text{MPa} \cdot 0.9 \cdot 442\text{mm} = 265,76\text{kN} \cdot \text{m} \geq 236,25\text{kN} \cdot \text{m}$$

Verifica a punzonamento (per plinti di non grande spessore)

- Resistenza sul perimetro critico ( $u$ ):

$$P_r' = 0,25 \cdot u \cdot d \cdot f_{ctd} \cdot k \cdot (1 + 50\rho_s)$$

$$0,25 \cdot (4 \cdot (500\text{mm} + 4 \cdot 442\text{mm})) \cdot 442\text{mm} \cdot 1,79\text{MPa} \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{442}}\right) \cdot \left(1 + 50 \frac{1707,42\text{mm}^2}{2000\text{mm} \cdot 500\text{mm}}\right) = 3257,67\text{kN}$$

- Resistenza sul perimetro del pilastro ( $u_0$ )

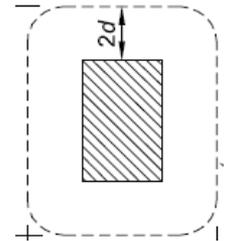
$$P_r'' = 0,4 \cdot u_0 \cdot d \cdot f_{cd} \cdot k \cdot (1 + \lambda^2)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad d \text{ in mm}$$

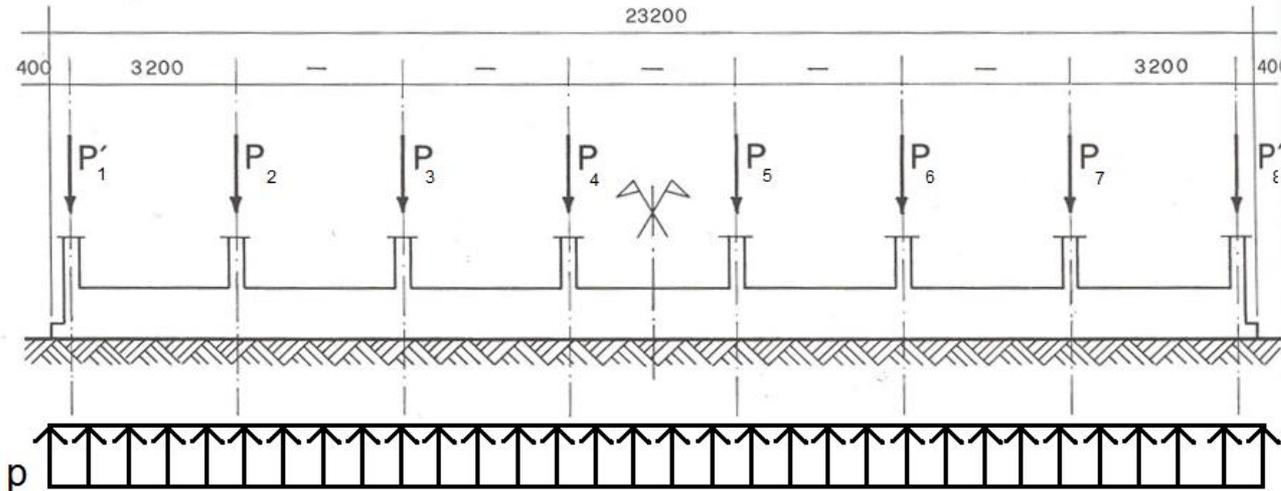
$$0,4 \cdot (4 \cdot 500\text{mm}) \cdot 442\text{mm} \cdot 14,17\text{MPa} (1 + 0,308^2) = 5485,83\text{kN}$$

$$\lambda_a \left( = \frac{l_a}{d_a} \right) = \lambda_b \left( = \frac{l_b}{d_b} \right) = \frac{0,750}{0,442} = 0,308 \qquad f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{0,7 f_{ctm}}{\gamma_c} = \frac{0,7 (0,3 f_{ck})^{2/3}}{\gamma_c} = \frac{0,7 (0,3 \cdot 25)^{2/3}}{1,5} = 1,79\text{MPa}$$

$$P_r = \min\{P_r'; P_r''\} = 3257,67\text{kN} > P_d - P_0 = 1686\text{kN} - 105,38\text{kN} = 1580,62\text{kN} \quad \text{Verificato}$$



## CALCOLO DI UNA TRAVE ROVESCIA DI FONDAZIONE



### TRAVE ROVESCIA DI FONDAZIONE

- Verifica della capacità portante del suolo
- Verifica della struttura di fondazione

In fase di predimensionamento si fa riferimento a un **modello semplificato** che consiste nel considerare costante la reazione del terreno pari a:

$$p = \frac{\sum P_i}{l} = \frac{2 \cdot 1204 \text{ kN} + 6 \cdot 1686 \text{ kN}}{23,2 \text{ m}} = 539,83 \text{ kN/m}$$

## Verifica capacità portante (v. lez. Fondazioni)

ESEMPIO. Terreno non coesivo, ghiaioso-sabbioso con  $c = 0$ ,  $\phi = 35^\circ$ ,  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$

$b = 150 \text{ cm}$ ,  $h = 100 \text{ cm}$  (cautelativamente, altezza trave)

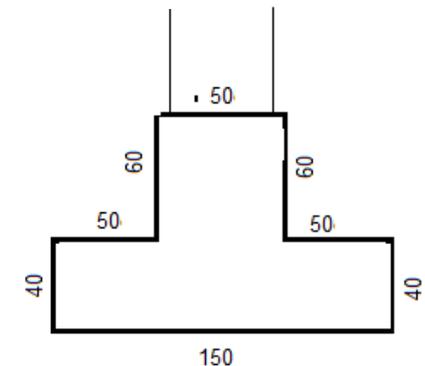
$\text{tg}\phi$	$N_q$	$N_c$	$N_g$	$N_q/N_c$	$\phi$
0,70	33,26	46,09	47,97	0,722	35,0

$$q_{Rd} = 1 \cdot 0 \cdot 46,09 + 1 \cdot 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} 1,0\text{m} \cdot 33,26 + 1 \cdot 0,5 \cdot 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} 1,5\text{m} \cdot 47,97 = 1246,28 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{Ed} = \frac{p}{b} \leq \frac{q_R}{\gamma_{Rd}} \quad \frac{(539,83 \text{ kN/m} + 22,5 \text{ kN/m})}{1,50\text{m}} \leq \frac{1246,28 \text{ kN/m}^2}{2,3}$$

$$374,89 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \leq 541,86 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

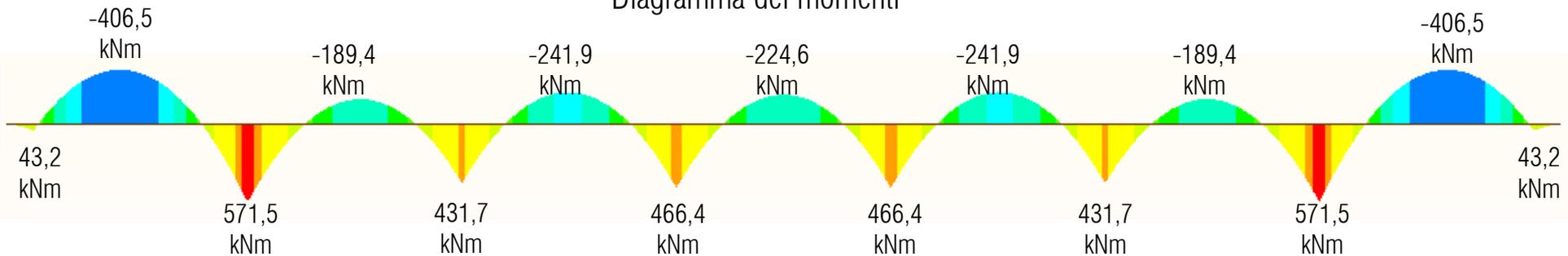
**Verificato**



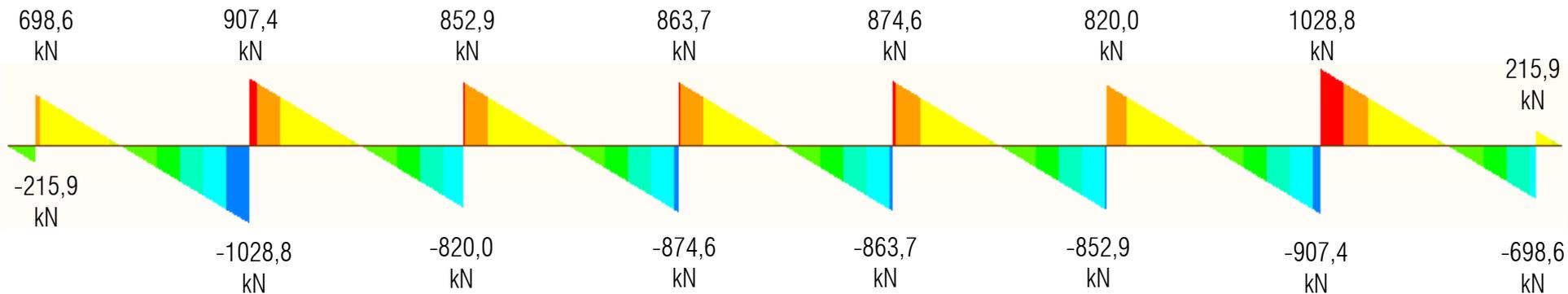
## Dimensionamento dell'armatura e verifiche di resistenza

### Diagrammi delle sollecitazioni

#### Diagramma dei momenti



#### Diagramma dei tagli



Dimensionamento delle armature longitudinali

$$\text{Campate A e G} \quad A_{s,min} = \frac{406500000 \text{ N}\cdot\text{mm}}{0,9\cdot 934 \text{ mm} \cdot 391 \text{ MPa}} = 1235,84 \text{ mm}^2$$

$$\text{Campate B e F} \quad A_{s,min} = \frac{189400000 \text{ N}\cdot\text{mm}}{0,9\cdot 934 \text{ mm} \cdot 391 \text{ MPa}} = 575,81 \text{ mm}^2$$

$$\text{Campate C e E} \quad A_{s,min} = \frac{214900000 \text{ N}\cdot\text{mm}}{0,9\cdot 942 \text{ mm} \cdot 391 \text{ MPa}} = 653,34 \text{ mm}^2$$

$$\text{Campata D} \quad A_{s,min} = \frac{224600000 \text{ N}\cdot\text{mm}}{0,9\cdot 934 \text{ mm} \cdot 391 \text{ MPa}} = 682,83 \text{ mm}^2$$

$$\text{Appoggi 1 e 8} \quad A_{s,min} = \frac{43200000 \text{ N}\cdot\text{mm}}{0,9\cdot 934 \text{ mm} \cdot 391 \text{ MPa}} = 131,34 \text{ mm}^2$$

$$\text{Appoggi 2 e 7} \quad A_{s,min} = \frac{571500000 \text{ N}\cdot\text{mm}}{0,9\cdot 934 \text{ mm} \cdot 391 \text{ MPa}} = 1737,47 \text{ mm}^2$$

$$\text{Appoggi 3 e 6} \quad A_{s,min} = \frac{431700000 \text{ N}\cdot\text{mm}}{0,9\cdot 934 \text{ mm} \cdot 391 \text{ MPa}} = 1312,45 \text{ mm}^2$$

$$\text{Appoggi 4 e 5} \quad A_{s,min} = \frac{466400000 \text{ N}\cdot\text{mm}}{0,9\cdot 934 \text{ mm} \cdot 391 \text{ MPa}} = 1417,95 \text{ mm}^2$$

OSS.  $d$  sarà pari all'altezza della trave (ipotizzo 800mm) diminuita del copriferro netto (50 mm), del diametro delle staffe (8mm) del raggio delle armature (8 mm)

Campate A e GG con **7 $\phi$ 16** si ha  $A_s^* = 7 \cdot \left(\frac{\pi \cdot 16^2}{4}\right) = 1407,52 > 1235,84 \text{ mm}^2$

Campate B e F con **3 $\phi$ 16** si ha  $A_s^* = 3 \cdot \left(\frac{\pi \cdot 16^2}{4}\right) = 603,18 > 575,81 \text{ mm}^2$

Campate C e E con **4 $\phi$ 16** si ha  $A_s^* = 4 \cdot \left(\frac{\pi \cdot 16^2}{4}\right) = 804,24 > 653,34 \text{ mm}^2$

Campata D con **4 $\phi$ 16** si ha  $A_s^* = 5 \cdot \left(\frac{\pi \cdot 16^2}{4}\right) = 804,24 > 682,83 \text{ mm}^2$

Appoggi 1 e 8 con **4 $\phi$ 16** si ha  $A_s^* = 4 \cdot \left(\frac{\pi \cdot 16^2}{4}\right) = 804,24 > 131,34 \text{ mm}^2$

Appoggi 2 e 7 con **9 $\phi$ 16** si ha  $A_s^* = 9 \cdot \left(\frac{\pi \cdot 16^2}{4}\right) = 1809,54 > 1737,47 \text{ mm}^2$

Appoggi 3 e 6 con **7 $\phi$ 16** si ha  $A_s^* = 7 \cdot \left(\frac{\pi \cdot 16^2}{4}\right) = 1407,52 > 1312,45 \text{ mm}^2$

Appoggi 4 e 5 con **8 $\phi$ 16** si ha  $A_s^* = 8 \cdot \left(\frac{\pi \cdot 16^2}{4}\right) = 1606,48 > 1417,95 \text{ mm}^2$

Verifiche di resistenza SLU a flessione

Bisogna verificare che i momenti resistenti  $M_{Rd}$  relativi alle armature scelte siano superiori ai momenti sollecitanti  $M_{Ed}$ :

$$M_{Rd} = A_s^* \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{yd} > M_{Ed}$$

Camp A e G

$$M_{Rd} = 1407,52 \text{ mm}^2 \cdot 0,9 \cdot 934 \text{ mm} \cdot 391 \text{ MPa} = \mathbf{462,62 \text{ kN} \cdot \text{m}} > 406,5 \checkmark \text{ VERIFICATO}$$

Campate B e F

$$M_{Rd} = 603,18 \text{ mm}^2 \cdot 0,9 \cdot 934 \text{ mm} \cdot 391 \text{ MPa} = \mathbf{198,25 \text{ kN} \cdot \text{m}} > 189,4 \checkmark \text{ VERIFICATO}$$

Campate C e E

$$M_{Rd} = 804,24 \text{ mm}^2 \cdot 0,9 \cdot 934 \text{ mm} \cdot 391 \text{ MPa} = \mathbf{264,33 \text{ kN} \cdot \text{m}} > 214,9 \checkmark \text{ VERIFICATO}$$

Campata D

$$M_{Rd} = 804,24 \text{ mm}^2 \cdot 0,9 \cdot 934 \text{ mm} \cdot 391 \text{ MPa} = \mathbf{264,33 \text{ kN} \cdot \text{m}} > 224,6 \checkmark \text{ VERIFICATO}$$

Appoggi 1 e 8

$$M_{Rd} = 804,24 \text{ mm}^2 \cdot 0,9 \cdot 934 \text{ mm} \cdot 391 \text{ MPa} = \mathbf{264,33 \text{ kN} \cdot \text{m}} > 43,2 \checkmark \text{ VERIFICATO}$$

Appoggi 2 e 7

$$M_{Rd} = 1809,54 \text{ mm}^2 \cdot 0,9 \cdot 934 \text{ mm} \cdot 391 \text{ MPa} = \mathbf{594,75 \text{ kN} \cdot \text{m}} > 571,5 \checkmark \text{ VERIFICATO}$$

Appoggi 3 e 6

$$M_{Rd} = 1407,42 \text{ mm}^2 \cdot 0,9 \cdot 934 \text{ mm} \cdot 391 \text{ MPa} = \mathbf{462,95 \text{ kN} \cdot \text{m}} > 431,7 \checkmark \text{ VERIFICATO}$$

Appoggi 4 e 5

$$M_{Rd} = 1606,48 \text{ mm}^2 \cdot 0,9 \cdot 934 \text{ mm} \cdot 391 \text{ MPa} = \mathbf{528,01 \text{ kN} \cdot \text{m}} > 466,4 \checkmark \text{ VERIFICATO}$$

## Verifiche di resistenza SLU a taglio

Bisogna verificare che i tagli resistenti  $V_{Rd}$  (v. lez. Taglio) siano superiori a quelli sollecitanti  $V_{Ed}$

Resistenza a “taglio-trazione”

$$V_{sd} = \frac{A_s}{s} z f_{yd} \sin \alpha (ctg \alpha + ctg \vartheta)$$

$\alpha$  è l'inclinazione delle armature trasversali a taglio

$\theta$  è l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo compressi

$b$  è la larghezza dell'anima della trave rovescia di fondazione

$$f_{c2} \sim 0.5 f_{cd} = 0.85 * f_{ck} / 1.5$$

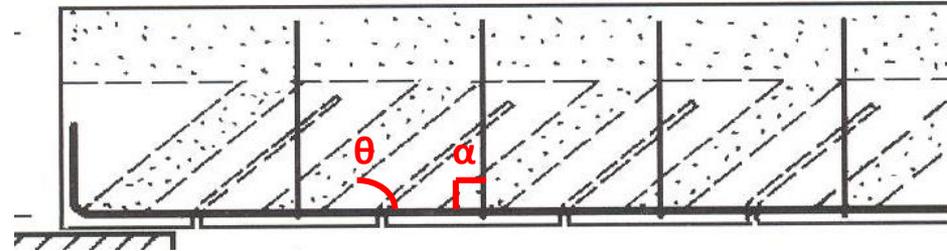
Con staffe disposte perpendicolarmente rispetto all'asse della trave ( $\alpha = 90^\circ$ ) e ricordando che

$$\sin^2 \vartheta = \frac{1}{1 + ctg^2 \vartheta}$$

$$\Rightarrow V_{Rsd} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{yd} ctg \vartheta$$

Resistenza a “taglio-compressione”

$$V_{cd} = b z f_{c2} \sin^2 \vartheta (ctg \alpha + ctg \vartheta)$$



$$\Rightarrow V_{Rcd} = b z 0.5 f_{cd} \frac{ctg \vartheta}{1 + ctg^2 \vartheta}$$

Il taglio resistente sarà pari al minore tra VRsd e VRcd.

Quanto vale  $\theta$  ?

Nella teoria del traliccio isostatico di Morsh,  $\theta = 45^\circ$  (quindi  $\text{ctg}\theta = 1$ ). Questo modello, però, conduce ad eccessivi dimensionamenti dell'armatura trasversale.

Il modello va quindi perfezionato aggiungendo il contributo della resistenza a trazione del calcestruzzo (cfr. resistenza a taglio di elementi privi di specifica armatura, come i solai). Nella teoria del traliccio con puntone a inclinazione variabile tale contributo viene preso in considerazione diminuendo l'inclinazione  $\theta$  (cioè aumentando il valore di  $\text{ctg}\theta$ ).

La normativa vigente, tuttavia impedisce di utilizzare valori di  $\theta$  inferiori a  $21,8^\circ$  (cioè valori di  $\text{ctg}\theta$  superiori a 2,5).

Pertanto  $1 \leq \text{ctg}\theta \leq 2,5$  cioè  $21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$

Un criterio che si può adottare per determinare il valore di  $\theta$  con cui calcolare i tagli resistenti, è quello di uguagliare le due equazioni di  $V_{Rsd}$  e  $V_{Rcd}$ : si ottiene in questo modo l'inclinazione  $\theta_{eq}$  delle bielle di calcestruzzo cui corrisponde il cedimento simultaneo delle bielle di calcestruzzo e delle staffe.

Questo criterio permette di massimizzare il taglio resistente della trave.

$$\text{ctg}\theta_{eq} = \sqrt{\frac{s \cdot b \cdot 0,5 f_{cd}}{A_{sw} \cdot f_{yd}} - 1}$$

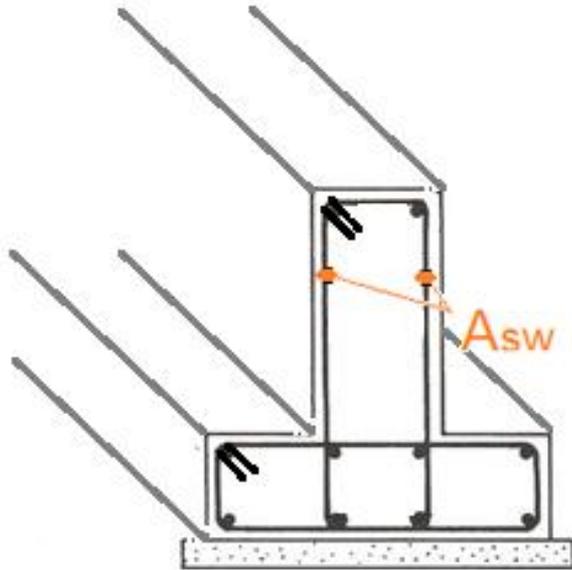
N.B. Se trovo  $\text{ctg}\theta_{eq} > 2,5$ , allora prenderò  $\text{ctg}\theta = 2,5$

Se trovo  $1 < \text{ctg}\theta_{eq} < 2,5$ , allora prenderò  $\text{ctg}\theta = \text{ctg}\theta_{eq}$

Se trovo  $\text{ctg}\theta_{eq} < 1$ , allora prenderò  $\text{ctg}\theta = 1$

**N.B.  $A_{sw}$  è l'area dell'armatura trasversale di staffe**

**$s$  è il passo delle staffe,  $b$  è la larghezza dell'anima della trave rovescia**



Staffe a due braccia

$$A_{sw} = 2 \left( \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \right)$$

N.B. Per consentire il posizionamento delle staffe è necessario predisporre IN OGNI SEZIONE almeno una barra longitudinale in ogni angolo della sezione e in ogni angolo di piegatura delle staffe

LIMITAZIONI NORMATIVE:

- 1)  $s < 500\text{mm}$  (cioè almeno tre staffe al metro)
- 2)  $s < 0.8 d$  ( $d$  altezza utile della sezione)
- 3)  $A_{sw}/s > 1,5 b \text{ mm}^2/\text{m}$  ( $b$  larghezza della sezione)

Oss. Solitamente, il passo delle staffe viene arrotondato per difetto ai 5 cm

Ipotizzo staffe a 2 braccia  $\phi 8$  ( $A_{sw} = 100,53\text{mm}^2$ )

Predimensiono l'armatura trasversale minima sulla base delle limitazioni normative: il passo  $s$  deve essere minore di 500mm (1) e di  $0,8 \cdot 934 = 747,2\text{mm}$  (2), quindi scelgo  $s = 500\text{mm}$ . Verifico che  $A_{sw}/s = 100,53\text{mm}^2/0,50\text{m} = 201,06\text{mm}^2/\text{m} > 1,5 \cdot 500 = 750\text{mm}^2/\text{m}$  (3).

Se con questi parametri la verifica a taglio non risulta verificata in uno o più punti della trave, in quella zona rifarò la verifica riducendo il passo di 5 cm alla volta

	$A_{sw}$ [mm <sup>2</sup> ]	$s$ [mm]	$ctg \vartheta_{eq}$	$ctg \vartheta$	$V_{Rsd}$ [kN]	$V_{Rcd}$ [kN]	$V_{Rd}$ [kN]	$V_{Sd}$ [kN]	$V_{Rd} \geq V_{Sd}$ ?
APPOGGIO 1'e 8''	100,53	350	5,6 > 2,5	2,5	236,19	1026,84	236,9	<b>215,9</b>	✓
APPOGGIO 1''e 8'	100,53	100	2,8 > 2,5	2,5	826,68	1026,64	826,68	<b>698,6</b>	✓
APPOGGIO 2'e 7''	100,53	50	1,9	1,9	1237,56	1237,56	1237,56	<b>1028,8</b>	✓
APPOGGIO 2''e 7'	100,53	50	1,9	1,9	1237,56	1237,56	1237,56	<b>907,4</b>	✓
ALTRI APPOGGI (~)	100,53	50	1,9	1,9	1237,56	1237,56	1237,56	<b>874,6</b>	✓

È una distanza troppo ravvicinata per permettere un agevole passaggio del getto di cls tra le staffe

Ipotizzo staffe a 2 braccia  $\phi 10$  ( $A_{sw} = 157,08\text{mm}^2$ )

Predimensiono l'armatura trasversale minima sulla base delle limitazioni normative: il passo  $s$  deve essere minore di 500mm (1) e di  $0,8 \cdot 934 = 747,2\text{mm}$  (2), quindi scelgo  $s = 500\text{ mm}$ . Verifico che  $A_{sw}/s = 157,1\text{mm}^2/0,50\text{m} = 314,2\text{mm}^2/\text{m} > 1,5 \cdot 500 = 750\text{ mm}^2/\text{m}$  (3).

Se con questi parametri la verifica a taglio non risulta verificata in uno o più punti della trave, in quella zona rifarò la verifica riducendo il passo di 5 cm alla volta

	$A_{sw}$ [mm <sup>2</sup> ]	$s$ [mm]	$ctg \vartheta_{eq}$	$ctg \vartheta$	$V_{Rsd}$ [kN]	$V_{Rcd}$ [kN]	$V_{Rd}$ [kN]	$V_{Sd}$ [kN]	$V_{Rd} \geq V_{Sd}$ ?
APPOGGIO 1'e 8''	157,1	300	4,0 > 2,5	2,5	430,57	1026,60	430,57	215,9	✓
APPOGGIO 1''e 8'	157,1	150	2,8 > 2,5	2,5	861,14	1026,60	861,14	698,6	✓
APPOGGIO 2'e 7''	157,1	100	2,1	2,1	1127,51	1127,51	1127,51	1028,8	✓
APPOGGIO 2''e 7'	157,1	100	2,1	2,1	1127,51	1127,51	1127,51	907,4	✓
ALTRI APPOGGI (~)	157,1	100	2,1	2,1	1127,51	1127,51	1127,51	874,6	✓

## Travi di collegamento

È necessario contenere gli spostamenti relativi tra gli elementi di fondazione (plinti o travi rovesce), ad esempio unendoli tramite travi di collegamento in grado di assorbire gli sforzi assiali indotti da tali spostamenti.

Tale azione assiale può essere stimata come 10%  $N_k$ , dove  $N_k$  è l'azione assiale trasmessa dal pilastro in fondazione

### Dimensionamento armatura longitudinale

(considerando, come per i pilastri, un'armatura minima di almeno  $4\phi 14$ )

$$A_s^* = 4 \cdot \left( \frac{\pi \cdot 14^2}{4} \right) = 615,44 > 301,30 \text{ mm}^2$$

Verificato

Dimensione sezione 300x300 mm<sup>2</sup>

$$A_s = \frac{10\% N_k}{f_{yd}} = \frac{10\% 1179 \cdot 10^3 N}{391,30 \text{ MPa}} = 301,30 \text{ mm}^2$$

Passo staffe

$$s \leq 12 \phi$$

$$\phi_s \geq \frac{\phi}{4}$$