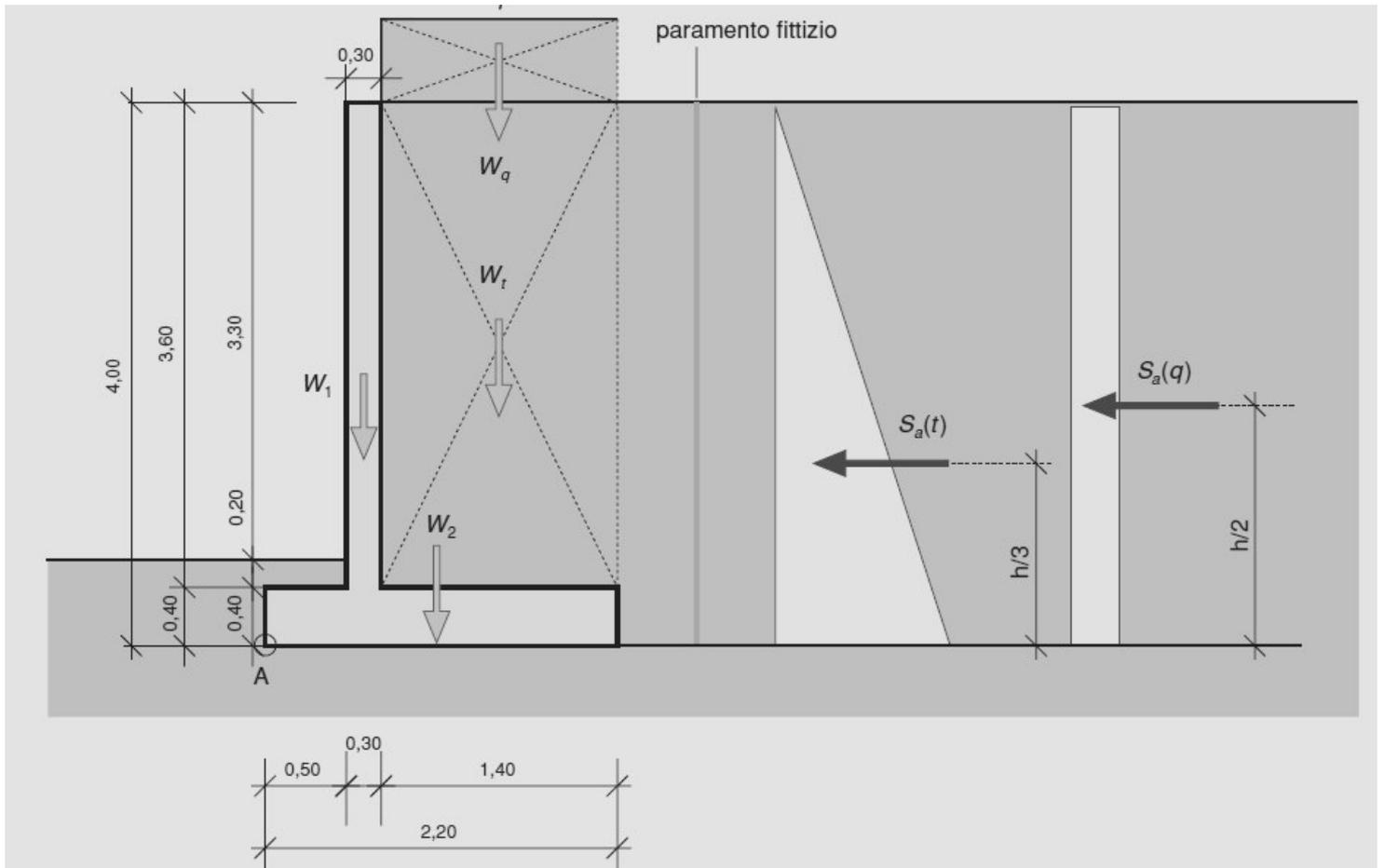


PROGETTO DELL'ARMATURA METALLICA



# CALCOLO DELLE ARMATURE DI FONDAZIONE

Azioni di calcolo (kN)	$Y_F$ (A1) sfavorevole	$W_i \times Y_F$	Distanze da A in m.
$W_1 = 27,00$	1,30	$W_{1d} = 35,10$	0,65
$W_2 = 22,00$	1,30	$W_{2d} = 28,60$	1,10
$W_t = 85,68$	1,30	$W_{td} = 111,38$	1,50
$W_q = 14,00$	1,50	$W_{qd} = 21,00$	1,50
		<b><math>W_d = 196,08</math></b>	

## Calcolo dell'eccentricità $e$

**Calcolo del Momento Resistente**  $M_{Rd}$ , è dato dalla somma dei momenti dei singoli pesi per le rispettive distanze dal punto A. Pertanto avremo:

$$M_{Rd} = (35,10 \cdot 0,65) + (28,60 \cdot 1,10) + (111,38 \cdot 1,50) + (21,00 \cdot 1,50) = \mathbf{252,84 \text{ kN}\cdot\text{m}}$$

**Calcolo del Momento Spingente**  $M_{Sd}$ . I valori di calcolo dei parametri geotecnici coincidono con i corrispondenti valori caratteristici, perché tutti i coefficienti parziali del gruppo (M1) della tabella 6.2.II hanno valore unitario.

Si ha quindi, come nel caso precedente:

$$S(t) = 41,75 \text{ kN}$$

$$S(q) = 12,28 \text{ kN}$$

Tali spinte vanno moltiplicate per i coefficienti parziali della tabella 6.II.1, colonna (A1).

Si ha quindi:

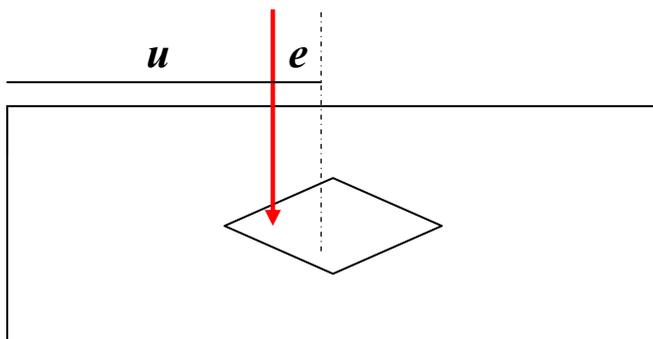
$$S_d(t) = 1,30 \cdot 41,75 = 54,27 \text{ kN}$$

$$S_d(q) = 1,50 \cdot 12,28 = 18,42 \text{ kN}$$

**Il Momento Spingente** vale:  $M_{Sd} = (54,27 \cdot 1,33) + (18,42 \cdot 2,00) = \mathbf{89,00 \text{ kN}\cdot\text{m}}$

$$e = \frac{B}{2} - u \quad u = \frac{M_{Rd} - M_{Sd}}{\Sigma W_{id}} \quad u = \frac{252,84 - 89,00}{196,08} = 0,83 \text{ m} \quad e = \frac{2,20}{2} - 0,83 = 0,27 \text{ m}$$

$$\frac{B}{6} = \frac{220}{6} = 36,66 \text{ cm} > e (= 27 \text{ cm}) \quad \text{Il terreno è tutto sottoposto a compressione}$$

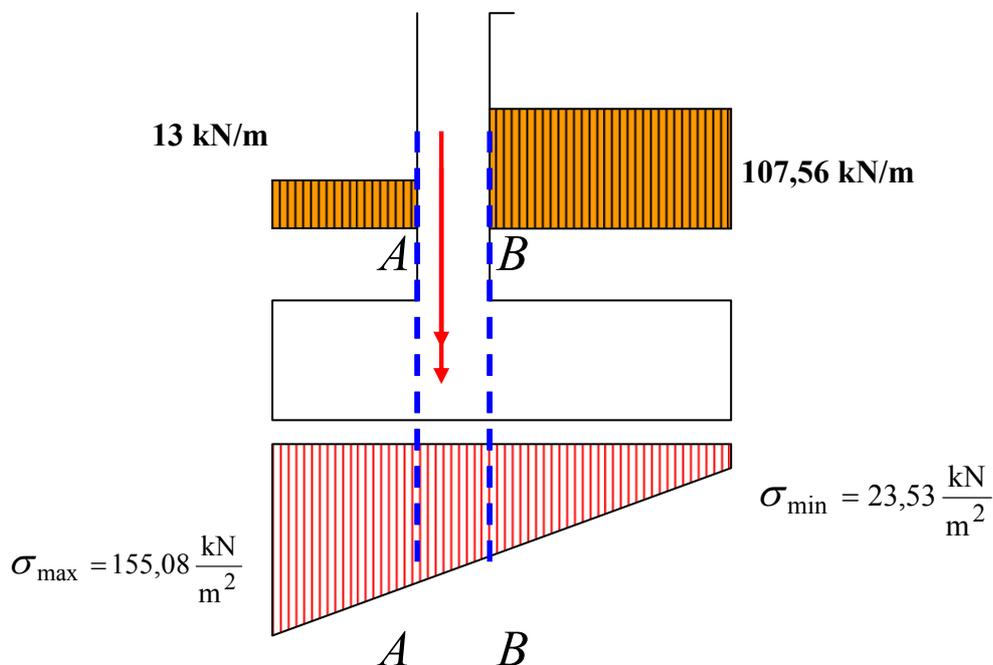


Calcoliamo prima di tutto l'andamento delle pressioni che il terreno esercita sulla fondazione, facendo riferimento alle azioni calcolate per effettuare la verifica a capacità portante, tenendo conto dell'intera sezione di base.

### Pressione massima a valle

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} \times \left(1 + \frac{6e}{B}\right) = \frac{196,08}{2,20 \times 1,00} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,27}{2,20}\right) = 89,13 \times 1,74 = 155,08 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{A} \times \left(1 - \frac{6e}{B}\right) = \frac{196,08}{2,20 \times 1,00} \times \left(1 - \frac{6 \times 0,27}{2,20}\right) = 89,13 \times 0,264 = 23,53 \text{ kN/m}^2$$



Calcoliamo il peso trasmesso sulla mensola a monte dal terreno e dal carico variabile.

$$q_t = ((1,40 \times 3,60 \times 1,00) \times 17 \text{ kN/m}^3) \times 1,30 / 1,40 \text{ m} = 79,56 \text{ kN/m} \quad (\text{terreno})$$

$$q_1 = ((1,40 \times 0,40 \times 1,00) \times 25 \text{ kN/m}^3) \times 1,30 / 1,40 \text{ m} = 13,00 \text{ kN/m} \quad (\text{peso mensola a monte})$$

$$q_2 = ((1,40 \times 1,00 \times 1,00) \times 10 \text{ kN/m}^2) \times 1,50 / 1,40 \text{ m} = 15,00 \text{ kN/m} \quad (\text{carico variabile})$$

$$\mathbf{q} = \mathbf{107,56 \text{ kN/m}} \quad \text{carico totale agente sulla mensola.}$$

Calcoliamo il peso della mensola a valle:

$$q_3 = ((0,50 \times 0,40 \times 1,00) \times 25 \text{ kN/m}^3) \times 1,30 / 0,50 \text{ m} = 13,00 \text{ kN/m} \quad (\text{mensola a valle})$$

Calcolo delle sollecitazioni all'incastro, si impostano le seguenti proporzioni :

### Mensola Sezione A

$$(\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) : 2,20 = (\sigma_a - \sigma_{\min}) : (2,20 - 0,50)$$

$$131,55 : 2,20 = (\sigma_a - 23,53) : 1,70$$

$$\sigma_a = \frac{131,55 \times 1,70}{2,20} + 23,53 = 125,18 \frac{N}{mm^2}$$

### Mensola Sezione B

$$(\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) : 2,20 = (\sigma_b - \sigma_{\min}) : (2,20 - 0,80)$$

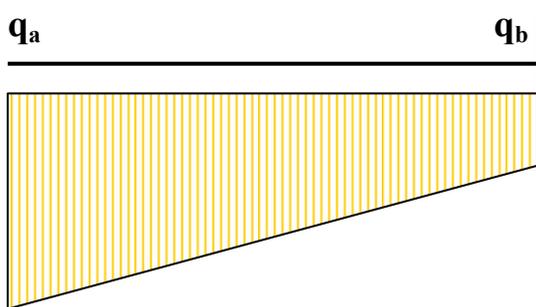
$$131,55 : 2,20 = (\sigma_b - 23,53) : 1,40$$

$$\sigma_b = \frac{131,55 \times 1,40}{2,20} + 23,53 = 107,24 \frac{N}{mm^2}$$

### Schema statico mensola a valle

Carico all'estremità  $155,08 - 13 = 142,08 \text{ kN/m } q_a$

Carico all'incastro  $125,18 - 13 = 112,18 \text{ kN/m } q_b$

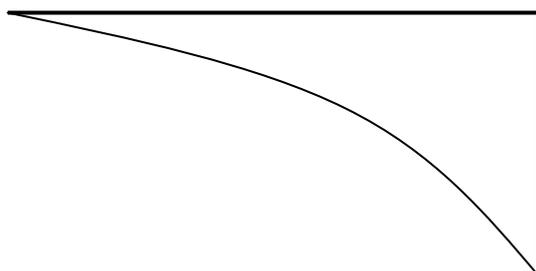


$$M_{\max} = \frac{l^2}{6} (q_b + 2 \cdot q_a)$$

$$M_{\max} = \frac{0,50^2}{6} (112,18 + 2 \cdot 142,08) = 16,51 \text{ kNm}$$

$$T_{\max} = \frac{l}{2} (q_b + q_a)$$

$$T_{\max} = \frac{0,5}{2} (112,18 + 142,08) = 63,57 \text{ kN}$$



Calcolo delle armature nella sezione di incastro

Caratteristiche dei materiali

○ **Calcestruzzo classe C25/30**

Resistenza di progetto a compressione:  $f_{cd} = 0.85 \frac{f_{ck}}{1.50} = 0.85 \frac{25}{1.50} = 14.11 \text{ MPa}$

Resistenza media a trazione:  $f_{ctm} = 0.30 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0.30 \cdot \sqrt[3]{25^2} = 2.55 \text{ MPa}$

○ **Acciaio B450C**

Tensione di progetto allo snervamento:  $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1.15} = \frac{450}{1.15} = 391.3 \text{ MPa}$

**Progetto armature**

Minimi di normativa per la flessione:  $A_{s \min} = 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b \cdot d$

$$A_{s \min} = 0.26 \cdot \frac{2.55}{450} 1000 \cdot 340 = 500 \text{ mm}^2$$

Armatura a flessione:

$$A_s = \frac{M_{sd}}{0.9 \cdot f_{yd} \cdot d} \quad A_s = \frac{16.51 \cdot 10^6}{0.9 \cdot 391.3 \cdot 340} = 138 \text{ mm}^2$$

Si adotterà l'armatura minima di regolamento che sarà costituita da **4  $\phi$  14 / m**

Per cui l'armatura metallica posta nella zona tesa inferiore dello sbalzo, avrà una superficie di **4 x 154 = 614 mm<sup>2</sup>**

**Verifica a taglio**

Resistenza al taglio in assenza di armature specifiche

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{340}} = 1.77 \leq 2 \quad ; \quad \rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{614}{1000 \cdot 340} = 0.0018 \leq 0.02 \quad ; \quad \rho_c = 0$$

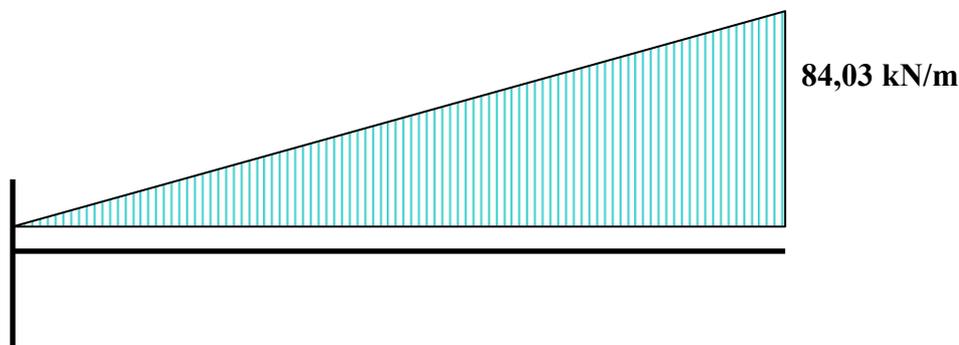
$$V_{Rd} = \left( \frac{0,18 \cdot K \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho \cdot f_{ck}}}{\gamma_c} + 0,15 \cdot \sigma_p \right) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd} = \left( \frac{0,18 \cdot 1,77 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0,0018 \cdot 25}}{1,5} + 0,15 \cdot 0 \right) \cdot 1000 \cdot 340 = 92185 N > 63570 N$$

### Schema statico mensola a monte

Carico all'estremità  $23,53 - 107,56 = 84,03 \text{ kN/m } q_a$

Carico all'incastro  $107,24 - 107,56 = 0 \text{ kN/m } q_b$



$$M_{\max} = \frac{q \cdot l^2}{3} = \frac{84,03 \cdot 1,40^2}{3} = 54,89 \text{ kNm} \quad T_{\max} = \frac{ql}{2} = \frac{84,03 \cdot 1,40}{2} = 59 \text{ kN}$$

Armatura a flessione:

$$A_s = \frac{M_{sd}}{0,9 \cdot f_{yd} \cdot d} \quad A_s = \frac{54,89 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 391,3 \cdot 340} = 459 \text{ mm}^2$$

Si adotterà l'armatura minima di regolamento che sarà costituita da  $4 \phi 14 / m$

Per cui l'armatura metallica posta nella zona tesa superiore dello sbalzo, avrà una superficie di  $4 \times 154 = 614 \text{ mm}^2$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{340}} = 1,77 \leq 2 \quad ; \quad \rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{614}{1000 \cdot 340} = 0,0018 \leq 0,02 \quad ; \quad \rho_c = 0$$

$$V_{Rd} = \left( \frac{0,18 \cdot 1,77 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0,0018 \cdot 25}}{1,5} + 0,15 \cdot 0 \right) \cdot 1000 \cdot 340 = 92185 N > 59000 N$$

**Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.**

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

**Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno**

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

**Tabella 6.5.I - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno.**

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

Esercizi svolti

### Esercizio n°1

Eseguire secondo le prescrizioni delle NTC le seguenti verifiche

- agli stati limite di ribaltamento,
- di scorrimento,
- di collasso per carico limite del muro,

I parametri caratteristici del terreno sono:

- angolo di attrito interno:  $\phi = 32^\circ$ ;
- peso specifico del terreno:  $\gamma_t = 17 \text{ kN} / \text{m}^3$ .
- Coesione  $c = 0$

- Carico variabile  $q = 10 \text{ kN/mq}$ .

Le dimensioni geometriche sono quelle riportate in figura.

Analisi dei carichi per ml di muro (in profondità).

- Fondazione in cemento armato :  $0,40 \cdot 2,20 \cdot 1,00 \cdot 25,00 = 22,00 \text{ kN} \rightarrow W_2$
- Parete in elevazione in c.a. :  $0,30 \cdot 3,60 \cdot 1,00 \cdot 25,00 = 27,00 \text{ kN} \rightarrow W_1$
- Terrapieno :  $1,40 \cdot 3,50 \cdot 1,00 \cdot 17,00 = 85,68 \text{ kN} \rightarrow W_t$
- Carico variabile :  $1,40 \cdot 1,00 \cdot 10,00 = 14,00 \text{ kN} \rightarrow W_q$

Procedendo alla verifica agli stati limite, i valori calcolati o assunti, saranno modificati utilizzando gli opportuni coefficienti parziali, riportati nelle tabelle 6.2.I , 6.2.II, 6.5.I.

Con il metodo alle tensioni ammissibili tali valori si utilizzano direttamente nelle verifiche.

**VERIFICA ALLO SLU AL RIBALTAMENTO.**

Secondo la norma, questo stato limite deve essere trattato come uno stato limite di equilibrio di corpo rigido, utilizzando la Combinazione **(EQU + M2 +R2)**.

**Per la verifica allo stato limite ultimo dovrà essere verificarsi che :**

$$Ed \leq Rd \text{ ovvero } (Rd/Ed) \geq 1$$

**Ed** è il valore di progetto dell'azione.

**Rd** è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

**Calcolo dell'azione Ed ovvero del Momento Spingente**

**I valori caratteristici dei parametri geotecnici vanno corretti utilizzando i coefficienti parziali del gruppo (M2) della tabella 6.2.II**

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

Si ha quindi:

- a  
n  
g  
o  
l

o di attrito interno:  $\phi = 32^\circ / 1,25 = 25,6^\circ$ ;

- peso specifico del terreno:  $\gamma_t = 17,00 \cdot 1,00 = 17,00 \text{ kN / m}^3$

$$\text{Coefficiente spinta attiva } K_a = \tan^2 \left( \frac{90^\circ - 25^\circ,6}{2} \right) = 0,396$$

Calcolo della Spinta attiva dovuta al solo terrapieno:

$$S_t = \frac{1}{2} \gamma_t h^2 K_a ; S_t = \frac{1}{2} \cdot 17,00 \cdot (4,00)^2 \cdot 0,396 = 53,85 \text{ kN}$$

Calcolo della Spinta attiva dovuta al solo carico variabile q:

$$S_q = q \cdot h \cdot K_a \quad ; \quad S_q = 10 \cdot 4 \cdot 0,396 = 15,84 \text{ kN}$$

Applicando i coefficienti parziali, con effetto sfavorevole, della tabella 2.6.I, colonna (EQU), si hanno infine le spinte di calcolo:

$$S_{d(t)} = 53,85 \times 1,1 = 59,23 \text{ kN} \quad ; \quad S_{d(q)} = 15,84 \times 1,5 = 23,76 \text{ kN}$$

Quindi si calcola il momento spingente di calcolo  $M_{sd} = E_d$  (sfavorevole)

$$M_{sd} = S_{d(t)} \cdot \frac{h}{3} + S_{d(q)} \cdot \frac{h}{2} \quad ; \quad M_{sd} = 59,23 \cdot \frac{4}{3} + 23,76 \cdot \frac{4}{2} = 126,29 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{sd} = 126,29 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{per cui} \quad E_d = 126,29 \text{ kNm}$$

Calcolo del Momento resistente di calcolo  $M_{Rd} = E_R$  (favorevole)

Le azioni di calcolo si determinano moltiplicando le azioni nominali per i coefficienti parziali della tabella 2.6.I, colonna (EQU). Quindi avremo :

- i carichi permanenti (favorevoli)  $W1$ ,  $W2$  e  $Wt$  moltiplicati per il coefficiente parziale  $\gamma_{G1} = 0,9$ ;
- il carico variabile  $Wq$  (favorevole) moltiplicato per il coefficiente parziale  $\gamma_Q = 0$ .

Si ha quindi, riassumendo:

Azioni di calcolo (kN)	Distanze da A (m)	Momenti resistenti (kNm)
$W_{1d} = 27 \cdot 0,9 = 24,30$	0,65	15,80
$W_{2d} = 22 \cdot 0,9 = 19,80$	1,10	21,78
$W_{td} = 85,68 \cdot 0,9 = 77,11$	1,50	115,66
$W_{qd} = 14 \cdot 0 = 0,00$	1,50	0,00

$$M_{Rd} = 153,24$$

Dalla tabella 6.5.I, colonna R2 otteniamo il coefficiente parziale  $\gamma_R$ , riduttore della resistenza di progetto, pari a 1,0 :

$$R_d = \frac{M_{Rd}}{\gamma_R} = 153,24 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad R_d \text{ è il valore di progetto della resistenza.}$$

$$M_{sd} (=126,29 \text{ kNm}) < M_{Rd} (= 153,24 \text{ kNm})$$

Pertanto essendo :  $E_d < R_d$  la verifica a ribaltamento allo SLU è soddisfatta.

## VERIFICA ALLO SLU DELLO SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA.

Lo scorrimento sul piano di posa delle fondazioni, è dovuto alle componenti orizzontali delle azioni, (della spinta delle terre, dei carichi variabili, dei carichi permanenti).

Per l'applicazione dei coefficienti alle azioni si utilizza l'**APPROCCIO 2**, utilizzando la seguente combinazione : **A1 + M1 + R3**.

I valori dei coefficienti saranno desunti dalla:

**Colonna A1 della tabella 6.2.I.**

**Colonna M1 della tabella 6.2.II.**

**Colonna R3 della tabella 6.5.I.**

*Calcolo della spinta di calcolo  $S_d = E_d$  (sfavorevole).*

La spinta  $S$  viene calcolata con i valori caratteristici dei parametri geotecnici, che coincidono con i valori di calcolo dei corrispondenti, perché tutti i coefficienti parziali del gruppo (M1) della tabella 6.2. II hanno valore unitario.

Il valore della *spinta orizzontale*  $S$  sarà moltiplicato per il coefficiente parziale  $Y_R$  (A1) per ottenere la spinta di calcolo  $S_d = E_d$

Pertanto avremo angolo di attrito e peso specifico inalterati.

- $\phi = 32^\circ$ ;
- $\gamma_t = 17,00 \text{ kN} / \text{m}^3$ ;

e quindi le azioni orizzontali varranno:  $S(t) = 41,75 \text{ kN}$   $S(q) = 12,28 \text{ kN}$ .

Applicando ora i coefficienti parziali della tabella 6.2.I, colonna (A1), si hanno le spinte di calcolo e, infine, la forza orizzontale totale:

$$S_d = 1,3 \cdot 41,75 + 1,5 \cdot 12,28 = 72,69 \text{ kN}.$$

che coincide con l'azione di progetto:  **$E_d = 72,69 \text{ kN}$**

**Calcolo dell'azione resistente di progetto  $R_d$  (forza di attrito) (favorevole).**

E' rappresentata dalla forza di attrito tra la base della fondazione e il terreno.

I valori nominali dei pesi  $P$  agenti ( permanenti e variabili) devono essere moltiplicati per il coefficiente parziale, effetto favorevole,  $Y_F$  ( A1) per ottenere il peso totale di calcolo  $W_d$ .

Azioni di calcolo (kN)	$Y_F$ ( A1) favorevole	$W_d \times Y_F$
$W_1 = 27,00$	1,00	$W_{1d} = 27,00$
$W_2 = 22,00$	1,00	$W_{2d} = 22,00$
$W_t = 85,68$	1,00	$W_{td} = 85,68$
$W_q = 14,00$	0,00	$W_{qd} = 0,00$
		<b><math>W_d = 134,68</math></b>

$f = \operatorname{tg} \phi = \operatorname{tg} 32^\circ = 0,62$ ; coefficiente di attrito;  $\gamma_R = 1,1$  (tab. 6.5.I, colonna R3).

$$R_a = f \frac{W_a}{\gamma_R} = 0,62 \cdot \frac{134,68}{1,1} = 75,9 \text{ kN} \quad \text{La verifica è soddisfatta, essendo: } \mathbf{Ed} (72,59) < \mathbf{Rd} (75,90).$$

## VERIFICA ALLO SLU DI COLLASSO

### PER CARICO LIMITE DELL'INSIEME FONDAZIONE-TERRENO

L'azione di progetto **Ed** è rappresentata da tutte le componenti verticali dei carichi che agiscono a livello del piano di fondazione.

Per l'applicazione dei coefficienti alle azioni si utilizza l'**APPROCCIO 2**, utilizzando la seguente combinazione : **A1 + M1 + R3**.

*Calcolo dell'azione Ed (componente verticale delle forze agenti).* Ai pesi nominali agenti vanno applicati i coefficienti parziali della tabella 2.6.I, colonna (A1), ottenendo i pesi di calcolo:

Azioni di calcolo (kN)	Y <sub>F</sub> ( A1) sfavorevole	W <sub>i</sub> x Y <sub>F</sub>
$W_1 = 27,00$	1,30	$W_{1d} = 35,10$
$W_2 = 22,00$	1,30	$W_{2d} = 28,60$
$W_t = 85,68$	1,30	$W_{td} = 111,38$
$W_q = 14,00$	1,50	$W_{qd} = 21,00$
		<b><math>W_d = 196,08</math></b>

$$\mathbf{Ed} = 196,08 \text{ kN}$$

Calcolo del Momento Resistente **MRd**, è dato dalla somma dei momenti dei singoli pesi per le rispettive distanze dal punto A. pertanto avremo:

$$\mathbf{MRd} = 35,10 \cdot 0,65 + 28,60 \cdot 1,10 + 111,38 \cdot 1,50 + 21,00 \cdot 1,50 = \mathbf{252,84 \text{ kN} \cdot \text{m}}$$

Calcolo del Momento Spingente **MSd**. I valori di calcolo dei parametri geotecnici coincidono con i corrispondenti valori caratteristici, perché tutti i coefficienti parziali del gruppo (M1) della tabella 6.2.II hanno valore unitario.

Si ha quindi, come nel caso precedente:

$$S(t) = 41,75 \text{ kN}$$

$$S(q) = 12,28 \text{ kN}$$

Tali spinte vanno moltiplicate per i coefficienti parziali della tabella 6.II.1, colonna (A1).

Si ha quindi:

$$S_d(t) = 1,30 \cdot 41,75 = 54,27 \text{ kN}$$

$$S_d(q) = 1,50 \cdot 12,28 = 18,42 \text{ kN}$$

Il Momento Spingente vale:

$$\mathbf{MSd} = 54,27 \cdot 1,33 + 18,42 \cdot 2,00 = \mathbf{89,00 \text{ kN} \cdot \text{m}}$$

**Calcolo dell'eccentricità  $e$ .** 
$$e = \frac{B}{2} - u \quad u = \frac{M_{Rd} - M_{Sd}}{\Sigma W_{id}}$$

$$u = \frac{252,84 - 89,00}{196,08} = 0,83\text{m} \quad e = \frac{2,20}{2} - 0,83 = 0,27\text{m}$$

**Calcolo del carico limite  $R_d$  (o della capacità portante) del terreno.**

Poiché la risultante dei carichi è eccentrica e inclinata, le norme suggeriscono di utilizzare la formula di **Brinch-Hansen**, per determinare il carico limite  $Q_{lim}$ , espresso in kN/mq che si differenzia dalla formula di **Terzaghi**, solo per l'insieme dei coefficienti correttivi posti tra parentesi. In questo caso la formula diventa:

$$Q_{lim} = \gamma \cdot D \cdot N_q (d_q \cdot i_q) + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma (d_\gamma \cdot i_\gamma)$$

$\gamma = 1,7 \text{ N} / \text{m}^3$  è il peso specifico del terreno;

$D = 0,60 \text{ m}$  è la profondità del piano di posa della fondazione;

$B = 2,20 \text{ m}$  è la larghezza della fondazione;

$N_q$  e  $N_\gamma$  sono coefficienti che si ricavano dalla tabella in funzione dell'angolo di attrito  $\phi$  (si ha, interpolando:  $N_q = 23,18$ ;  $N_\gamma = 20,79$ );

i coefficienti  $d$  e  $i$  tengono conto, rispettivamente, della profondità della fondazione e dell'inclinazione del carico e sono ricavati da formule semiempiriche .

**Calcolo dei coefficienti di profondità  $d$  e di inclinazione  $i$  per  $c = 0$  ( $d_c = 0$ )**

$$d_q = 1 + 2 \cdot \frac{D}{B} \cdot \text{tg} \phi \cdot (1 - \text{sen} \phi)^2 \quad d_\gamma = 1 \quad i_q = \left(1 - \frac{V_{xd}}{Nd}\right)^2 \quad i_\gamma = \left(1 - \frac{V_{xd}}{Nd}\right)^3$$

$$i_q = \left(1 - \frac{72,69}{196,08}\right)^2 = 0,395 \quad i_\gamma = \left(1 - \frac{72,69}{196,08}\right)^3 = 0,249 \quad \begin{array}{l} V_x = \text{componente orizzontale del carico;} \\ Nd = \text{componente verticale del carico} \end{array}$$

Sostituendo i valori abbiamo;

$$q_{lim} = 17 \cdot 0,60 \cdot 23,18 \cdot (1,07 \cdot 0,395) + 0,5 \cdot 17 \cdot 2,20 \cdot 20,79 \cdot (0,249 \cdot 1) = 99,93 + 96,80 = \mathbf{196,73 \text{ kN/mq.}}$$

che si immagina distribuito su una larghezza efficace della fondazione pari a  $B^* = B - 2e$ .  $e = 0,27 \text{ m}$

$$B^* = 2,20 - 2 \times 0,27 = 1,66 \text{ m}$$

$$Q_{lim} = q_{lim} \times B^* \times 1,00 ; \quad Q_{lim} = 196,73 \times 1,66 \times 1,00 = 326,58 \text{ kN}$$

Applicando a  $Q_{lim}$  il coefficiente parziale  $\gamma_R = 1,4$  **riduttore della resistenza** si ricava dalla tabella 6.5.I, colonna (R3). Si ottiene infine, la resistenza di progetto  $R_d$ .

$$R_d = \frac{Q_{lim}}{\gamma_R} \quad R_d = 326,58 / 1,4 = 233,27 \text{ kN}$$

Per la verifica dovrà essere  $R_d > E_d$ .

Essendo  $R_d = 233,27$  kN e  $E_d = 196,08$  kN il fattore di sicurezza è 1,19

**PERTANTO L'INSIEME FONDAZIONE-TERRENO E' VERIFICATO ALLO SLU**