

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*

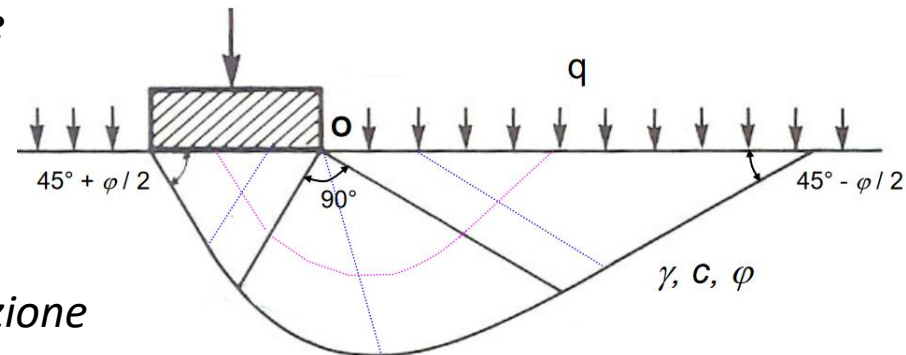
$$s_q = 1 + (b/a) \operatorname{tg} \phi$$

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

$$s_\gamma = 1 - 0,4(b/a)$$

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

Classificazione

Vengono classificati 3 tipi di plinto in base ai rapporti tra altezza e larghezze.

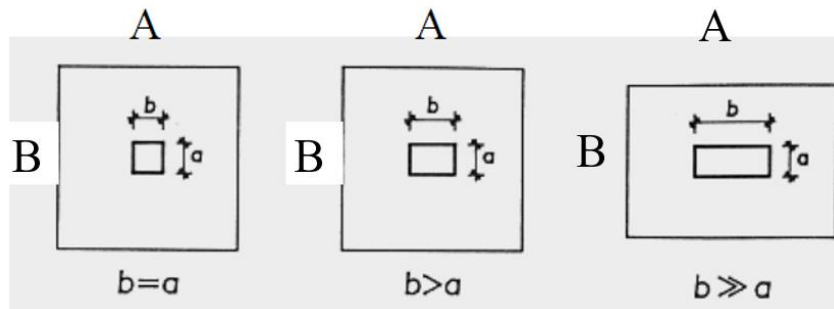
Classificazione

Plinti **MASSICCI**, quando $H \geq \frac{3}{4}(B-b)$ $H \geq \frac{3}{4}(A-a)$

Plinti **RIGIDI**, quando $\frac{1}{4}(B-b) \leq H < \frac{3}{4}(B-b)$
 $\frac{1}{4}(A-a) \leq H < \frac{3}{4}(A-a)$

Plinti **FLESSIBILI**, quando $H < \frac{1}{4}(B-b)$ $H < \frac{1}{4}(A-a)$

Bisogna inoltre soddisfare l'OMOTETIA tra le dimensioni:



OMOTETIA:

$$\frac{B}{b} = \frac{A}{a}$$

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

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

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

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

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

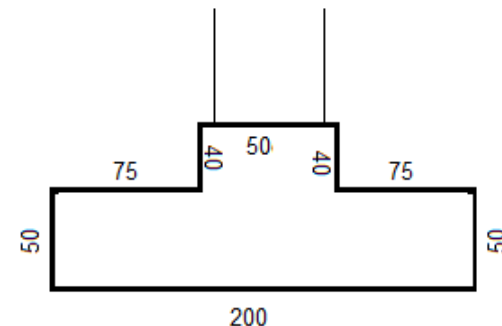
$$q_{Rd} = \cancel{1,72 \cdot 0 \cdot 46,09} + 1,70 \cdot 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} 0,9\text{m} \cdot 33,26 + 0,6 \cdot 0,5 \cdot 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} 2,0\text{m} \cdot 47,97 = 1434,06 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

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

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

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

Verificato



PLINTO DI FONDAZIONE

Dimensionamento dell'armatura metodo puntone e tirante

Per i plinti tozzi, $(a-a')/4 < h$, si può utilizzare il modello puntone-tirante.

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

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

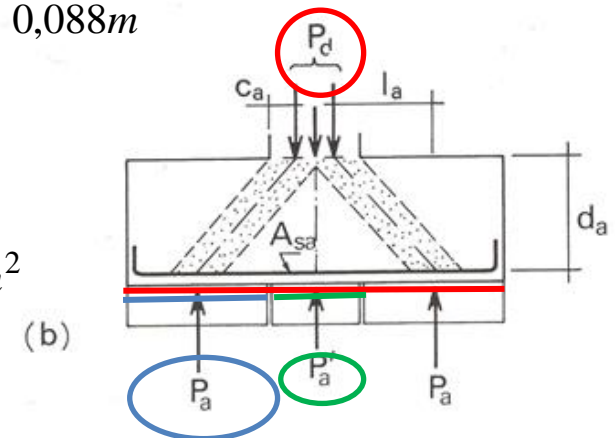
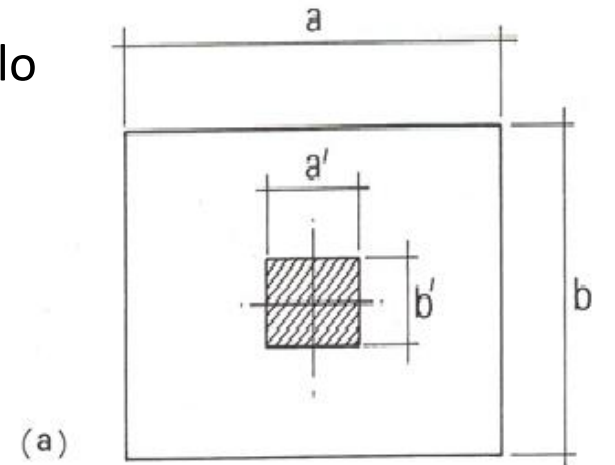
$$P'_a = \frac{a'}{a} P_d = \frac{0,5m}{2,0m} 1686 kN = 421,5 kN$$

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

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

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

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



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

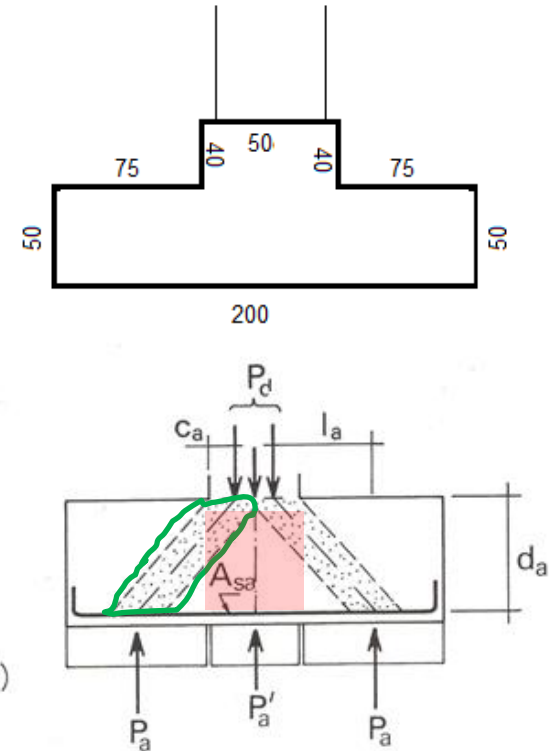
$$P_{rc} \cong P_o + 2 \cdot 0,4 d_a b' f_{cd} \frac{1}{1 + \lambda_a^2} + 2 \cdot 0,4 d_b a' f_{cd} \frac{1}{1 + \lambda_b^2} > P_d$$

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

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

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

Verificato



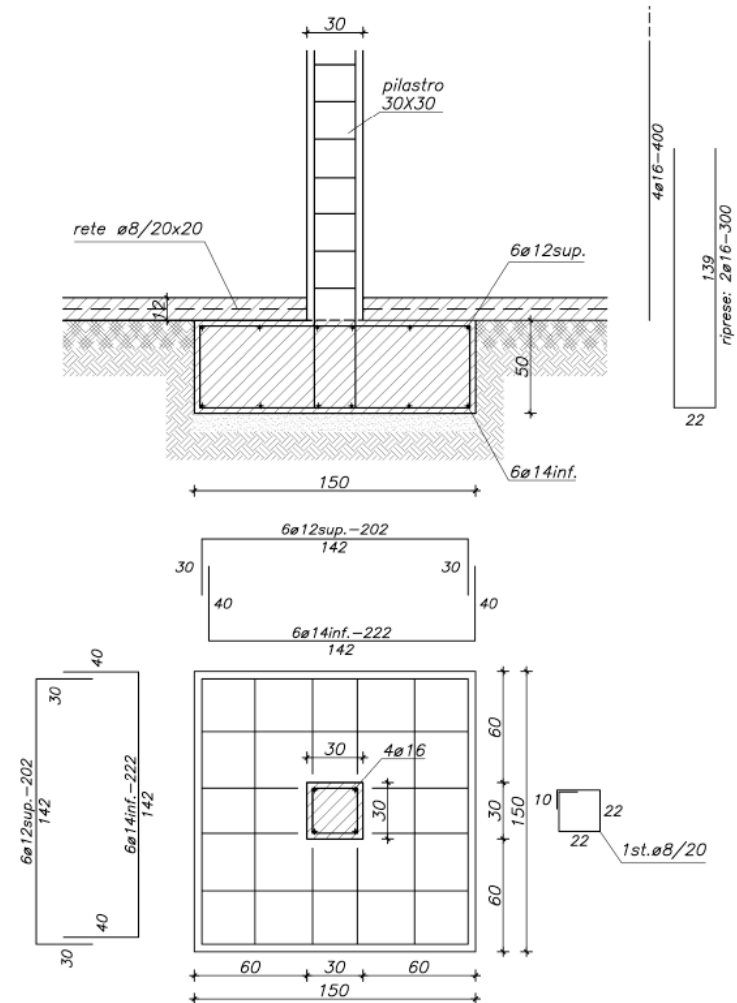
PLINTO DI FONDAZIONE

Posizionamento delle armature plinti RIGIDI

Trattandosi di un meccanismo tirante-puntone, lo sforzo di trazione rimane costante lungo il tratto, quindi le barre vanno adeguatamente ancorate.

Le armature inferiori vengono distribuite uniformemente in pianta.

Accanto alle armature di calcolo (inferiori) si prevede anche un'armatura superiore nelle due direzioni (eventualmente in quantità minore) al fine di costituire una **gabbia di armatura** che “confina/contiene” il calcestruzzo. **Infine vengono predisposte le riprese o chiamate** del pilastro superiore in c.a.



PLINTO DI FONDAZIONE

Dimensionamento dell'armatura plinto flessibile - metodo a mensola

Nei plinti snelli, $(a-a')/4 > h$, si considera l'ala del plinto come formata da due mensole

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

Momenti flettenti

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

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

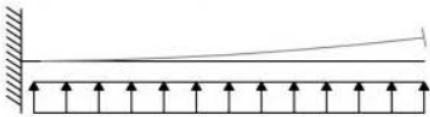
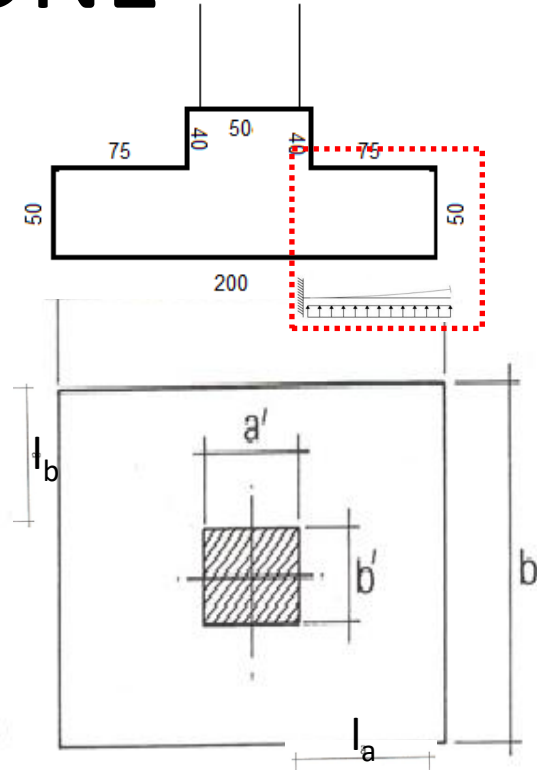
$$M_b = M_a = \frac{0,42 \text{ MPa} \cdot 2 \text{ m} \cdot 0,75^2 \text{ m}^2}{2} \cdot 10^3 = 236,25 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

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
(500-50-8)mm=442 mm

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



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)

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

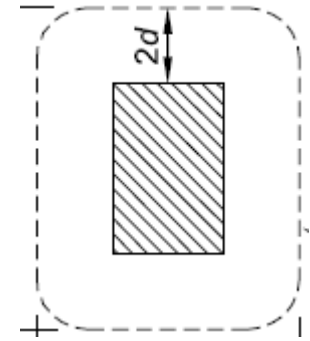
$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad d' \text{ in mm}$$

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

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

- 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

PLINTO DI FONDAZIONE

Posizionamento delle armature

Plinti FLESSIBILI

In questo caso l'armatura non viene distribuita uniformemente, ma il **50% viene disposto in corrispondenza del pilastro su una larghezza $(B+2H)$ ossia $(A+2H)$** che costituisce la parte più rigida della mensola, mentre il restante 25+25% viene posizionato lateralmente.

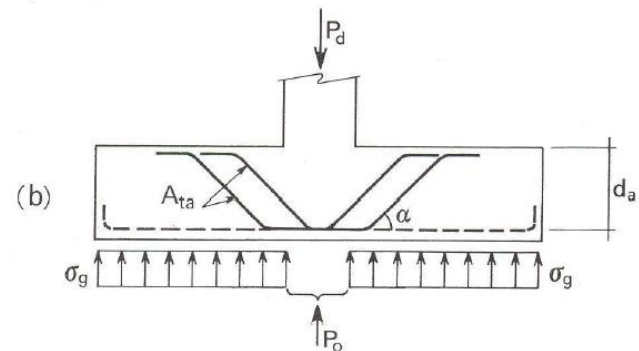
Vengono previste anche le armature superiori (compresse) e quelle di ripresa per completare la gabbia di armatura.

L'armatura a taglio è generalmente costituita da “ferri piegati” che assolvono anche la funzione di armature nei confronti del punzonamento.

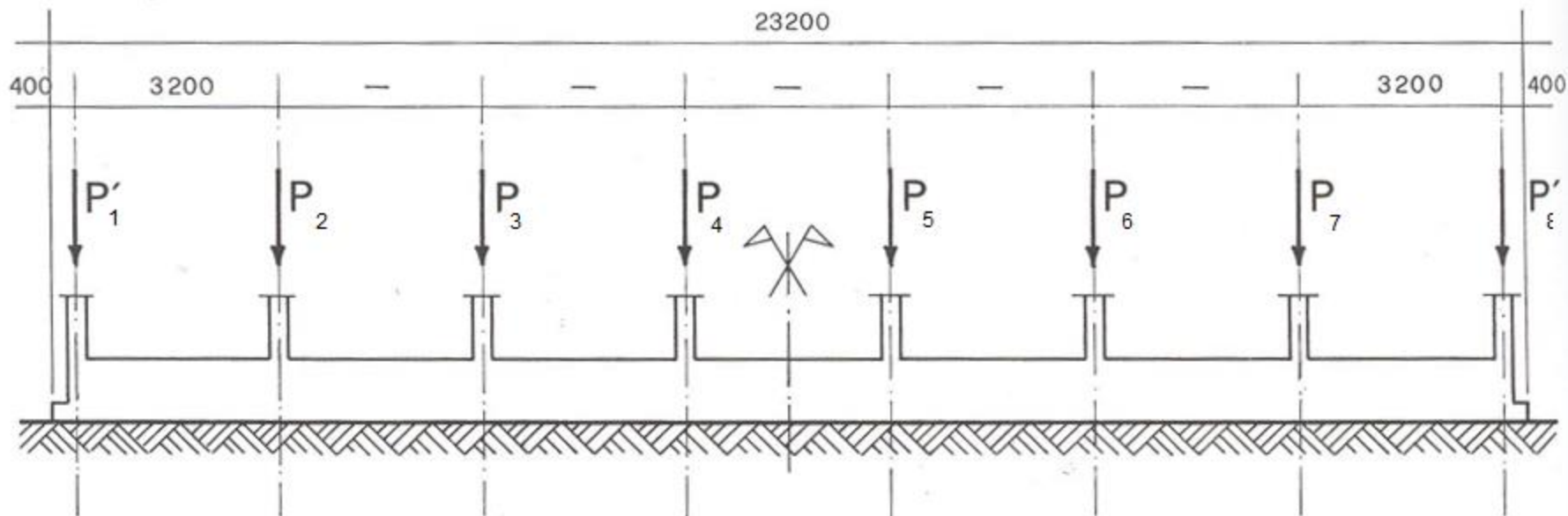
Resistenza a punzonamento con ferri piegati:

$$P_{rs} = 2(A_{ta} + A_{tb})f_{sd}\sin\alpha$$

A_{ta} e A_{tb} sono le aree di armatura che intersecano la lesione.



CALCOLO DELLE FONDAZIONI TRAVI ROVESCE



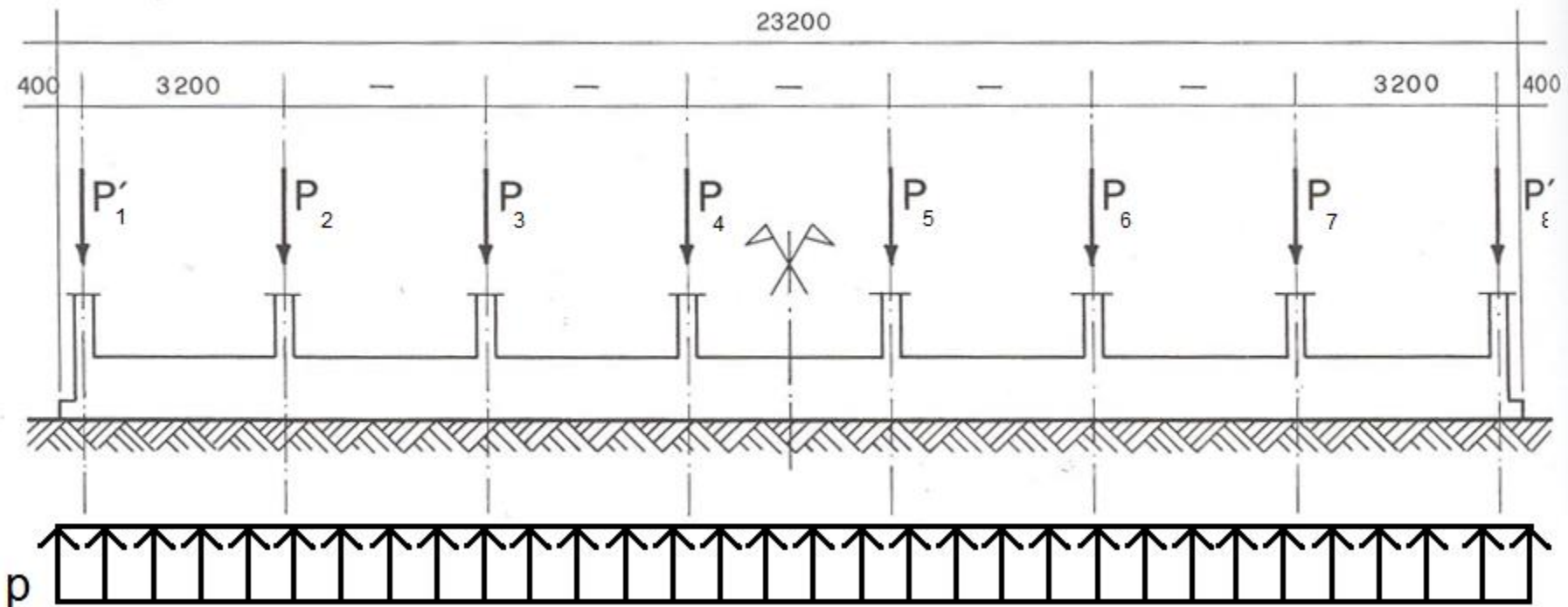
TRAVE ROVESCIA DI FONDAZIONE

- 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 $c = 0$, $\phi = 35^\circ$, $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$

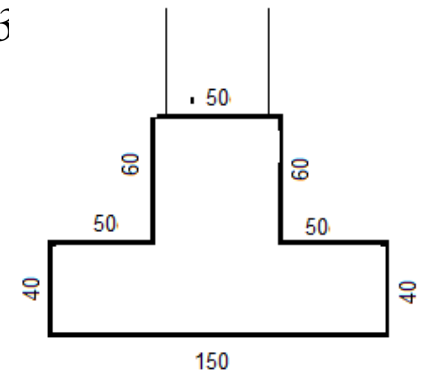
$b = 150 \text{ cm}$, $h = 100 \text{ cm}$ (altezza trave)

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

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

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

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



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)

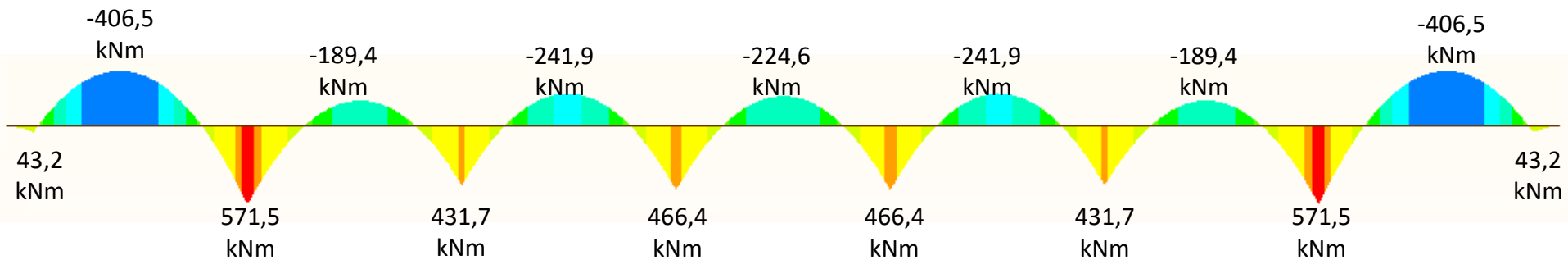
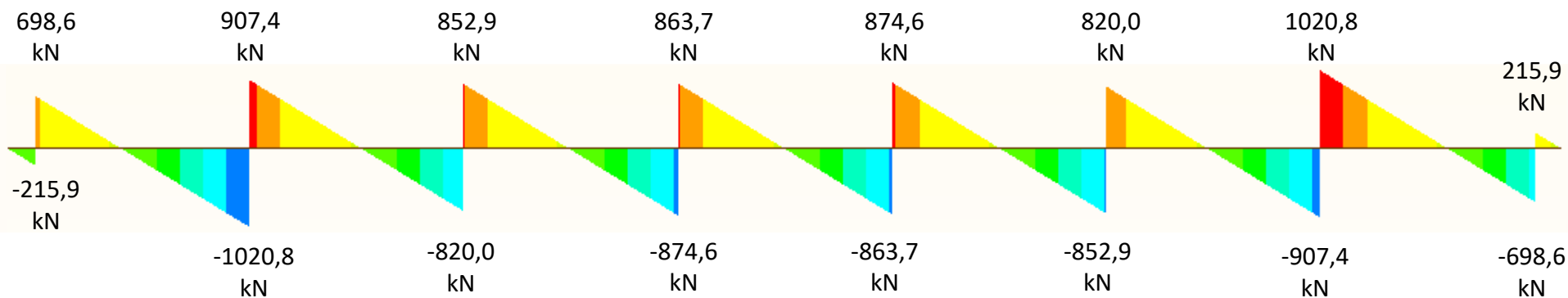


Diagramma dei tagli



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

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

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)

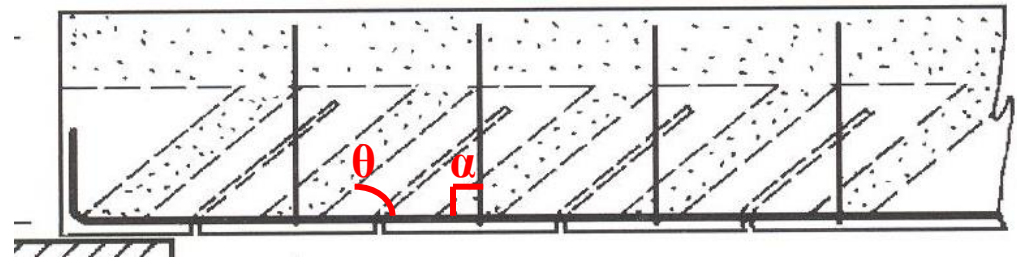
$$f_{cd} \sim 0.5 f_{cd} = 0.85 * f_{ck} / 1.5$$

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.

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

Questo criterio permette di massimizzare il taglio resistente della trave.

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

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

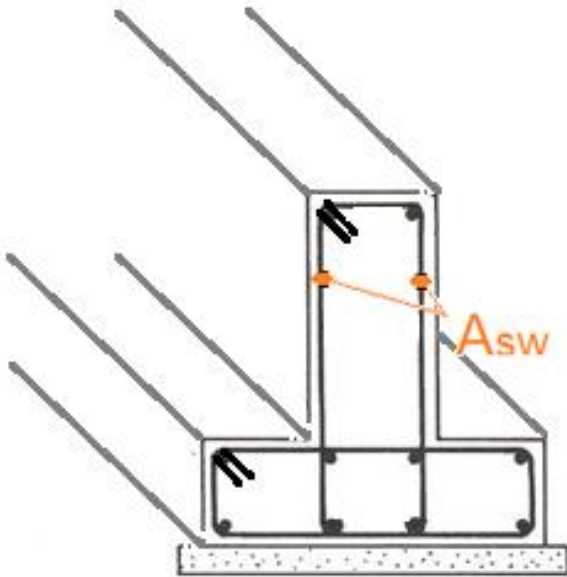
Se trovo $ctg \theta_{eq} < 1$, allora prenderò $ctg \theta = 1$

Cautelativamente si consiglia di non considerare valori di $ctg \theta$ maggiori di 2.0.

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) $s < 33$ cm (almeno 3 staffe al metro)
- 2) $s < 0.8 d$ (d altezza utile della sezione)
- 3) $A_{sw}/s > 1,5 b^*$ mm²/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

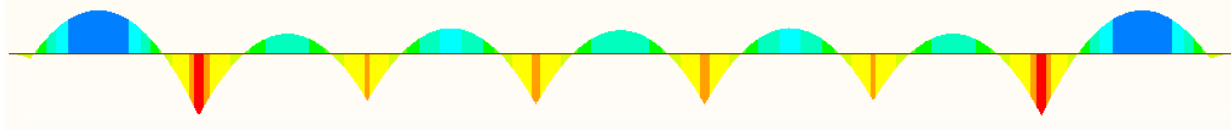
Ipotizzo staffe a 2 braccia $\phi 10$ ($A_{sw} = 157,08\text{mm}^2$)

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 5cm 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 longitudinali

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

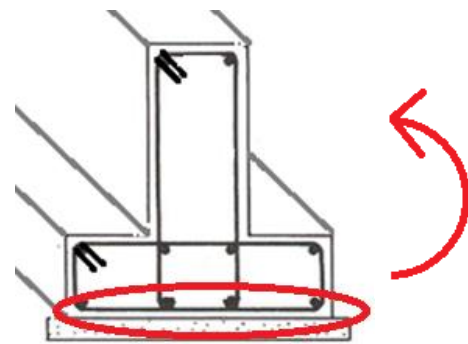
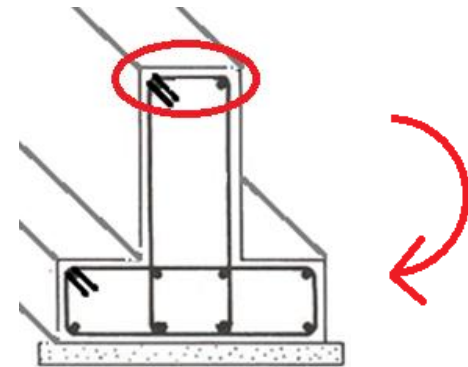
Campata D $A_{s,min} = \frac{224600000 \text{ N}\cdot\text{mm}}{0,9\cdot 934 \text{ mm} \cdot 391 \text{ MPa}} = 682,83 \text{ mm}^2$

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 (1000mm) 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 7ϕ16 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 3ϕ16 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 4ϕ16 si ha $A_S^* = 4 \cdot \left(\frac{\pi \cdot 16^2}{4}\right) = 804,24 > 653,34 \text{ mm}^2$
Campata D	con 4ϕ16 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 4ϕ16 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 9ϕ16 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 7ϕ16 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 8ϕ16 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

$$\begin{aligned} \text{Passo staffe } s &\leq 12 \phi < 250 \text{ mm} & \phi_s &\geq \frac{\phi}{4} \\ & & \text{Øs} &> 6 \text{ mm} \end{aligned}$$