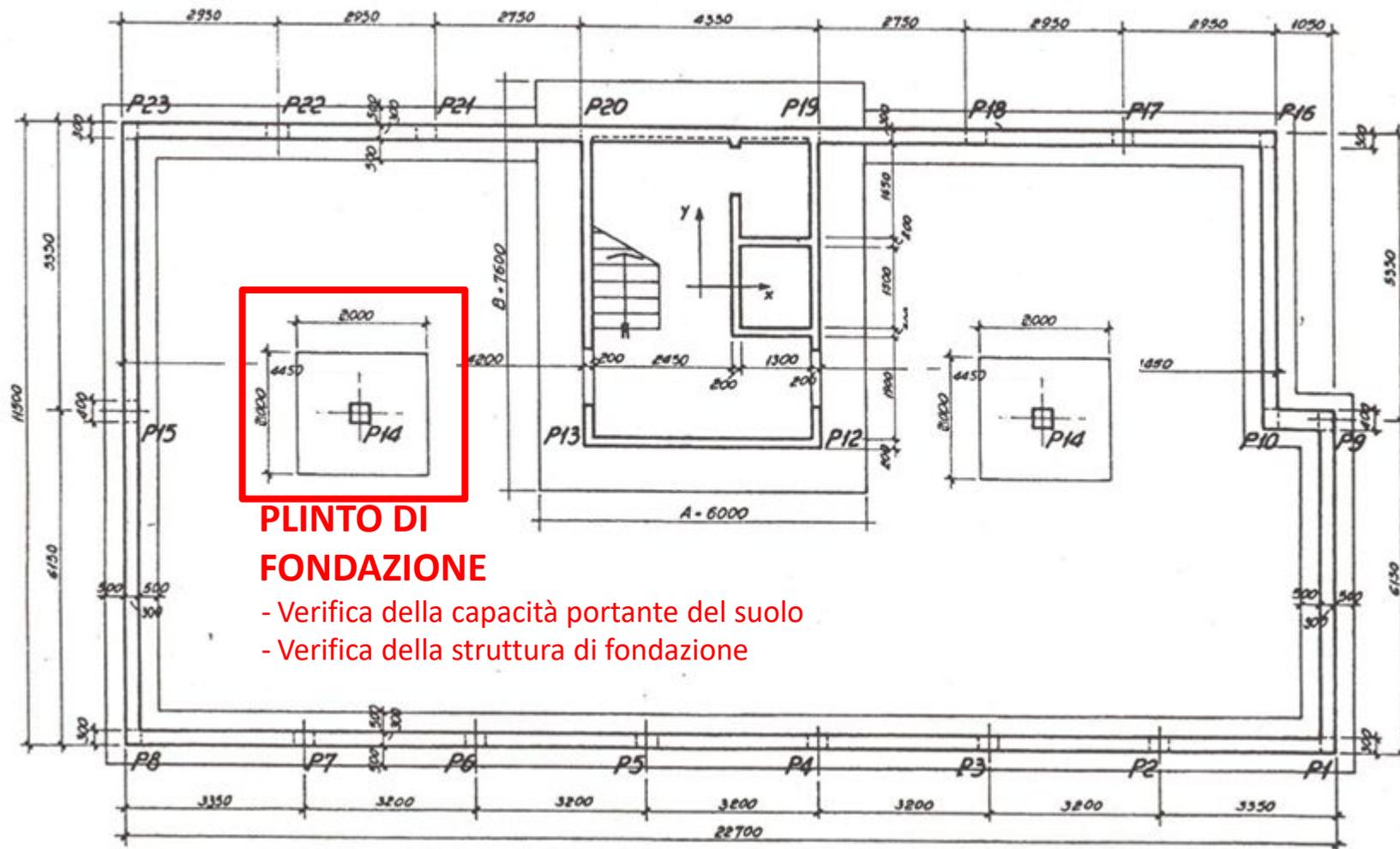


CALCOLO DELLE FONDAZIONI PLINTI

tav. 12 PIANTA FONDAZIONI



PLINTO DI FONDAZIONE

Verifica della capacità portante del suolo

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

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

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

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

PLINTO DI FONDAZIONE

Verifica della capacità portante del suolo

La capacità portante del terreno può essere valutata tenendo conto di tre diversi contributi: quello legato alla coesione del terreno (c), quello legato al peso del terreno ai lati della fondazione (q) e quello legato all'attrito del terreno (γ).

$$q_{Rd} = s_c c N_c + s_q q N_q + s_\gamma 0.5 \gamma b N_\gamma$$

$q = \gamma h$ *Peso di terreno a lato della fondazione*
 h *Altezza del terreno a lato della fondazione*
 γ *Peso specifico del suolo circostante*

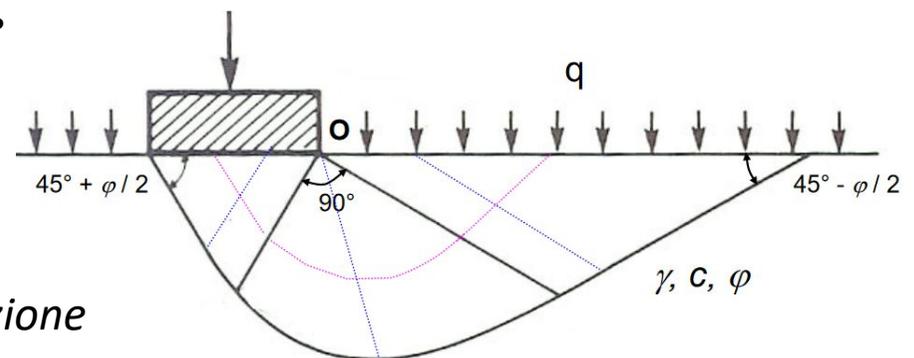
$$s_q = 1 + (b/a) \operatorname{tg} \phi$$

$$s_c = 1 + (b/a) (N_q / N_c) \quad \text{Fattori di forma}$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4(b/a)$$

a, b *Lunghezza e larghezza della fondazione*

N_c, N_q, N_γ *Coefficienti che dipendono dall'angolo di attrito del terreno ϕ*



PLINTO DI FONDAZIONE

Verifica della capacità portante del suolo

ES. 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	ϕ
0,70	33,26	46,09	47,97	0,722	35,0

$$s_q = 1 + (b/a) \text{tg}\phi = 1 + \frac{2000}{2000} 0,70 = 1,70$$

$$s_c = 1 + (b/a) (N_q/N_c) = 1 + \frac{2000}{2000} \frac{33,26}{46,09} = 1,72$$

$$s_g = 1 - 0,4(b/a) = 1 - 0,4 \frac{2000}{2000} = 0,6$$

$$q_{Rd} = s_c c N_c + s_q q N_q + s_g 0,5 \gamma b N_g$$

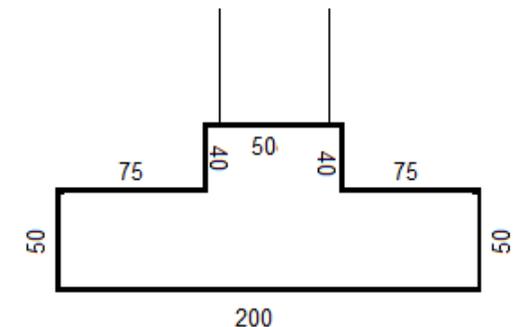
$$q_{Rd} = 1,72 \cdot 0 \cdot 46,09 + 1,70 \cdot 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} 0,9\text{m} \cdot 33,26 + 0,6 \cdot 0,5 \cdot 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} 2,0\text{m} \cdot 47,97 = 1434,06 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

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

$$\frac{(1178,80\text{kN} + \overset{\text{Volume plinto}}{2,1\text{m}^3} \cdot 25\text{kN/m}^3) 1,43}{2,00\text{m} \cdot 2,00\text{m}} \leq \frac{1434,06 \text{ kN/m}^2}{2,3}$$

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

Verificato



PLINTO DI FONDAZIONE

Dimensionamento dell'armatura metodo puntone e tirante

Per i plinti tozzi, $(a-a')/2 < 2h$, si può utilizzare il modello puntone-tirante.

$$P_d : a = P_a : (a-a')/2 \quad P_d : a = P'_a : a'$$

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

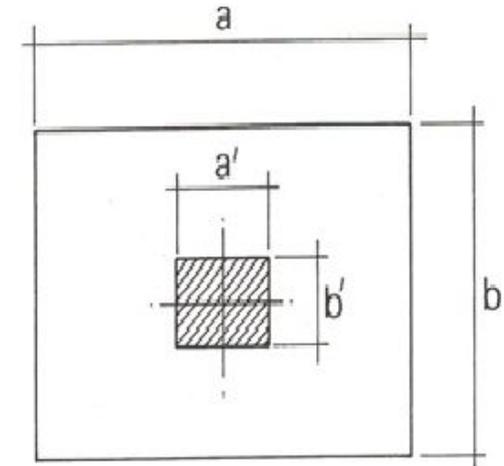
$$P'_a = \frac{a'}{a} P_d = \frac{0,5m}{2,0m} 1686 kN = 421,5 kN$$

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

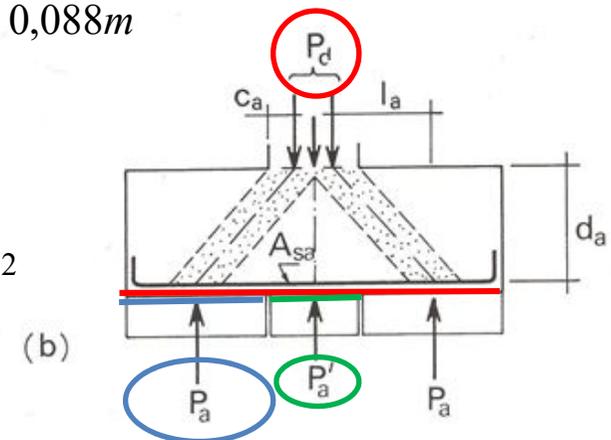
$$l_a \cong \frac{a-a'}{4} + c_a = \frac{2m - 0,5m}{4} + 0,088m = 0,463m$$

$$A_{sa, \min} = \frac{P_a}{f_{yd} \frac{d_a}{l_a}} = \frac{631,7 \cdot 10^3 N}{391,30 MPa \frac{(0,5 - 0,05 - 0,008)m}{0,463m}} = 1692,54 mm^2$$

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



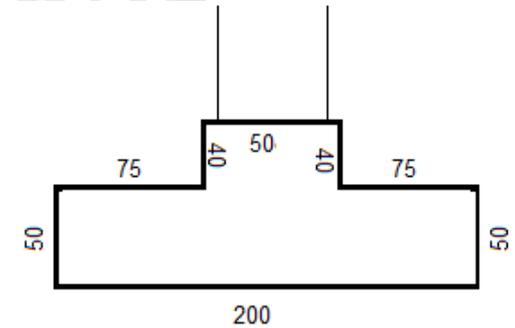
(a)



(b)

PLINTO DI FONDAZIONE

Verifica della struttura
metodo puntone e tirante



Verifica resistenza armatura

$$P_{rs} = A_{sa} f_{yd} \frac{d_a}{l_a} > P_a$$

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

$$= 676 \text{kN} > 631,7 \text{kN} \quad \text{Verificato}$$

Verifica resistenza calcestruzzo

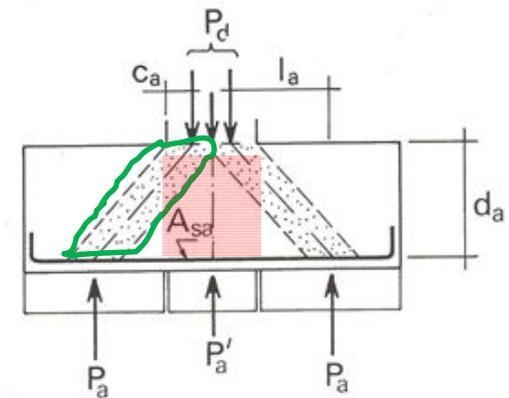
$$P_{rc} \cong P_o + 2 \cdot 0,4 d_a b' f_{cd} \frac{1}{1 + \lambda_a^2} + 2 \cdot 0,4 d_b a' f_{cd} \frac{1}{1 + \lambda_b^2} > P_d \quad (b)$$

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

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

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

Verificato



PLINTO DI FONDAZIONE

Dimensionamento dell'armatura plinto flessibile - metodo a mensola

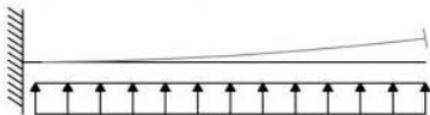
Nei plinti snelli, $(a-a')/2 > 2h$, si considera l'ala del plinto come formata da due mensole

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

Momenti flettenti

$$M_a = \frac{\sigma_v b l_a^2}{2} \quad M_b = \frac{\sigma_v b l_b^2}{2}$$

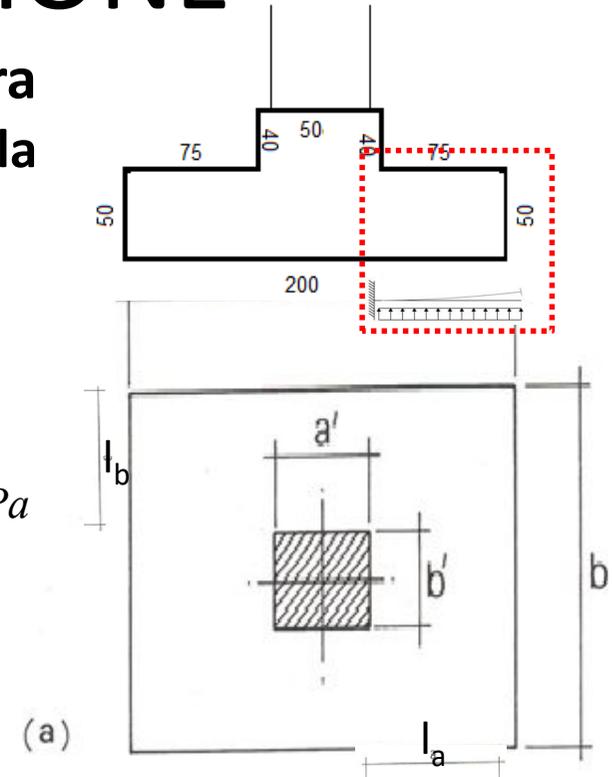
$$l_a = \frac{a - a'}{2} \quad l_b = \frac{b - b'}{2}$$



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

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

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



PLINTO DI FONDAZIONE

Verifica della struttura plinto flessibile - metodo a mensola

Ipotizzo di utilizzare $7\phi 16$

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

Verifica a flessione

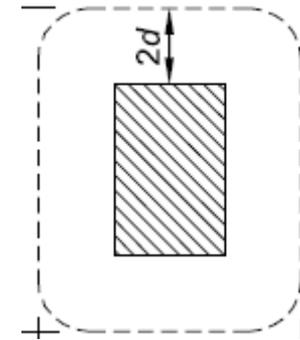
$$M_{Rd,a} = A_{sa}^* \cdot f_{yd} \cdot 0,9d_a \qquad M_{Rd,b} = A_{sb}^* \cdot f_{yd} \cdot 0,9d_b$$

$$M_{Rd,a} = M_{Rd,b} = 1707,42 \text{mm}^2 \cdot 391,3 \text{MPa} \cdot 0,9 \cdot 442 \text{mm} = 265,76 \text{kN} \cdot \text{m} \geq 236,25 \text{kN} \cdot \text{m}$$

Verificato

PLINTO DI FONDAZIONE

Verifica della struttura



Verifica a punzonamento (per plinti di modesto 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)

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

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

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

$$\lambda_a \left(= \frac{l_a}{d_a} \right) = \lambda_b \left(= \frac{l_b}{d_b} \right) = \frac{0,750}{0,442} = 0,308$$

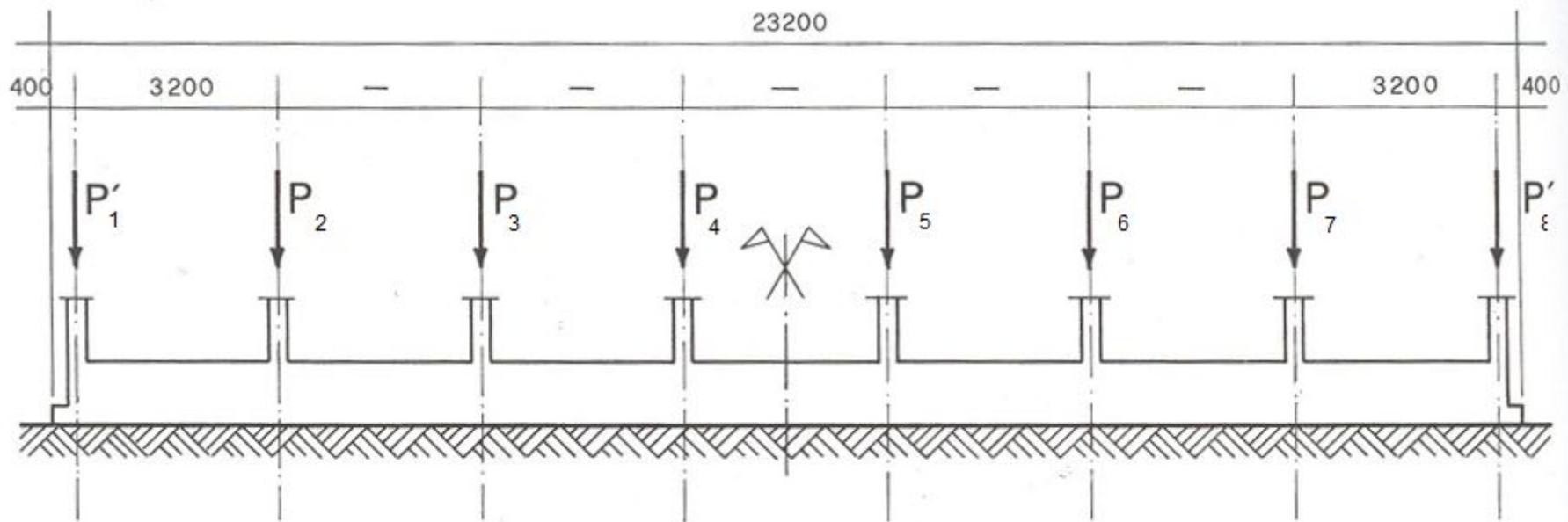
$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{0,7 f_{ctm}}{\gamma_c} = \frac{0,7 (0,3 f_{ck})^{2/3}}{\gamma_c} = \frac{0,7 (0,3 \cdot 25)^{2/3}}{1,5} = 1,79\text{MPa}$$

- Resistenza a punzonamento

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

Verificato

CALCOLO DELLE FONDAZIONI TRAVI ROVESCE



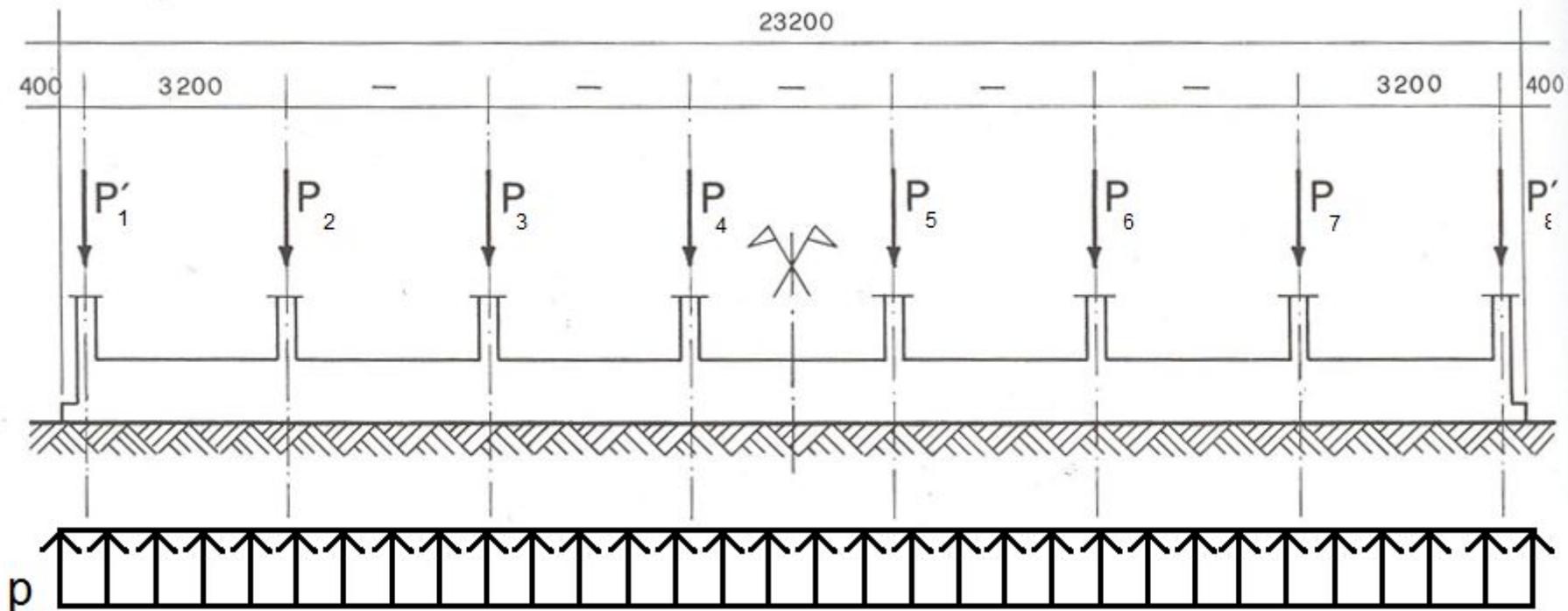
TRAVE ROVESCIA DI FONDAZIONE

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

CALCOLO DELLE FONDAZIONI TRAVE ROVESCIA

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

$$p = \frac{1.43 \sum_i P_i}{l} = \frac{1.43(2 \cdot 842 \text{ kN} + 6 \cdot 1179 \text{ kN})}{23,2 \text{ m}} = 539,83 \text{ kN/m}$$



TRAVE ROVESCIA

Verifica della capacità portante del suolo

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

$$\sigma_{Ed} = \frac{P}{b} \leq \frac{q_{Rd}}{\gamma_{Rd}}$$

σ_{Ed} pressione sul terreno (indotta da carichi verticali + peso della trave di fondazione, calcolati considerando un coefficiente parziale di sicurezza per le azioni pari a 1,43)

b larghezza della trave di fondazione

q_{Rd} capacità portante del terreno

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

Riesco quindi a **determinare la larghezza della trave di fondazione** (b) affinché sia soddisfatta questa verifica (*ma non serve esagerare con b !*)

TRAVE ROVESCIA

Verifica della capacità portante del suolo

La capacità portante del terreno può essere valutata tenendo conto di tre diversi contributi: quello legato alla coesione del terreno (c), quello legato al peso del terreno ai lati della fondazione (q) e quello legato all'attrito del terreno (γ).

$$q_{Rd} = s_c c N_c + s_q q N_q + s_\gamma 0.5 \gamma b N_\gamma$$

- $q = \gamma h$ *Peso di terreno a lato della fondazione*
 h *Altezza del terreno a lato della fondazione*
 γ *Peso specifico del suolo circostante*
 s *Fattori di forma, unitari per fondazione continua*
 b *Larghezza della fondazione*
 N_c, N_q, N_γ *Coefficienti che dipendono dall'angolo di attrito del terreno ϕ*

TRAVE ROVESCIA

Verifica della capacità portante del suolo

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

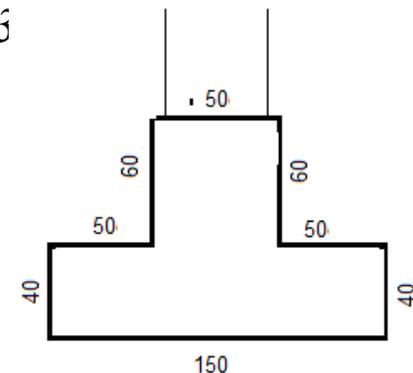
$b = 150 \text{ cm}$, $h = 100 \text{ cm}$ (altezza trave)

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

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

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

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



TRAVE ROVESCIA

Analisi delle sollecitazioni

Diagramma dei momenti

A differenza delle travi d'elevazione, i momenti sono positivi agli appoggi (fibre intradosso tese) e negativi in campata (fibre estradosso tese)

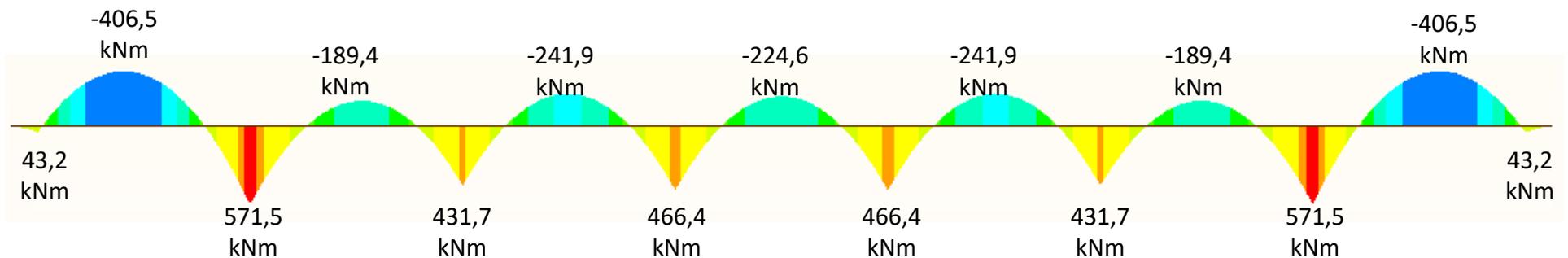
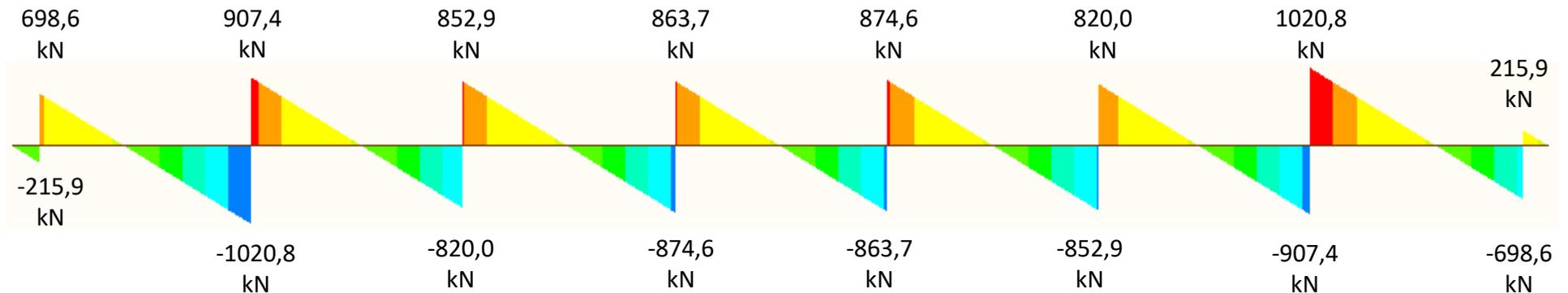


Diagramma dei tagli



VERIFICA SLU A TAGLIO

Resistenza a “taglio-trazione” staffe

$$V_{Rsd} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{yd} \sin \alpha (ctg \alpha + ctg \vartheta)$$

Resistenza a “taglio-compressione” cls

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

α è l'inclinazione delle armature trasversali a taglio

θ è l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo compressi

b^* è la larghezza dell'anima della trave rovescia

z è l'altezza utile della trave (0.9d)

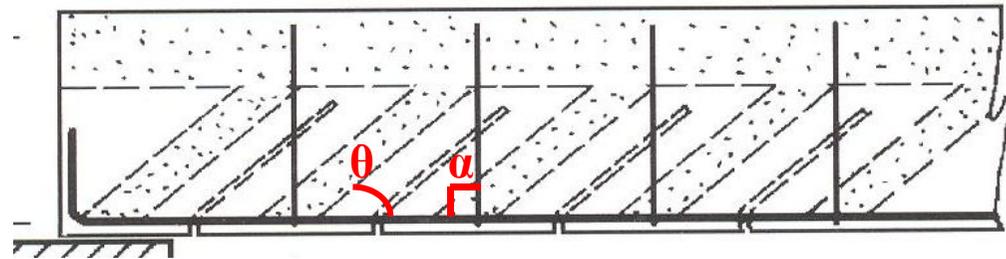
$$f_{c2} \sim 0.5 f_{cd} = 0.85 * f_{ck} / 1.5$$

Ipotizzando staffe disposte perpendicolarmente rispetto all'asse della trave ($\alpha = 90^\circ$),

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

Con la verifica a taglio...

- Imposto un'altezza trave di primo tentativo
- Faccio le verifiche.
- Se non sono soddisfatte alzo la trave e riprovo.



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

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

Il taglio resistente sarà pari al minore tra V_{Rsd} e V_{Rcd} .

VERIFICA SLU A TAGLIO

Quanto vale θ ?

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 θ (cioè aumentando il valore di $\text{ctg}\theta$).

La normativa vigente, tuttavia impedisce di utilizzare valori di θ inferiori a 22.8° (cioè valori di $\text{ctg}\theta$ superiori a 2,5).

Pertanto

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

VERIFICA SLU A TAGLIO

Un criterio che si può adottare per determinare il valore di θ 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 θ_{eq} delle bielle di calcestruzzo cui corrisponde il cedimento simultaneo delle bielle di calcestruzzo e delle staffe.

$$\operatorname{ctg} \vartheta_{eq} = \sqrt{\frac{s \cdot b \cdot 0.5 f_{cd}}{A_{sw} \cdot f_{yd}}}$$

Questo criterio permette di massimizzare il taglio resistente della trave.

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

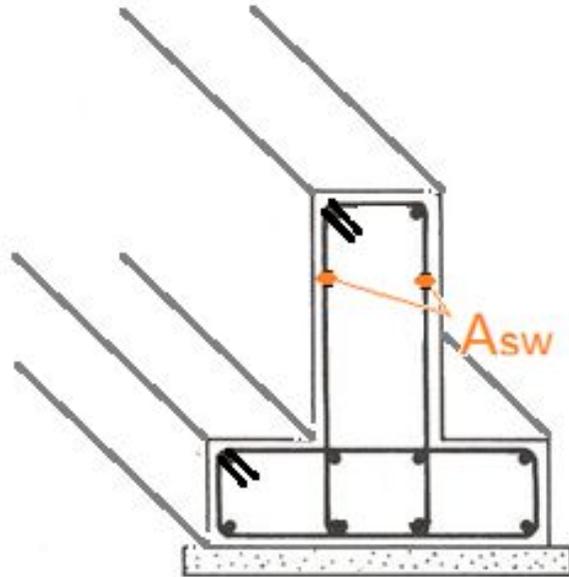
Se trovo $1 < \operatorname{ctg} \theta_{eq} < 2,5$, allora prenderò $\operatorname{ctg} \theta = \operatorname{ctg} \theta_{eq}$

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

VERIFICA SLU A TAGLIO

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 in ogni angolo della sezione e in ogni angolo di piegatura delle staffe

LIMITAZIONI NORMATIVE:

- 1) $s < 330\text{mm}$ (almeno 3 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 dell'anima della trave)

Oss. Solitamente il passo delle staffe viene arrotondato per difetto ai 5 cm, ma **non si scende sotto i 10 cm** (nidi di ghiaia in fase di getto)

VERIFICHE SLU - TAGLIO

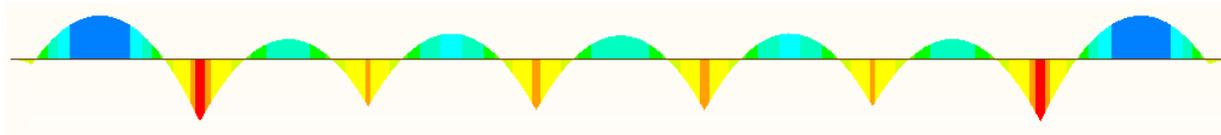
Ipotizzo staffe a 2 braccia $\phi 10$ ($A_{sw} = 157,08 \text{mm}^2$)

Predimensiono l'armatura trasversale minima sulla base delle limitazioni normative: il passo s deve essere minore di 330mm (1) e di $0,8 \cdot 934 = 747,2 \text{mm}$ (2), quindi scelgo $s = 330 \text{mm}$. Verifico se $A_{sw}/s > 1,5 b^*$ \rightarrow NO – allora riduco il passo per soddisfare tale disuguaglianza $157,1 \text{mm}^2 / 0,20 \text{m} = 785,5 \text{mm}^2/\text{m} > 1,5 \cdot 500 = 750 \text{mm}^2/\text{m}$ (3).

Se con questi parametri ($s=20 \text{cm}$) 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 ²]	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	200	3,4 > 2,5	2,5	649,44	1021,76	649,44	215,9	✓
APPOGGIO 1''e 8'	157,1	150	3,4 > 2,5	2,5	865,92	1021,76	865,92	698,6	✓
APPOGGIO 2'e 7''	157,1	100	2,4 > 2,5	2,5	1298,87	1021,76	1021,76	1020,8	✓
APPOGGIO 2''e 7'	157,1	100	2,9 > 2,5	2,5	1298,87	1021,76	1021,76	907,4	✓
ALTRI APPOGGI (~)	157,1	100	2,9 > 2,5	2,5	1298,87	1021,76	1021,76	874,6	✓

VERIFICHE SLU - FLESSIONE



Armature longitudinalali

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

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

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

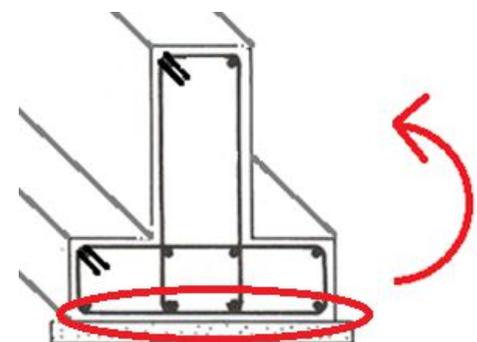
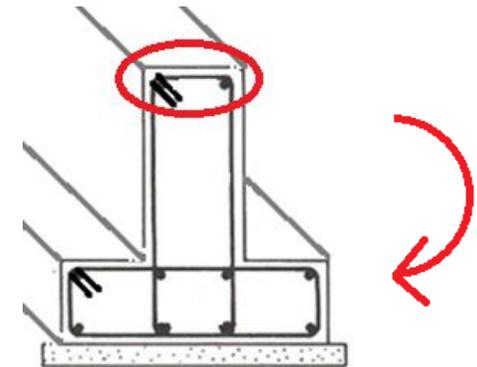
Campata D $A_{s,min} = \frac{224600000 \text{ N}\cdot\text{mm}}{0,9\cdot 934 \text{ mm} \cdot 391 \text{ MPa}} = 682,83 \text{ mm}^2$

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

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

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

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



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)

DIMENSIONAMENTO DELLE ARMATURE

Armature longitudinali

Campate A e GG con **7 ϕ 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 ϕ 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 ϕ 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 ϕ 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 ϕ 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 ϕ 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 ϕ 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 ϕ 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 - FLESSIONE

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

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

Camp A e G

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

Campate B e F

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

Campate C e E

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

Campata D

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

Appoggi 1 e 8

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

Appoggi 2 e 7

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

Appoggi 3 e 6

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

Appoggi 4 e 5

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

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

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

(considerando, come per i pilastri, un'armatura minima di almeno $4\phi 12$)

$$A_s^* = 4 \cdot \left(\frac{\pi \cdot 12^2}{4} \right) = 452,39 > 301,30 mm^2 \quad \text{Verificato}$$

Dimensione sezione 300x300 mm

$$\text{Passo staffe } s \leq 12 \phi \quad \phi_s \geq \frac{\phi}{4}$$