

Esempio di calcolo di un muro in c.a.

Pagina 157 del testo

Esempio di calcolo

Nel presente paragrafo si vuole illustrare un'applicazione operativa relativa alle verifiche di stabilità di un muro a mensola in cemento armato utilizzando il metodo semiprobabilistico agli stati limite. Il calcolo viene effettuato con riferimento alle sole verifiche di tipo geotecnico e trascurando le verifiche di resistenza strutturale degli elementi in cemento armato.

I dati necessari sono:

- ϕ : angolo di attrito interno del terreno;
- γ : peso per unità di volume del terreno;
- i : inclinazione del terrapieno a monte;
- α : inclinazione del paramento interno della parete in elevazione del muro rispetto al piano orizzontale;
- δ : angolo di attrito muro-terreno in elevazione;
- f : coefficiente di attrito terreno-fondazione, pari a $\tan \phi$ o a una sua quota parte;
- c : coesione del terreno in elevazione e in fondazione.

Per semplicità nell'esempio di calcolo si sono assunte le seguenti ipotesi:

- parete interna del muro in elevazione verticale ($\alpha = 0^\circ$);
- superficie del terreno a monte orizzontale ($i = 0^\circ$);
- spinta del terreno in direzione orizzontale ($\delta = 0^\circ$).

I valori caratteristici dei suddetti parametri geotecnici sono:

- $\phi = 35^\circ$;
- $\gamma = 1800 \text{ daN/m}^3$;
- $f = \tan(\phi) * 2/3 = 0,4668$;
- $c = 0 \text{ daN/m}^2$.

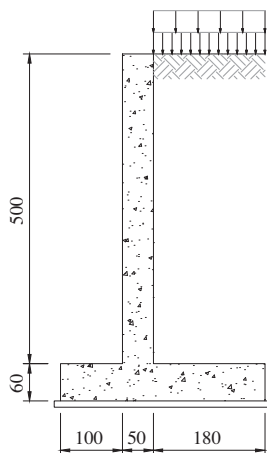


Figura D.1
Caratteristiche
geometriche
dell'opera di sostegno.

Si ipotizza la presenza di un sovraccarico distribuito sul terreno di monte costituito da un'aliquota permanente ($q_g = 1500 \text{ daN/m}^2$) e da una variabile ($q_q = 500 \text{ daN/m}^2$). Si suppone inoltre l'assenza di falda.

Le dimensioni ipotizzate per l'opera da verificare sono indicate in Figura D.1.

L'opera è ubicata nel comune di Bologna, caratterizzato da una latitudine pari a 44,5075 e una longitudine pari a 11,3514. In base alle condizioni litologiche e morfologiche il sottosuolo di fondazione rientra nella categoria A. La superficie topografica è pianeggiante e appartiene quindi alla categoria T1.

Per l'opera in esame si ipotizza una vita nominale V_N pari a 50 anni, corrispondente a una costruzione di tipo ordinario (Tab. D.1) e si considera una classe d'uso II. Secondo quanto riportato in Tabella D.2, il coefficiente d'uso C_U è pari a 1; pertanto, il periodo di riferimento V_R dato dal prodotto di V_N e C_U risulta pari a 50 anni.

Con riferimento allo Stato limite di salvaguardia della vita (SLV) il periodo di ritorno (T_R) corrispondente all'azione sismica di progetto risulta pari a 475 anni. In funzione delle coordinate geografiche e del periodo di ritorno si ottiene un valore di accelerazione massima al suolo (a_g) pari a 0,142 g, che corrisponde a un coefficiente di riduzione β_m pari a 0,29 (Tab.7.6).

Tabella D.1
Vita nominale (V_N) in
funzione dei tipi di
costruzione.

Tipi di costruzione	V_N (in anni)
1 Opere provvisorie – Opere provvisionali – Strutture in fase costruttiva	≤ 10
2 Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 50
3 Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 100

Tabella D.2
Coefficiente d'uso
(C_U) in funzione della
classe d'uso.

Classe d'uso	I	II	III	IV
Coefficiente C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Si devono definire ora i valori dei coefficienti S_T e S_S , che dipendono rispettivamente dalle caratteristiche della superficie topografica e del suolo.

Per un suolo di categoria A e una superficie di classe T1 si ha $S_T = 1,00$ (Tab. 7.8) e $S_S =$

1,00 (Tab. 7.7).

I coefficienti sismici orizzontale (k_h) e verticale (k_v) risultano:

$$k_h = 0,29 \cdot 1,00 \cdot 1,00 \cdot \frac{0,142 g}{g} = 0,041$$

$$k_v = \pm \frac{1}{2} \cdot 0,041 = \pm 0,0205$$

Per quanto riguarda l'effetto dinamico del sovraccarico si considera, in analogia al caso statico, un incremento di spinta sul muro di tipo inerziale. Tale spinta viene calcolata mediante la seguente espressione:

$$S_{q,\text{sism}} = q \cdot (1 \pm k_v) \cdot H \cdot K_{a,\text{sism}}$$

Inoltre, il sisma induce forze d'inerzia dovute alle masse mobilitate:

- Forza d'inerzia dovuta al peso della parete del muro:

$$I_{wp} = k_h \cdot W_p$$

- Forza d'inerzia dovuta al peso della fondazione del muro:

$$I_{wf} = k_h \cdot W_f$$

- Forza d'inerzia dovuta al peso del terreno a monte del muro:

$$I_{wt} = k_h \cdot W_t$$

In questo esempio vengono trascurate le inerzie dovute al sovraccarico del terreno a monte dell'opera. Nel caso sismico i valori dei coefficienti parziali sulle azioni vengono posti pari a 1,00, mentre per i parametri geotecnici e le resistenze di progetto si assumono i valori dei coefficienti parziali relativi alla tipologia di verifica e all'approccio scelto.

Le combinazioni sismiche vengono in seguito indicate come S^+ e S^- , corrispondenti ai casi di sisma verticale rivolto verso il basso ($k_v > 0$) e sisma verticale rivolto verso l'alto ($k_v < 0$).

Le azioni agenti in condizioni statiche sono:

- peso del muro;
- peso del terreno a monte;
- sovraccarico sul terreno a monte;
- spinta statica del terreno.

I valori caratteristici dei carichi permanenti verticali agenti sull'opera di sostegno vengono calcolati facendo riferimento a una profondità di un metro lineare di muro.

Peso della parete del muro: $W_p = \gamma_{cls} \cdot A_p = 2500 \cdot (5,0 \cdot 0,5) = 6250 \text{ daN}$

dove:

- γ_{cls} : peso per unità di volume del calcestruzzo [daN/m^3];
- A_p : area della parete in elevazione del muro [m^2].

Peso della fondazione: $W_f = \gamma_{cls} \cdot A_f = 2500 \cdot (0,6 \cdot 3,3) = 4950 \text{ daN}$

dove:

- γ_{cls} : peso per unità di volume del calcestruzzo [daN/m^3];
- A_f : area della fondazione del muro [m^2].

Peso del terreno sulla mensola di fondazione a monte:

$$W_t = \gamma_t \cdot A_t = 1800 \cdot (1,8 \cdot 5,0) = 16\,200 \text{ daN}$$

dove:

- γ_t : peso per unità di volume del terreno [daN/m^3];
- A_t : area del terreno [m^2].

Azione dovuta al sovraccarico permanente:

$$G = q_g \cdot l_{f,m} = 1500 \cdot 1,8 = 2700 \text{ daN}$$

dove:

- q_g : sovraccarico distribuito permanente [daN/m^2];
- $l_{f,m}$: lunghezza della mensola a monte della fondazione, su cui insiste il sovraccarico [m].

Azione dovuta al sovraccarico variabile: $Q = q_q \cdot l_{f,m} = 500 \cdot 1,8 = 900 \text{ daN}$

dove:

- q_q : sovraccarico distribuito variabile [daN/m^2];
- $l_{f,m}$: lunghezza della mensola a monte della fondazione, su cui insiste il sovraccarico [m].

I coefficienti parziali, utilizzati per i parametri di resistenza del terreno e per le azioni, dipendono dalla tipologia di verifica effettuata e dall'approccio progettuale scelto:

- verifiche allo scorrimento e a schiacciamento: vengono utilizzate le due combinazioni dell'Approccio 1: $A1 + M1 + R1$ e $A2 + M2 + R2$;
- verifica alla stabilità globale: si fa riferimento alla sola combinazione $A2 + M2 + R2$;
- verifica al ribaltamento: non essendo prevista la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione, si considera una diversa combinazione delle azioni e delle resistenze utilizzando, per le prime, i coefficienti del gruppo EQU e, per le seconde, quelli del gruppo M2.

Nell'esempio presentato si riportano le formule relative alla sola combinazione $A1 + M1 + R1$; la combinazione $A2 + M2 + R2$ segue lo stesso procedimento, con la sola variazione dei valori dei coefficienti.

Verifica allo scorrimento

La verifica allo scorrimento risulta soddisfatta se $\frac{R_d}{E_d} > 1$

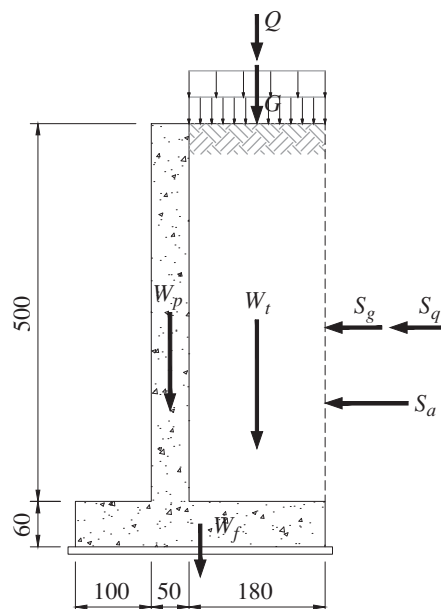
$$E_d = (N_{\text{perm,sfav}} \cdot \gamma_{G1} + N_{\text{var,sfav}} \cdot \gamma_{Q1})$$

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} (N_{\text{perm,fav}} + N_{\text{var,fav}}) \cdot \frac{f}{\gamma_\phi} + 50\% \frac{S_p}{\gamma_R}$$

dove:

- $N_{\text{perm,fav}}$: azioni permanenti favorevoli;
- $N_{\text{perm,sfav}}$: azioni permanenti sfavorevoli;
- $N_{\text{var,fav}}$: azioni variabili favorevoli;
- $N_{\text{var,sfav}}$: azioni variabili sfavorevoli;
- γ_{G1} : coefficiente correttivo azioni permanenti (diverso secondo che il carico sia favorevole o sfavorevole);
- γ_{Q1} : coefficiente correttivo azioni variabili (diverso secondo che il carico sia favorevole o sfavorevole);
- γ_R : coefficiente correttivo delle resistenze;
- S_p : spinta passiva;
- $f = \tan(\phi) * 2/3 = 0,4668$.

Figura D.2
Forze coinvolte nella verifica allo scorrimento, caso statico.



Forze agenti (Fig. D.2):

- peso della parete: W_p ;
- peso della fondazione: W_f ;
- peso del terreno a monte: W_t ;
- spinta statica del terreno: S_a ;
- sovraccarico sul terreno a monte: $G + Q$;
- spinta dovuta al sovraccarico permanente: S_g ;
- spinta dovuta al sovraccarico variabile: S_q .

Combinazione C1: A1+M1+R1

Per il calcolo della risultante dei carichi verticali si adotta un coefficiente parziale γ_{G1} pari a 1, in quanto i carichi verticali, fornendo sempre un contributo di tipo stabilizzante, risultano favorevoli qualunque sia la combinazione di carico adottata. Non viene invece considerato il contributo stabilizzante dei carichi variabili e si assume quindi un coefficiente γ_{Qi} pari a 0. Viene inoltre trascurato, a favore della sicurezza, il contributo stabilizzante del peso del terreno sulla mensola di fondazione di valle (Tab. D.3).

Carichi	Effetto	Coefficiente parziale			
		γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole		0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole	γ_{G1}	1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali	Favorevole		0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole	γ_{G2}	1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole		0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole	γ_{Qi}	1,5	1,5	1,3

Tabella D.3

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

Coefficienti utilizzati per la combinazione C1, azioni favorevoli.

Peso totale del muro:

$$W_m = W_p + W_f = 6250 + 4950 = 11\,200 \text{ daN}$$

Peso del terreno a monte:

$$W_t = 16\,200 \text{ daN}$$

Sovraccarico permanente sul terreno a monte:

$$G = 2700 \text{ daN}$$

Sovraccarico variabile sul terreno a monte:

$$Q = 900 \text{ daN}$$

Si avrà quindi:

$$N_{\text{perm,fav}} = W_m + W_t + G = 11\,200 + 16\,200 + 2700 = 30\,100 \text{ daN}$$

$$N_{\text{var,fav}} = Q = 900 \text{ daN}$$

La spinta del terreno agente sul paramento di monte viene calcolata utilizzando i parametri geotecnici del terreno, corretti con i coefficienti del gruppo M1 (Tab. D.4).

Tabella D.4

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno.
Coefficienti utilizzati per la combinazione C1.

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_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}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Angolo di resistenza al taglio:

$$\tan \phi'_d = \frac{\tan \phi'_k}{\gamma_{\phi'}} = \frac{\tan 35^\circ}{1,00} = 0,70 \text{ quindi } \phi'_d = 35^\circ$$

Peso per unità di volume del terreno:

$$\gamma_{td} = \frac{\gamma_{tk}}{\gamma_\gamma} = \frac{1800}{1} = 1800 \text{ daN/m}^3$$

Il coefficiente di spinta attiva vale quindi:

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi'_d}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{35^\circ}{2} \right) = 0,27$$

Una volta corretti i parametri geotecnici è possibile calcolare la spinta del terreno agente sul paramento di monte e le spinte dovute ai sovraccarichi.

Spinta attiva del terreno:

$$S_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{td} \cdot K_a \cdot H^2 = \frac{1}{2} \cdot 1800 \cdot 0,27 \cdot 5,6^2 = 7620 \text{ daN}$$

Spinta dovuta al sovraccarico permanente:

$$S_g = q_g \cdot K_a \cdot H = 1500 \cdot 0,27 \cdot 5,6 = 2268 \text{ daN}$$

Spinta dovuta al sovraccarico variabile:

$$S_q = q_q \cdot K_a \cdot H = 500 \cdot 0,27 \cdot 5,6 = 756 \text{ daN}$$

Si avrà quindi:

$$N_{\text{perm,sfav}} = S_a + S_g = 7620 + 2268 = 9888 \text{ daN}$$

$$N_{\text{var,sfav}} = S_q = 756 \text{ daN}$$

Si possono calcolare ora l'azione stabilizzante e quella instabilizzante.

Azione stabilizzante:

$$\begin{aligned} R_d &= \frac{1}{\gamma_R} \cdot (N_{\text{perm,fav}} \cdot \gamma_{G1} + N_{\text{var,fav}} \cdot \gamma_{Q1}) \cdot \frac{f}{\gamma_\phi} \\ &= \frac{1}{1,00} \cdot (30100 \cdot 1,00 + 900 \cdot 0,00) \cdot 0,4668 = 14051 \text{ daN} \end{aligned}$$

Azione instabilizzante:

$$E_d = (N_{\text{perm,sfav}} \cdot \gamma_{G1} + N_{\text{var,sfav}} \cdot \gamma_{Q1}) = 9888 \cdot 1,3 + 756 \cdot 1,5 = 13989 \text{ daN}$$

Essendo $\frac{R_d}{E_d} = \frac{14051}{13989} = 1,004 > 1$ la verifica allo scorrimento risulta **soddisfatta**.

Combinazioni Sismiche

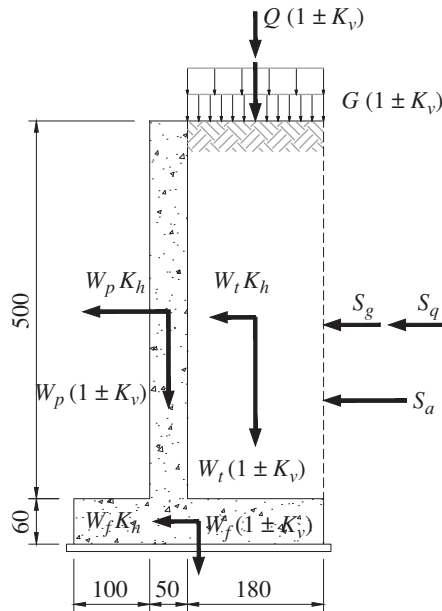


Figura D.3
Forze coinvolte nella
verifica a scorrimento,
caso sismico.

Combinazione S^+

Peso totale del muro:

$$W_m = W_p + W_f = 6250 + 4950 = 11\,200 \text{ daN}$$

Peso del terreno a monte:

$$W_t = 16\,200 \text{ daN}$$

Sovraccarico permanente sul terreno a monte:

$$G = 2700 \text{ daN}$$

Sovraccarico variabile sul terreno a monte:

$$Q = 900 \text{ daN}$$

Si avrà quindi:

$$\begin{aligned} N_{\text{perm,fav}} &= V_f + W_p + W_t + G + W_f \cdot k_v + W_p \cdot k_v + W_t \cdot k_v + G \cdot k_v \\ &= 4950 + 6250 + 16\,200 + 2700 + 4950 \cdot 0,0205 + 6250 \cdot 0,0205 \\ &\quad + 16\,200 \cdot 0,0205 + 2700 \cdot 0,0205 = 30\,716 \text{ daN} \end{aligned}$$

$$N_{\text{var,fav}} = Q + Q \cdot k_v = 900 + 900 \cdot 0,0205 = 918 \text{ daN}$$

Come detto in precedenza per i parametri geotecnici si assumono i valori dei coefficienti parziali relativi alla tipologia di verifica e all'approccio scelto,

in questo caso, quindi, si utilizzano i coefficienti del gruppo M1 (combinazione C1) (Tab. D.4).

Tabella D.4

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno.
Coefficienti utilizzati per la combinazione C1.

Parametro	Grandezza alla quale applicare il	Coefficiente parziale	(M1)	(M2)
	coefficiente parziale	γ_M		
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coazione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Angolo di resistenza al taglio:

$$\tan \phi'_d = \frac{\tan \phi'_k}{\gamma_{\phi'}} = \frac{\tan 35^\circ}{1,00} = 0,70 \text{ quindi } \phi'_d = 35^\circ$$

Peso per unità di volume e del terreno:

$$\gamma_{td} = \frac{\gamma_{tk}}{\gamma_\gamma} = \frac{1800}{1} = 1800 \text{ daN/m}^3$$

Angolo θ^+ :

$$\vartheta^+ = \arctg \left(\frac{k_h}{1 + k_v} \right) = \arctg \left(\frac{0,041}{1 + 0,0205} \right) = 2,3^\circ$$

Facendo riferimento alla Figura D.1 si ha:

- $i = 0^\circ$;
- $\phi = 35^\circ$;
- $\delta = 0^\circ$;
- $\beta = 0^\circ$.

Il valore del coefficiente di spinta attiva nel caso sismico ($K_{a,\text{sism}}$) diventa quindi:

$$\begin{aligned}
 K_{a,\text{sism}} &= \frac{\cos^2(\phi - \beta - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta + \beta + \vartheta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - i - \vartheta)}{\cos(\delta + \beta + \vartheta) \cdot \cos(i - \beta)}} \right]^2} \\
 &= \frac{\cos^2(35^\circ - 0^\circ - 2,3^\circ)}{\cos 2,3^\circ \cdot \cos^2 0^\circ \cdot \cos(0^\circ + 0^\circ + 2,3^\circ) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(35^\circ + 0^\circ) \cdot \sin(35^\circ - 0^\circ - 2,3^\circ)}{\cos(0^\circ + 0^\circ + 2,3^\circ) \cdot \cos(0^\circ - 0^\circ)}} \right]^2} \\
 &= \frac{0,7081}{0,999 \cdot 1 \cdot 0,999 \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{0,5735 \cdot 0,540}{0,999 \cdot 1}} \right]^2} = 0,29
 \end{aligned}$$

Spinta attiva del terreno:

$$S_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{td} \cdot (1 + k_v) \cdot K_{a,\text{sism}} \cdot H^2 = \frac{1}{2} \cdot 1800 \cdot (1 + 0,0205) \cdot 0,29 \cdot 5,6^2 = 8353 \text{ daN}$$

Spinta dovuta al sovraccarico permanente:

$$S_g = q_g \cdot (1 + k_v) \cdot K_{a,\text{sism}} \cdot H = 1500 \cdot (1 + 0,0205) \cdot 0,29 \cdot 5,6 = 2486 \text{ daN}$$

Spinta dovuta al sovraccarico variabile:

$$S_q = q_q \cdot (1 + k_v) \cdot K_{a,\text{sism}} \cdot H = 500 \cdot (1 + 0,0205) \cdot 0,29 \cdot 5,6 = 828 \text{ daN}$$

Si avrà quindi:

$$\begin{aligned}
 N_{\text{perm,sfav}} &= S_a + S_g + W_f \cdot k_h + W_p \cdot k_h + W_t \cdot k_h = 8353 + 2486 \\
 &\quad + 4950 \cdot 0,041 + 6250 \cdot 0,041 + 16\,200 \cdot 0,041 = 11\,962 \text{ daN} \\
 N_{\text{var,sfav}} &= S_q = 828 \text{ daN}
 \end{aligned}$$

Si possono calcolare ora l'azione stabilizzante e quella instabilizzante.

Azione stabilizzante:

$$\begin{aligned}
 R_d &= \frac{1}{\gamma_R} \cdot (N_{\text{perm,fav}} \cdot \gamma_{G1} + N_{\text{var,fav}} \cdot \gamma_{Qi}) \cdot \frac{f}{\gamma_\phi} \\
 &= \frac{1}{1,00} \cdot (30716 \cdot 1,00 + 918 \cdot 1,00) \cdot 0,4668 = 14\,767 \text{ daN}
 \end{aligned}$$

Azione instabilizzante:

$$E_d = (N_{\text{perm,sfav}} \cdot \gamma_{G1} + N_{\text{var,sfav}} \cdot \gamma_{Qi}) = 11\,962 \cdot 1,0 + 828 \cdot 1,0 = 12\,790 \text{ daN}$$

Essendo $\frac{R_d}{E_d} = \frac{14\,767}{12\,790} = 1,15 > 1$ la verifica allo scorrimento risulta **soddisfatta**.

Combinazione S⁻

Peso totale del muro:

$$W_m = W_p + W_f = 6250 + 4950 = 11\,200 \text{ daN}$$

Peso del terreno a monte:

$$W_t = 16\,200 \text{ daN}$$

Sovraccarico permanente sul terreno a monte:

$$G = 2700 \text{ daN}$$

Sovraccarico variabile sul terreno a monte:

$$Q = 900 \text{ daN}$$

Si avrà quindi:

$$\begin{aligned}
 N_{\text{perm,fav}} &= W_f + W_p + W_t + G - W_f \cdot k_v - W_p \cdot k_v - W_t \cdot k_v - G \cdot k_v \\
 &= 4950 + 6250 + 16\,200 + 2700 - 4950 \cdot 0,0205 - 6250 \cdot 0,0205 \\
 &\quad - 16\,200 \cdot 0,0205 - 2700 \cdot 0,0205 = 29\,484 \text{ daN} \\
 N_{\text{var,fav}} &= Q - Q \cdot k_v = 900 - 900 \cdot 0,0205 = 882 \text{ daN}
 \end{aligned}$$

Come detto in precedenza per i parametri geotecnici si assumono i valori dei coefficienti parziali relativi alla tipologia di verifica e all'approccio scelto, in questo caso, quindi, si utilizzano i coefficienti del gruppo M1 (combinazione C1) (Tab. D.4).

Tabella D.4

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno.

Coefficienti utilizzati per la combinazione C1.

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_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}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Angolo di resistenza al taglio:

$$\tan \phi'_d = \frac{\tan \phi'_k}{\gamma_{\phi'}} = \frac{\tan 35^\circ}{1,00} = 0,70 \text{ quindi } \phi'_d = 35^\circ$$

Peso per unità di volume del terreno:

$$\gamma_{td} = \frac{\gamma_{tk}}{\gamma_\gamma} = \frac{1800}{1} = 1800 \text{ daN/m}^3$$

Angolo θ^- :

$$\vartheta^+ = \arctg\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right) = \arctg\left(\frac{0,041}{1 - 0,0205}\right) = 2,4^\circ$$

Facendo riferimento alla Figura D.1 si ha:

- $i = 0$,
- $\phi = 35^\circ$;
- $\delta = 0^\circ$;
- $\beta = 0^\circ$.

Il valore del coefficiente di spinta attiva nel caso sismico ($K_{a,\text{sism}}$) diventa quindi:

$$\begin{aligned}
 K_{a,\text{sism}} &= \frac{\cos^2(\phi - \beta - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta + \beta + \vartheta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - i - \vartheta)}{\cos(\delta + \beta + \vartheta) \cdot \cos(i - \beta)}} \right]^2} \\
 &= \frac{\cos^2(35^\circ - 0^\circ - 2,4^\circ)}{\cos 2,4^\circ \cdot \cos^2 0^\circ \cdot \cos(0^\circ + 0^\circ + 2,4^\circ) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(35^\circ + 0^\circ) \cdot \sin(35^\circ - 0^\circ - 2,4^\circ)}{\cos(0^\circ + 0^\circ + 2,4^\circ) \cdot \cos(0^\circ - 0^\circ)}} \right]^2} \\
 &= \frac{0,7093}{0,999 \cdot 1 \cdot 0,999 \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{0,5735 \cdot 0,538}{0,999 \cdot 1}} \right]^2} = 0,29
 \end{aligned}$$

Spinta attiva del terreno:

$$S_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{td} \cdot (1 - k_v) \cdot K_{a,\text{sism}} \cdot H^2 = \frac{1}{2} \cdot 1800 \cdot (1 - 0,0205) \cdot 0,29 \cdot 5,6^2 = 8017 \text{ daN}$$

Spinta dovuta al sovraccarico permanente:

$$S_g = q_g \cdot (1 - k_v) \cdot K_{a,\text{sism}} \cdot H = 1500 \cdot (1 - 0,0205) \cdot 0,29 \cdot 5,6 = 2386 \text{ daN}$$

Spinta dovuta al sovraccarico variabile:

$$S_q = q_q \cdot (1 - k_v) \cdot K_{a,\text{sism}} \cdot H = 500 \cdot (1 - 0,0205) \cdot 0,29 \cdot 5,6 = 795 \text{ daN}$$

Si avrà quindi:

$$\begin{aligned} N_{\text{perm,sfav}} &= S_a + S_g + W_f \cdot k_h + W_p \cdot k_h + W_t \cdot k_h \\ &= 8017 + 2386 + 1123 = 11526 \text{ daN} \\ N_{\text{var,sfav}} &= S_q = 795 \text{ daN} \end{aligned}$$

Si possono calcolare ora l'azione stabilizzante e quella instabilizzante.

Azione stabilizzante:

$$\begin{aligned} R_d &= \frac{1}{\gamma_R} \cdot (N_{\text{perm,fav}} \cdot \gamma_{G1} + N_{\text{var,fav}} \cdot \gamma_{Qi}) \cdot \frac{f}{\gamma_\phi} \\ &= \frac{1}{1,00} \cdot (29484 \cdot 1,00 + 882 \cdot 1,00) \cdot 0,4668 = 14175 \text{ daN} \end{aligned}$$

Azione instabilizzante:

$$E_d = (N_{\text{perm,sfav}} \cdot \gamma_{G1} + N_{\text{var,sfav}} \cdot \gamma_{Qi}) = 11526 \cdot 1,0 + 795 \cdot 1,0 = 12321 \text{ daN}$$

Essendo $\frac{R_d}{E_d} = \frac{14175}{12321} = 1,15 > 1$ la verifica allo scorrimento risulta **soddisfatta**.

Verifica a schiacciamento

La verifica a schiacciamento risulta soddisfatta se $\frac{R_d}{E_d} > 1$

$$\begin{aligned} E_d &= N_{rd} = (N_{\text{perm,sfav}} \cdot \gamma_{G1} + N_{\text{var,sfav}} \cdot \gamma_{Qi}) \\ R_d &= \frac{q_{\text{lim}} \cdot A_{b,f}}{\gamma_R} \end{aligned}$$

dove:

- $N_{\text{perm,sfav}}$: azioni permanenti sfavorevoli;
- $N_{\text{var,sfav}}$: azioni variabili sfavorevoli;
- γ_{G1} : coefficiente correttivo azioni permanenti (diverso secondo che il carico sia favorevole o sfavorevole);
- γ_{Qi} : coefficiente correttivo azioni variabili (diverso secondo che il carico sia favorevole o sfavorevole);
- q_{lim} : carico limite unitario;
- $A_{b,f}$: area di base della fondazione;
- γ_R : coefficiente correttivo delle resistenze.

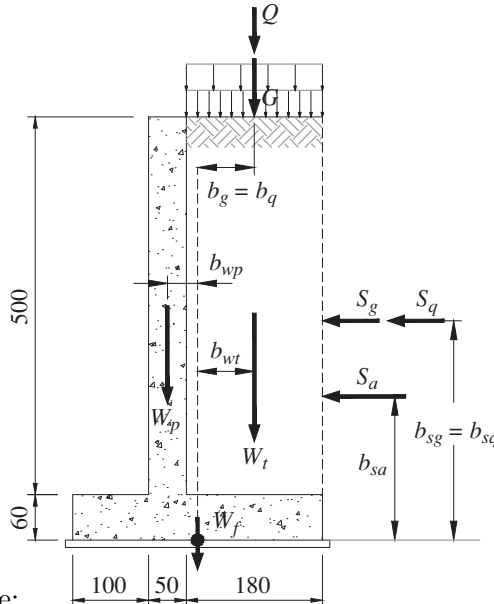


Figura D.4
Forze coinvolte nella verifica a schiacciamento, caso statico.

Forze agenti (Fig. D.4):

- peso della parete: W_p ;
- peso della fondazione: W_f ;
- peso del terreno a monte: W_t ;
- spinta statica del terreno: S_a ;
- sovraccarico sul terreno a monte: $G + Q$;
- spinta dovuta al sovraccarico permanente: S_g ;
- spinta dovuta al sovraccarico variabile: S_q .

Combinazione C1: A1+M1+R1

Come prima cosa è necessario calcolare l'eccentricità della risultante delle forze verticali agenti alla base del muro calcolando il rapporto tra il momento risultante, rispetto al baricentro della fondazione, e la risultante delle forze verticali agenti sulla struttura.

Le forze verticali e orizzontali, per la verifica di capacità portante, forniscono un contributo instabilizzante, pertanto sono da considerarsi sfavorevoli. Si adottano quindi $\gamma_{G1} = 1,3$ e $\gamma_{Qi} = 1,5$ (Tab. D.3).

Tabella D.3

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

Coefficienti utilizzati per la combinazione C1, azioni sfavorevoli.

Carichi	Effetto	Coefficiente parziale			
		γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole		0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole	γ_{G1}	1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali	Favorevole		0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole	γ_{G2}	1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole		0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole	γ_{Qi}	1,5	1,5	1,3

Risultante delle forze verticali:

$$\begin{aligned}
 N_{rd} &= \gamma_{G1} \cdot (W_p + W_f + W_t + G) + \gamma_{Qi} \cdot Q \\
 &= 1,3 \cdot (6250 + 4950 + 16\,200 + 2700) + 1,5 \cdot 900 = 40\,480 \text{ daN}
 \end{aligned}$$

Risultante delle forze orizzontali:

$$\begin{aligned}
 H &= \gamma_{G1} \cdot (S_a + S_g) + \gamma_{Qi} \cdot S_q \\
 &= 1,3 \cdot (7620 + 2268) + 1,5 \cdot 756 = 13\,989 \text{ daN}
 \end{aligned}$$

Si calcola il momento (considerato positivo in senso orario) rispetto al centro della fondazione (fig. D.4):

$$\begin{aligned}
 M &= \gamma_{G1} \cdot (-W_p \cdot b_{wp} + W_f \cdot b_{wf} + W_t \cdot b_{wt} + G \cdot b_g - S_a \cdot b_{Sa} - S_g \cdot b_{Sg}) \\
 &\quad + \gamma_{Qi} \cdot (Q \cdot b_q - S_q \cdot b_{Sq}) \\
 M &= 1,3 \cdot (-6250 \cdot 0,4 + 4950 \cdot 0 + 16\,200 \cdot 0,75 + 2700 \cdot 0,75 - 7620 \cdot 1,87 - 2268 \cdot 2,8) \\
 &\quad + 1,5 \cdot (900 \cdot 0,75 - 756 \cdot 2,8) = -13\,758 \text{ daN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

L'eccentricità della risultante delle forze verticali è:

$$\begin{aligned}
 e &= \frac{M}{N} = -\frac{13758}{40480} = -0,34 \text{ m} \\
 \frac{b}{6} &= \frac{3,3}{6} = 0,55
 \end{aligned}$$

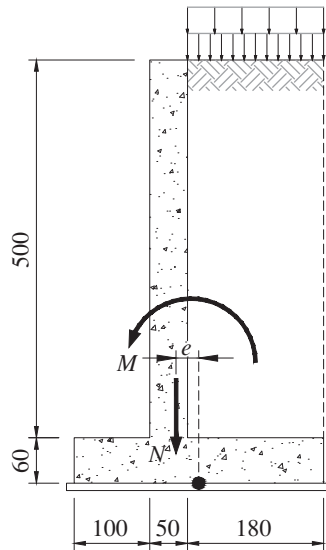


Figura D.5
Calcolo
dell'eccentricità.

Dal momento che $e < b/6$ la sezione risulta interamente compressa e non si parzializza.

Il carico limite unitario (capacità portante) del terreno si può calcolare utilizzando la formula di Hansen:

$$q_{\text{lim}} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + \frac{1}{2} \cdot B \cdot \gamma_t \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

dove:

- c = coesione del terreno [daN/m²];
- γ = peso specifico del terreno [daN/m³];
- B = larghezza della fondazione [m];
- q = sovraccarico agente ai lati della fondazione [daN/m²];
- N_i = fattori di capacità portante, dipendenti dall'angolo d'attrito ϕ ;
- s_i = fattori di forma;
- d_i = fattori di profondità;
- i_i = fattori di inclinazione del carico;
- b_i = fattori di inclinazione del piano della fondazione;
- g_i = fattori di inclinazione del terreno.

Nel caso in esame $c = 0$ quindi l'espressione della q_{lim} diventa:

$$q_{\text{lim}} = q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + \frac{1}{2} \cdot B \cdot \gamma_t \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

I fattori di capacità portante vengono calcolati mediante le formule seguenti:

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \phi} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan (1,4 \cdot \phi)$$

Si ottiene:

$$N_q = e^{\pi \tan 35^\circ} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{35^\circ}{2} \right) \cong 33,26$$

$$N_\gamma = (33,26 - 1) \tan (1,4 \cdot 35^\circ) = 37,11$$

I fattori di forma s_i vengono assunti pari a 1 poiché si utilizzano i fattori di inclinazione del carico.

I fattori di profondità valgono:

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot k$$

con

$$k = \frac{D}{B} \quad \text{per} \quad \frac{D}{B} \leq 1$$

per

$$d_\gamma = 1$$

Per D si assume un valore medio tra l'altezza del terreno a monte e a valle: $D = 2,8$ m, si ottiene quindi:

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan 35^\circ \cdot (1 - \sin 35^\circ)^2 \cdot \frac{2,8}{3,3} = 1,2161$$

$$d_\gamma = 1$$

I fattori di inclinazione del carico vengono calcolati mediante le seguenti formule:

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c \cdot \cotan \phi} \right)^m,$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c \cdot \cotan \phi} \right)^{m+1}$$

con

$$m = \frac{2 + B/L}{1 + B/L} = \frac{2 + 3,3/1}{1 + 3,3/1} = 1,23$$

Nel caso in esame $c = 0$ quindi, le espressioni dei fattori di inclinazione del carico diventano:

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V} \right)^m = \left(1 - \frac{13989}{40480} \right)^{1,23} = 0,59$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V} \right)^{m+1} = \left(1 - \frac{13989}{40480} \right)^{2,23} = 0,39$$

I fattori di inclinazione del piano della fondazione vengono calcolati mediante le seguenti formule:

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \tan \phi)^2$$

con α inclinazione del piano di fondazione rispetto all'orizzontale.

Nel caso in esame il piano di fondazione è orizzontale, quindi:

$$b_q = b_\gamma = 1$$

I fattori di inclinazione del terreno vengono calcolati mediante la formula seguente:

$$g_q = g_\gamma = (1 - 0,5 \cdot \tan \beta)^2$$

con β inclinazione del pendio.

Nel caso in esame il terreno è orizzontale, quindi:

$$g_q = g_\gamma = 1$$

I parametri geotecnici utilizzati per il calcolo della $q_{\lim}$ devono essere corretti con coefficienti dei gruppi M1 (Tab. D.4).

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_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}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella D.4

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno.

Coefficienti utilizzati per la combinazione C1.

Pertanto:

$$\begin{aligned}
 q_{\lim} &= q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + \frac{1}{2} \cdot B \cdot \gamma_t \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma \\
 &= \left(\frac{\gamma_t}{\gamma_\gamma} \cdot D \right) \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + \frac{1}{2} \cdot B \cdot \frac{\gamma_t}{\gamma_\gamma} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma \\
 &= \left(\frac{1800}{1,00} \cdot 2,8 \right) \cdot 33,26 \cdot 1 \cdot 1,2161 \cdot 0,59 \cdot 1 \cdot 1 \\
 &\quad + \frac{1}{2} \cdot 3,3 \cdot \frac{1800}{1,00} \cdot 37,11 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,39 \cdot 1 \cdot 1 = 120\,275 + 42\,984 = 163\,259 \frac{\text{daN}}{\text{m}^2}
 \end{aligned}$$

Azione stabilizzante:

$$R_d = \frac{q_{\lim} \cdot A_f}{\gamma_R} = \frac{q_{\lim} \cdot B \cdot 1}{1,0} = \frac{163\,259 \cdot 3,3 \cdot 1}{1,0} = 538\,754 \text{ daN}$$

Azione instabilizzante:

$$E_d = N_{rd} = 40\,480 \text{ daN}$$

Essendo $\frac{R_d}{E_d} = \frac{538\,754}{40\,480} = 13,31 > 1$ la verifica allo schiacciamento risulta soddisfatta.

Combinazioni Sismiche

Si veda la Figura D.6 nella pagina seguente.

Combinazione S⁺

Peso totale del muro:

$$W_m = W_p + W_f = 6250 + 4950 = 11\,200 \text{ daN}$$

Peso del terreno a monte:

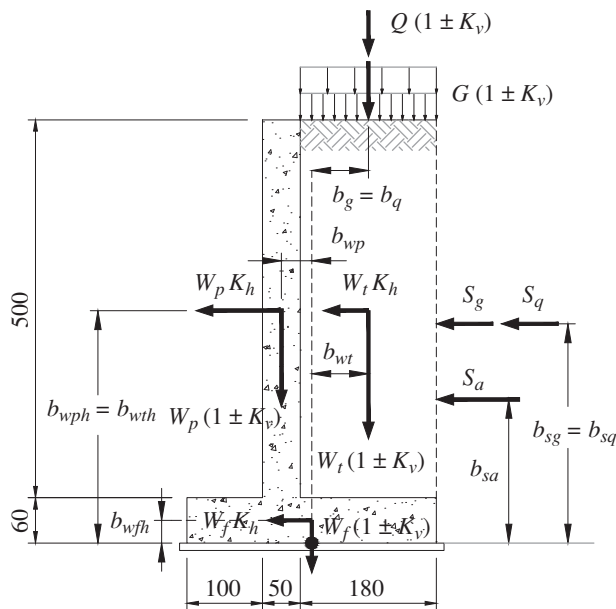
$$W_t = 16\,200 \text{ daN}$$

Sovraccarico permanente sul terreno a monte:

$$G = 2700 \text{ daN}$$

Figura D.6

Forze coinvolte nella
verifica a
schiacciamento, caso
sismico.



Sovraccarico variabile sul terreno a monte:

$$Q = 900 \text{ daN}$$

Spinta attiva del terreno:

$$S_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{td} \cdot (1 + k_v) \cdot K_{a,sism} \cdot H^2 = \frac{1}{2} \cdot 1800 \cdot (1 + 0,0205) \cdot 0,29 \cdot 5,6^2 = 8353 \text{ daN}$$

Spinta dovuta al sovraccarico permanente:

$$S_g = q_g \cdot (1 + k_v) \cdot K_{a,sism} \cdot H = 1500 \cdot (1 + 0,0205) \cdot 0,29 \cdot 5,6 = 2486 \text{ daN}$$

Spinta dovuta al sovraccarico variabile:

$$S_q = q_q \cdot (1 + k_v) \cdot K_{a,sism} \cdot H = 500 \cdot (1 + 0,0205) \cdot 0,29 \cdot 5,6 = 828 \text{ daN}$$

Risultante delle forze verticali:

$$\begin{aligned} N_{rd} &= \gamma_{G1} \cdot [W_p \cdot (1 + k_v) + W_f \cdot (1 + k_v) + W_t \cdot (1 + k_v) + G \cdot (1 + k_v)] \\ &\quad + \gamma_{Q_i} \cdot Q \cdot (1 + k_v) \\ &= 1,0 \cdot [6250 \cdot (1 + 0,0205) + 4950 \cdot (1 + 0,0205) + 16\,200 \cdot (1 + 0,0205) \\ &\quad + 2700 \cdot (1 + 0,0205)] + \\ &\quad + 1,0 \cdot 900 \cdot (1 + 0,0205) = 31\,635 \text{ daN} \end{aligned}$$

Risultante delle forze orizzontali:

$$\begin{aligned} H &= \gamma_{G1} \cdot (W_p \cdot k_h + W_f \cdot k_h + W_t \cdot k_h + S_a + S_g) + \gamma_{Q_i} \cdot S_q \\ &= 1,0 \cdot (256 + 203 + 664 + 8353 + 2486) + 1,0 \cdot 828 = 12\,790 \text{ daN} \end{aligned}$$

Si calcola il momento (considerato positivo in senso orario) rispetto al centro della fondazione:

$$\begin{aligned}
 M &= \gamma_{G_1} \cdot [-W_p \cdot (1 + k_v) \cdot b_{wp} + W_f \cdot (1 + k_v) \cdot b_{wf} + W_t \cdot (1 + k_v) \cdot b_{wt} \\
 &\quad + G \cdot (1 + k_v) \cdot b_g - W_p \cdot k_h \cdot b_{wph} - W_f \cdot k_h \cdot b_{wfh} - W_t \cdot k_h \cdot b_{wth} - S_a \cdot b_{Sa} \\
 &\quad - S_g \cdot b_{Sg}] + \gamma_{Qi} [Q \cdot (1 + k_v) \cdot b_q - S_q \cdot b_{Sq}] \\
 M &= 1,0 \cdot [-6250 \cdot (1 + 0,0205) \cdot 0,4 + 4950 \cdot (1 + 0,0205) \cdot 0 \\
 &\quad + 16\,200 \cdot (1 + 0,0205) \cdot 0,75 + 2700 \cdot (1 + 0,0205) \cdot 0,75 - 6250 \cdot 0,041 \cdot 3,1 \\
 &\quad - 4950 \cdot 0,041 \cdot 0,3 - 16\,200 \cdot 0,041 \cdot 3,1 - 8353 \cdot 1,87 - 2486 \cdot 2,8] \\
 &\quad + 1,0 \cdot [900 \cdot (1 + 0,0205) \cdot 0,75 - 828 \cdot 2,8] = -15210 \text{ daN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

L'eccentricità della risultante delle forze verticali è:

$$\begin{aligned}
 e &= \frac{M}{N} = -\frac{15210}{31634} = -0,48 \text{ m}, \\
 \frac{b}{6} &= \frac{3,3}{6} = 0,55
 \end{aligned}$$

Dal momento che $e < b/6$ la sezione risulta interamente compressa e non si parzializza.

Si calcola la capacità portante del terreno mediante la formula di Hansen che, in caso di terreno non coesivo, assume la seguente espressione:

$$q_{\text{lim}} = q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + \frac{1}{2} \cdot B \cdot \gamma_t \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

I fattori di capacità portante, di profondità, di inclinazione del piano di fondazione e del terreno dipendono dall'angolo d'attrito e dalle caratteristiche geometriche del sistema e quindi non variano. Con l'introduzione del sisma cambiano invece i carichi verticali e orizzontali e di conseguenza cambia il fattore correttivo di inclinazione del carico.

$$\begin{aligned}
 i_q &= \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c \cdot \cotan \phi}\right)^m \\
 i_\gamma &= \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c \cdot \cotan \phi}\right)^{m+1}
 \end{aligned}$$

con

$$m = \frac{2 + B/L}{1 + B/L} = \frac{2 + 3,3/1}{1 + 3,3/1} = 1,23$$

Nel caso in esame $c = 0$ quindi le espressioni dei fattori di inclinazione del carico diventano:

$$\begin{aligned}
 i_q &= \left(1 - \frac{H}{V}\right)^m = \left(1 - \frac{12790}{31634}\right)^{1,23} = 0,53 \\
 i_\gamma &= \left(1 - \frac{H}{V}\right)^{m+1} = \left(1 - \frac{12790}{31634}\right)^{2,23} = 0,32
 \end{aligned}$$

I parametri geotecnici utilizzati per il calcolo della q_{lim} devono essere corretti con coefficienti dei gruppi M1 (Tab. D.4).

Tabella D.4

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno.

Coefficienti utilizzati per la combinazione C1.

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_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}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Quindi

$$\begin{aligned}
 q_{\text{lim}} &= q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + \frac{1}{2} \cdot B \cdot \gamma_t \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma \\
 &= \left(\frac{\gamma_t}{\gamma_\gamma} \cdot D \right) \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + \frac{1}{2} \cdot B \cdot \frac{\gamma_t}{\gamma_\gamma} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma \\
 &= \left(\frac{1800}{1,00} \cdot 2,8 \right) \cdot 33,26 \cdot 1 \cdot 1,2161 \cdot 0,53 \cdot 1 \cdot 1 + \frac{1}{2} \cdot 3,3 \cdot \frac{1800}{1,00} \cdot 37,11 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,32 \cdot 1 \cdot 1 \\
 &= 108\,043 + 35\,269 = 143\,312 \frac{\text{daN}}{\text{m}^2}
 \end{aligned}$$

Azione stabilizzante:

$$R_d = \frac{q_{\text{lim}} \cdot A_f}{\gamma_R} = \frac{q_{\text{lim}} \cdot B \cdot 1}{1,0} = \frac{143\,312 \cdot 3,3 \cdot 1}{1,0} = 472\,930 \text{ daN}$$

Azione instabilizzante:

$$E_d = N_{rd} = 31635 \text{ daN}$$

Essendo $\frac{R_d}{E_d} = \frac{472\,930}{31\,635} = 14,95 > 1$ la verifica allo schiacciamento risulta soddisfatta.

Combinazione Sismica S⁻

Peso totale del muro:

$$W_m = W_p + W_f = 6250 + 4950 = 11\,200 \text{ daN}$$

Peso del terreno a monte:

$$W_t = 16\,200 \text{ daN}$$

Sovraccarico permanente sul terreno a monte:

$$G = 2700 \text{ daN}$$

Sovraccarico variabile sul terreno a monte:

$$Q = 900 \text{ daN}$$

Spinta attiva del terreno:

$$S_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{td} \cdot (1 - k_v) K_{a,\text{sism}} \cdot H^2 = \frac{1}{2} \cdot 1800 \cdot (1 - 0,0205) \cdot 0,29 \cdot 5,6^2 = 8017 \text{ daN}$$

Spinta dovuta al sovraccarico permanente:

$$S_g = q_g \cdot (1 - k_v) \cdot K_{a,\text{sism}} \cdot H = 1500 \cdot (1 - 0,0205) \cdot 0,29 \cdot 5,6 = 2386 \text{ daN}$$

Spinta dovuta al sovraccarico variabile:

$$S_q = q_q \cdot (1 - k_v) \cdot K_{a,\text{sism}} \cdot H = 500 \cdot (1 - 0,0205) \cdot 0,29 \cdot 5,6 = 795 \text{ daN}$$

Risultante delle forze verticali:

$$\begin{aligned} N_{rd} &= \gamma_{G_1} \cdot [W_p \cdot (1 - k_v) + W_f \cdot (1 - k_v) + W_t \cdot (1 - k_v) + G \cdot (1 - k_v)] \\ &\quad + \gamma_{Q_i} \cdot Q \cdot (1 - k_v) \\ &= 1,0 \cdot [6250 \cdot (1 - 0,0205) + 4950 \cdot (1 - 0,0205) + 16\,200 \cdot (1 - 0,0205) \\ &\quad + 2700 \cdot (1 - 0,0205)] + 1,0 + 900 \cdot (1 - 0,0205) = 30364 \text{ daN} \end{aligned}$$

Risultante delle forze orizzontali:

$$\begin{aligned} H &= \gamma_{G_1} \cdot (W_p \cdot k_h + W_f \cdot k_h + W_t \cdot k_h + S_a + S_g) + \gamma_{Q_i} \cdot S_q \\ &= 1,0 \cdot (256 + 203 + 664 + 8017 + 2386) + 1,0 \cdot 795 = 12321 \text{ daN} \end{aligned}$$

Si calcola il momento (considerato positivo in senso orario) rispetto al centro della fondazione:

$$\begin{aligned} M &= \gamma_{G_1} \cdot [-W_p \cdot (1 - k_v) \cdot b_{wp} + W_f \cdot (1 - k_v) \cdot b_{wf} + W_t \cdot (1 - k_v) \cdot b_{wt} \\ &\quad + G \cdot (1 - k_v) \cdot b_g - W_p \cdot k_h \cdot b_{wph} - W_f \cdot k_h \cdot b_{wfh} - W_t \cdot k_h \cdot b_{wth} - G \cdot k_h \cdot b_{gh} \\ &\quad - S_a \cdot b_{Sa} - S_g \cdot b_{Sg}] + \gamma_{Q_i} [Q \cdot (1 - k_v) \cdot b_q - Q \cdot k_h \cdot b_{qh} - S_q \cdot b_{Sq}] \\ M &= 1,0 \cdot [-6250 \cdot (1 - 0,0205) \cdot 0,4 + 4950 \cdot (1 - 0,0205) \cdot 0 \\ &\quad + 16\,200 \cdot (1 - 0,0205) \cdot 0,75 + 2700 \cdot (1 - 0,0205) \cdot 0,75 - 6250 \cdot 0,041 \cdot 3,1 \\ &\quad - 4950 \cdot 0,041 \cdot 0,3 - 16\,200 \cdot 0,041 \cdot 3,1 - 8017 \cdot 1,87 - 2386 \cdot 2,8] \\ &\quad + 1,0 \cdot [900 \cdot (1 - 0,0205) \cdot 0,75 - 795 \cdot 2,8] = -14\,716 \text{ daN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

L'eccentricità della risultante delle forze verticali è:

$$\begin{aligned} e &= \frac{M}{N} = -\frac{14\,716}{30\,364} = -0,48 \text{ m} \\ \frac{b}{6} &= \frac{3,3}{6} = 0,55 \end{aligned}$$

Si calcola la capacità portante del terreno mediante la formula di Hansen che in caso di terreno non coesivo assume la seguente espressione:

$$q_{\text{lim}} = q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + \frac{1}{2} \cdot B \cdot \gamma_t \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

Analogamente a quanto visto per la combinazione sismica S^+ gli unici fattori che variano sono quelli riguardanti l'inclinazione del carico:

$$\begin{aligned} i_q &= \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c \cdot \cotan \phi}\right)^m \\ i_\gamma &= \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c \cdot \cotan \phi}\right)^{m+1} \end{aligned}$$

con

$$m = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}} = \frac{2 + \frac{3,3}{1}}{1 + \frac{3,3}{1}} = 1,23$$

Nel caso in esame, $c = 0$, le espressioni dei fattori di inclinazione del carico diventano:

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V}\right)^m = \left(1 - \frac{12\,321}{30\,364}\right)^{1,23} = 0,52$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V}\right)^{m+1} = \left(1 - \frac{12\,321}{30\,364}\right)^{2,23} = 0,31$$

Dal momento che $e < b/6$ la sezione risulta interamente compressa e non si parzializza.

I parametri geotecnici utilizzati per il calcolo della q_{lim} devono essere corretti con coefficienti dei gruppi M1 (Tab. D.4).

Tabella D.4

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno.

Coefficienti utilizzati per la combinazione C1.

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale		
		γ_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}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Quindi

$$\begin{aligned}
 q_{\text{lim}} &= q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + \frac{1}{2} \cdot B \cdot \gamma_t \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma \\
 &= \left(\frac{\gamma_t}{\gamma_\gamma} \cdot D\right) \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + \frac{1}{2} \cdot B \cdot \frac{\gamma_t}{\gamma_\gamma} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma \\
 &= \left(\frac{1800}{1,00} \cdot 2,8\right) \cdot 33,26 \cdot 1 \cdot 1,2161 \cdot 0,52 \cdot 1 \cdot 1 \\
 &\quad + \frac{1}{2} \cdot 3,3 \cdot \frac{1800}{1,00} \cdot 37,11 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,31 \cdot 1 \cdot 1 \\
 &= 106\,005 + 34\,167 = 140\,172 \frac{\text{daN}}{\text{m}^2}
 \end{aligned}$$

Azione stabilizzante:

$$R_d = \frac{q_{\text{lim}} \cdot A_f}{\gamma_R} = \frac{q_{\text{lim}} \cdot B \cdot 1}{1,0} = \frac{140\,172 \cdot 3,3 \cdot 1}{1,0} = 462\,567 \text{ daN}$$

Azione instabilizzante:

$$E_d = N_{rd} = 30\,364 \text{ daN}$$

Essendo $\frac{R_d}{E_d} = \frac{462\,567}{30\,364} = 15,23 > 1$ la verifica allo schiacciamento risulta soddisfatta.

Verifica al ribaltamento

La verifica al ribaltamento risulta soddisfatta se $\frac{R_d}{E_d} > 1$

$$E_d = \sum_i (N_{\text{perm},\text{sfav}_i} \cdot \gamma_{G1} \cdot b_{\text{perm},\text{sfav}_i} + N_{\text{var},\text{sfav}_i} \cdot \gamma_{Qi} \cdot b_{\text{var},\text{sfav}_i})$$

$$R_d = \sum_j (N_{\text{perm},\text{fav}_j} \cdot \gamma_{G1} \cdot b_{\text{perm},\text{fav}_j} + N_{\text{var},\text{fav}_j} \cdot \gamma_{Qi} \cdot b_{\text{var},\text{fav}_j})$$

dove:

- $N_{\text{perm},\text{fav}}$: azioni permanenti favorevoli;
- $b_{\text{perm},\text{fav}}$: braccio azioni permanenti favorevoli;
- $N_{\text{perm},\text{sfav}}$: azioni permanenti sfavorevoli;
- $b_{\text{perm},\text{sfav}}$: braccio azioni permanenti sfavorevoli;
- $N_{\text{var},\text{fav}}$: azioni variabili favorevoli;
- $b_{\text{var},\text{fav}}$: braccio azioni variabili favorevoli;
- $N_{\text{var},\text{sfav}}$: azioni variabili sfavorevoli;
- $b_{\text{var},\text{sfav}}$: braccio azioni variabili sfavorevoli;
- γ_{G1} : coefficiente correttivo azioni permanenti (diverso secondo che l'azione sia favorevole o sfavorevole);
- γ_{Qi} : coefficiente correttivo azioni variabili (diverso secondo che l'azione sia favorevole o sfavorevole).

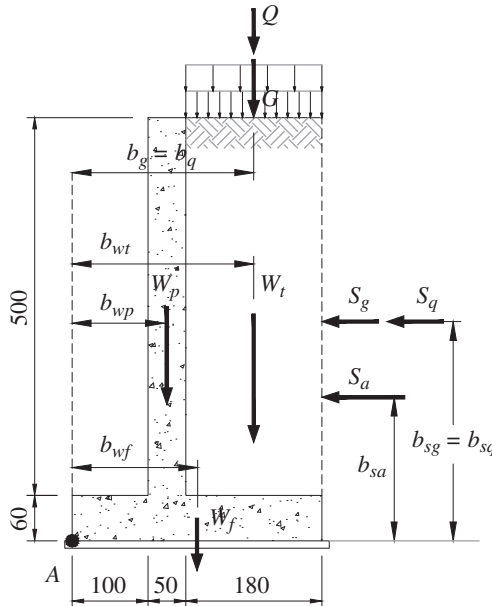


Figura D.7

Forze coinvolte nella verifica a ribaltamento, caso statico.

Forze agenti:

- peso della parete: W_p ;
- peso della fondazione: W_f ;
- peso del terreno a monte: W_t ;
- spinta statica del terreno: S_a ;

- sovraccarico sul terreno a monte: $G + Q$;
- spinta dovuta al sovraccarico permanente: S_g ;
- spinta dovuta al sovraccarico variabile: S_q .

Combinazione EQU+M2

Il meccanismo limite di ribaltamento viene considerato come uno stato di equilibrio limite di corpo rigido e non prevede la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione, per le azioni vengono, quindi, utilizzati i coefficienti parziali del gruppo EQU.

In particolare, il momento stabilizzante, viene calcolato adottando i coefficienti parziali $\gamma_{G1} = 0,9$ per le azioni verticali permanenti e $\gamma_{Qi} = 0,0$ per quelle variabili, che forniscono un contributo stabilizzante.

Peso totale del muro:

$$W_m = W_p + W_f = W_p + W_f = 6250 + 4950 = 11\,200 \text{ daN}$$

Peso del terreno a monte:

$$W_t = 16\,200 \text{ daN}$$

Sovraccarico permanente sul terreno a monte:

$$G = q_g \cdot l_{f,m} = 1500 \cdot 1,8 = 2700 \text{ daN}$$

Sovraccarico variabile sul terreno a monte:

$$Q = q_q \cdot l_{f,m} = 500 \cdot 1,8 = 900 \text{ daN}$$

Si avrà quindi:

$$N_{\text{perm,fav}} = W_m + W_t + G = 11\,200 + 16\,200 + 2700 = 30\,100 \text{ daN}$$

$$N_{\text{var,fav}} = Q = 900 \text{ daN}$$

Momento stabilizzante dovuto al peso del muro:

$$M_m = W_p \cdot b_{wp} + W_f \cdot b_{wf} = 6250 \cdot 1,25 + 4950 \cdot 1,65 = 15\,980 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

Momento stabilizzante dovuto al peso del terreno:

$$M_t = W_t \cdot b_{wt} = 16\,200 \cdot 2,4 = 38\,880 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

Momento stabilizzante dovuto al sovraccarico permanente:

$$M_g = G \cdot b_g = 2700 \cdot 2,4 = 6480 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

Momento stabilizzante dovuto al sovraccarico variabile:

$$M_q = Q \cdot b_q = 900 \cdot 2,4 = 2160 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

I carichi verticali permanenti e variabili risultano favorevoli e forniscono sempre un contributo stabilizzante, si adottano quindi $\gamma_G = 0,9$ e $\gamma_{Qi} = 0,0$ (colonna EQU) (Tab. D.3).

Carichi	Effetto	Coefficiente parziale			
		γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tabella D.3

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

Coefficienti utilizzati per la combinazione C1, azioni favorevoli.

Azione stabilizzante:

$$\begin{aligned}
 R_d &= \sum_k (N_{\text{perm}, \text{fav}_k} \cdot b_{\text{perm}, \text{fav}_k} \cdot \gamma_{G1} + N_{\text{var}, \text{fav}_k} \cdot b_{\text{var}, \text{fav}_k} \cdot \gamma_{Qi}) \\
 &= M_m \cdot \gamma_{G1} + M_t \cdot \gamma_{G1} + M_g \cdot \gamma_{G1} + M_q \cdot \gamma_{Qi} \\
 &= 15\,980 \cdot 0,9 + 38\,880 \cdot 0,9 + 6480 \cdot 0,9 + 2160 \cdot 0,0 \\
 &= 14\,382 + 34\,992 + 5832 + 0 = 55\,206 \text{ daN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

La spinta del terreno agente sul paramento di monte viene calcolata utilizzando i parametri geotecnici del terreno, corretti con i coefficienti del gruppo M2 (Tab. D.4).

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale		
		γ_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}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella D.4

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno.

Coefficienti utilizzati per il gruppo M2.

Angolo di resistenza al taglio:

$$\tan \phi'_d = \frac{\tan \phi'_k}{\gamma_{\phi'}} = \frac{\tan 35^\circ}{1,25} = 0,56 \text{ quindi } \phi'_d = 29^\circ$$

Peso per unità di volume del terreno:

$$\gamma_{td} = \frac{\gamma_{tk}}{\gamma_\gamma} = \frac{1800}{1} = 1800 \text{ daN/m}^3$$

Il coefficiente di spinta attiva vale quindi:

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi'_d}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{29^\circ}{2} \right) = 0,35$$

Una volta corretti i parametri geotecnici è possibile calcolare la spinta del terreno agente sul paramento di monte e le spinte dovute ai sovraccarichi.

Spinta attiva del terreno:

$$S_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{td} \cdot K_a \cdot H^2 = \frac{1}{2} \cdot 1800 \cdot 0,35 \cdot 5,6^2 = 9878 \text{ daN}$$

Spinta dovuta al sovraccarico permanente:

$$S_g = q_g \cdot K_a \cdot H = 1500 \cdot 0,35 \cdot 5,6 = 2940 \text{ daN}$$

Spinta dovuta al sovraccarico variabile:

$$S_q = q_q \cdot K_a \cdot H = 500 \cdot 0,35 \cdot 5,6 = 980 \text{ daN}$$

Si avrà quindi:

$$N_{\text{perm,sfav}} = S_a + S_g = 9878 + 2940 = 12\,818 \text{ daN}$$

$$N_{\text{var,sfav}} = S_q = 980 \text{ daN}$$

Momento instabilizzante dovuto alla spinta del terreno:

$$M_{S_a} = S_a \cdot b_{S_a} = 9878 \cdot 1,87 = 18\,471 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

Momento instabilizzante dovuto alla spinta generata dal sovraccarico permanente:

$$M_{S_g} = S_g \cdot b_{S_g} = 2940 \cdot 2,8 = 8232 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

Momento instabilizzante dovuto alla spinta generata dal sovraccarico variabile:

$$M_{S_q} = S_q \cdot b_{S_q} = 980 \cdot 2,8 = 2744 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

Tabella D.3

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni. Coefficienti utilizzati per la combinazione EQU, azioni sfavorevoli.

Carichi	Effetto	Coefficiente parziale			
		γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole		0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole	γ_{G1}	1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali	Favorevole		0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole	γ_{G2}	1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole		0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole	γ_{Qi}	1,5	1,5	1,3

Azione instabilizzante:

$$\begin{aligned}
 E_d &= \sum_i (N_{\text{perm,sfav}_i} \cdot b_{\text{perm,sfav}_i} \cdot \gamma_{G1} + N_{\text{var,sfav}_i} \cdot b_{\text{var,sfav}_i} \cdot \gamma_{Qi}) \\
 &= M_{S_a} \cdot \gamma_{G1} + M_{S_g} \cdot \gamma_{G1} + M_{S_q} \cdot \gamma_{Qi} \\
 &= 9878 \cdot 1,87 \cdot 1,1 + 2940 \cdot 2,8 \cdot 1,1 + 980 \cdot 2,8 \cdot 1,5 \\
 &= 20\,319 + 9055 + 4116 = 33\,490 \text{ daN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

Essendo $\frac{R_d}{E_d} = \frac{55\,206}{33\,490} = 1,65 > 1$ la verifica al ribaltamento risulta **soddisfatta**.

Combinazioni Sismiche

Si veda la Figura D.8 nella pagina seguente.

Combinazione S⁺

Peso totale del muro:

$$W_m = W_p + W_f = 6250 + 4950 = 11\,200 \text{ daN}$$

Peso del terreno a monte:

$$W_t = 16\,200 \text{ daN}$$

Sovraccarico permanente sul terreno a monte:

$$G = 2700 \text{ daN}$$

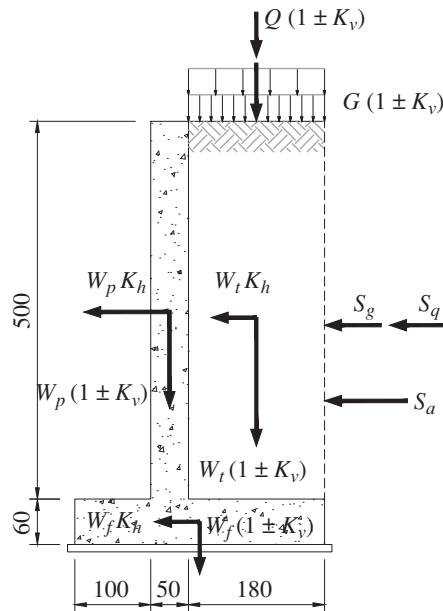


Figura D.8
Forze coinvolte nella
verifica a
ribaltamento, caso
sismico.

Sovraccarico;

$$Q = 900 \text{ daN}$$

Si avrà quindi:

$$\begin{aligned} N_{\text{perm,fav}} &= W_f + W_p + W_t + G + W_f \cdot k_v + W_p \cdot k_v + W_t \cdot k_v + G \cdot k_v \\ &= 4950 + 6250 + 16\,200 + 2700 + 4950 \cdot 0,0205 + 6250 \cdot 0,0205 \\ &\quad + 16\,200 \cdot 0,0205 + 2700 \cdot 0,0205 = 30\,717 \text{ daN} \end{aligned}$$

$$N_{\text{var,fav}} = Q + Q \cdot k_v = 900 + 900 \cdot 0,0205 = 918 \text{ daN}$$

Momento stabilizzante dovuto al peso del muro:

$$\begin{aligned} M_m &= W_p \cdot (1 + k_v) \cdot b_{wp} + W_f \cdot (1 + k_v) \cdot b_{wf} \\ &= 6250 \cdot (1 + 0,0205) \cdot 1,25 + 4950 \cdot (1 + 0,0205) \cdot 1,65 = 16\,307 \text{ daN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

Momento stabilizzante dovuto al peso del terreno:

$$M_t = W_t \cdot (1 + k_v) \cdot b_{wt} = 16\,200 \cdot (1 + 0,0205) \cdot 2,4 = 39\,677 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

Momento stabilizzante dovuto al sovraccarico permanente:

$$M_g = G \cdot (1 + k_v) \cdot b_g = 2700 \cdot (1 + 0,0205) \cdot 2,4 = 6613 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

Momento stabilizzante dovuto al sovraccarico variabile:

$$M_q = Q \cdot (1 + k_v) \cdot b_q = 900 \cdot (1 + 0,0205) \cdot 2,4 = 2204 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

Azione stabilizzante:

$$\begin{aligned}
R_d &= \sum_k (N_{\text{perm}, \text{fav}_k} \cdot b_{\text{perm}, \text{fav}_k} \cdot \gamma_{G1} + N_{\text{var}, \text{fav}_k} \cdot b_{\text{var}, \text{fav}_k} \cdot \gamma_{Qi}) \\
&= M_m \cdot \gamma_{G1} + M_t \cdot \gamma_{G1} + M_g \cdot \gamma_{G1} + M_q \cdot \gamma_{Qi} \\
&= 16\,307 \cdot 1,0 + 39\,677 \cdot 1,0 + 6613 \cdot 1,0 + 2204 \cdot 1,0 = 64\,801 \text{ daN} \cdot \text{m}
\end{aligned}$$

La spinta del terreno agente sul paramento di monte viene calcolata utilizzando i parametri geotecnici del terreno corretti con i coefficienti del gruppo M2 (Tab. D.4).

Tabella D.4

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno.

Coefficienti utilizzati per il gruppo M2.

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale		
		γ_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}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Angolo di resistenza al taglio:

$$\tan \phi'_d = \frac{\tan \phi'_k}{\gamma_{\phi'}} = \frac{\tan 35^\circ}{1,25} = 0,56 \text{ quindi } \phi'_d = 29^\circ$$

Peso per unità di volume del terreno:

$$\gamma_{td} = \frac{\gamma_{tk}}{\gamma_\gamma} = \frac{1800}{1} = 1800 \text{ daN/m}^3$$

Angolo θ^+ :

$$\vartheta^+ = \arctg\left(\frac{k_h}{1 + k_v}\right) = \arctg\left(\frac{0,041}{1 + 0,0205}\right) = 2,3^\circ$$

Facendo riferimento alla Figura D.8 si ha:

- $i = 0^\circ$;
- $\phi = 29^\circ$;
- $\delta = 0^\circ$;
- $\beta = 0^\circ$.

Il valore del coefficiente di spinta attiva nel caso sismico ($K_{a,\text{sism}}$) diventa quindi:

$$\begin{aligned}
K_{a,\text{sism}} &= \frac{\cos^2(\phi - \beta - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta + \beta + \vartheta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - i - \vartheta)}{\cos(\delta + \beta + \vartheta) \cdot \cos(i - \beta)}} \right]^2} \\
&= \frac{\cos^2(29^\circ - 0^\circ - 2,3^\circ)}{\cos 2,3^\circ \cdot \cos^2 0^\circ \cdot \cos(0^\circ + 0^\circ + 2,3^\circ) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(29^\circ + 0^\circ) \cdot \sin(29^\circ - 0^\circ - 2,3^\circ)}{\cos(0^\circ + 0^\circ + 2,3^\circ) \cdot \cos(0^\circ - 0^\circ)}} \right]^2} \\
&= \frac{0,7981}{0,999 \cdot 1 \cdot 0,999 \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{0,4848 \cdot 0,4493}{0,999 \cdot 1}} \right]^2} = 0,37
\end{aligned}$$

Spinta attiva del terreno:

$$S_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{td} \cdot (1 + k_v) \cdot K_{a,sism} \cdot H^2 = \frac{1}{2} \cdot 1800 \cdot (1 + 0,0205) \cdot 0,37 \cdot 5,6^2 = 10657 \text{ daN}$$

Spinta dovuta al sovraccarico permanente:

$$S_g = q_g \cdot (1 + k_v) \cdot K_{a,sism} \cdot H = 1500 \cdot (1 + 0,0205) \cdot 0,37 \cdot 5,6 = 3172 \text{ daN}$$

Spinta dovuta al sovraccarico variabile:

$$S_q = q_q \cdot (1 + k_v) \cdot K_{a,sism} \cdot H = 500 \cdot (1 + 0,0205) \cdot 0,37 \cdot 5,6 = 1057 \text{ daN}$$

Forza orizzontale dovuta all'inerzia della parete del muro:

$$I_{wp} = W_p \cdot k_h = 6250 \cdot 0,041 = 256 \text{ daN}$$

Forza orizzontale dovuta all'inerzia della fondazione del muro:

$$I_{wf} = W_f \cdot k_h = 4950 \cdot 0,041 = 203 \text{ daN}$$

Forza orizzontale dovuta all'inerzia del terreno a monte:

$$I_{wt} = W_p \cdot k_h = 16\,200 \cdot 0,041 = 664 \text{ daN}$$

Si avrà quindi:

$$\begin{aligned} N_{\text{perm,sfav}} &= S_a + S_g + I_{wp} + I_{wf} + I_{wt} = 10\,657 + 3172 + 256 + 203 \\ &\quad + 664 = 14\,952 \text{ daN} \\ N_{\text{var,sfav}} &= S_q = 1057 \text{ daN} \end{aligned}$$

Momento instabilizzante dovuto alla spinta del terreno:

$$M_{Sa} = S_a \cdot b_{Sa} = 10657 \cdot 1,87 = 19\,982 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

Momento instabilizzante dovuto alla spinta generata dal sovraccarico permanente:

$$M_{Sg} = S_g \cdot b_{Sg} = 3172 \cdot 2,8 = 8882 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

Momento instabilizzante dovuto alla spinta generata dal sovraccarico variabile:

$$M_{Sq} = S_q \cdot b_{Sq} = 1057 \cdot 2,8 = 2960 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

Momento instabilizzante dovuto alla forza d'inerzia della parete del muro:

$$M_{I_{wp}} = I_{wp} \cdot b_{wph} = 256 \cdot 3,1 = 794 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

Momento instabilizzante dovuto alla forza d'inerzia della fondazione del muro:

$$M_{I_{wf}} = I_{wf} \cdot b_{wfh} = 203 \cdot 0,3 = 61 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

Momento instabilizzante dovuto alla forza d'inerzia del terreno:

$$M_{I_{wt}} = I_{wt} \cdot b_{wth} = 664 \cdot 3,1 = 2058 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

Azione instabilizzante:

$$\begin{aligned}
E_d &= \sum_i (N_{\text{perm}, \text{sfav}_i} \cdot b_{\text{perm}, \text{sfav}_i} \cdot \gamma_{G1} + N_{\text{var}, \text{sfav}_i} \cdot b_{\text{var}, \text{sfav}_i} \cdot \gamma_{Qi}) \\
&= M_{Sa} \cdot \gamma_{G1} + M_{Sg} \cdot \gamma_{G1} + M_{Iwt} \cdot \gamma_{G1} + M_{Iwp} \cdot \gamma_{G1} + M_{Iwf} \cdot \gamma_{G1} + M_{Sq} \cdot \gamma_{Qi} \\
&= 19\,982 \cdot 1,0 + 8882 \cdot 1,0 + 2058 \cdot 1,0 + 794 \cdot 1,0 + 61 \cdot 1,0 + 2960 \cdot 1,0 \\
&= 34\,737 \text{ daN} \cdot \text{m}
\end{aligned}$$

Essendo $\frac{R_d}{E_d} = \frac{64\,801}{34\,737} = 1,87 > 1$ la verifica al ribaltamento risulta **soddisfatta**.

Combinazione S⁻

Peso totale del muro:

$$W_m = W_p + W_f = 6250 + 4950 = 11\,200 \text{ daN}$$

Peso del terreno a monte:

$$W_t = 16\,200 \text{ daN}$$

Sovraccarico permanente sul terreno a monte:

$$G = 2700 \text{ daN}$$

Sovraccarico:

$$Q = 900 \text{ daN}$$

Si avrà quindi:

$$\begin{aligned}
N_{\text{perm}, \text{fav}} &= W_f + W_p + W_t + G - W_f \cdot k_v - W_p \cdot k_v - W_t \cdot k_v - G \cdot k_v \\
&= 4950 + 6250 + 16\,200 + 2700 - 4950 \cdot 0,0205 - 6250 \cdot 0,0205 \\
&\quad - 16\,200 \cdot 0,0205 - 2700 \cdot 0,0205 = 29\,483 \text{ daN} \\
N_{\text{var}, \text{fav}} &= Q - Q \cdot k_v = 900 - 900 \cdot 0,0205 = 882 \text{ daN}
\end{aligned}$$

Momento stabilizzante dovuto al peso del muro:

$$\begin{aligned}
M_m &= W_p \cdot (1 - k_v) \cdot b_{wp} + W_f \cdot (1 - k_v) \cdot b_{wf} \\
&= 6250 \cdot (1 - 0,0205) \cdot 1,25 + 4950 \cdot (1 - 0,0205) \cdot 1,65 = 15\,652 \text{ daN} \cdot \text{m}
\end{aligned}$$

Momento stabilizzante dovuto al peso del terreno:

$$M_t = W_t \cdot (1 - k_v) \cdot b_{wt} = 16\,200 \cdot (1 - 0,0205) \cdot 2,4 = 38\,083 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

Momento stabilizzante dovuto al sovraccarico permanente:

$$M_g = G \cdot (1 - k_v) \cdot b_g = 2700 \cdot (1 - 0,0205) \cdot 2,4 = 6348 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

Momento stabilizzante dovuto al sovraccarico variabile:

$$M_q = Q \cdot (1 - k_v) \cdot b_q = 900 \cdot (1 - 0,0205) \cdot 2,4 = 2117 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

Azione stabilizzante:

$$\begin{aligned}
R_d &= \sum_k (N_{\text{perm}, \text{fav}_k} \cdot b_{\text{perm}, \text{fav}_k} \cdot \gamma_{G1} + N_{\text{var}, \text{fav}_k} \cdot b_{\text{var}, \text{fav}_k} \cdot \gamma_{Qi}) \\
&= M_m \cdot \gamma_{G1} + M_t \cdot \gamma_{G1} + M_g \cdot \gamma_{G1} + M_q \cdot \gamma_{Qi} \\
&= 15\,652 \cdot 1,0 + 38\,083 \cdot 1,0 + 6348 \cdot 1,0 + 2117 \cdot 1,0 = 62\,200 \text{ daN}
\end{aligned}$$

La spinta del terreno agente sul paramento di monte viene calcolata utilizzando i parametri geotecnici del terreno corretti con i coefficienti del gruppo M2 (Tab. D.4).

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale		
		γ_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}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella D.4

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno.
Coefficienti utilizzati per il gruppo M2.

Angolo di resistenza al taglio:

$$\tan \phi'_d = \frac{\tan \phi'_k}{\gamma_{\phi'}} = \frac{\tan 35^\circ}{1,25} = 0,56 \text{ quindi } \phi'_d = 29^\circ$$

Peso per unità di volume del terreno:

$$\gamma_{td} = \frac{\gamma_{tk}}{\gamma_\gamma} = \frac{1800}{1} = 1800 \text{ daN/m}^3$$

Angolo ϑ^- :

$$\vartheta^- = \arctg\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right) = \arctg\left(\frac{0,041}{1 - 0,0205}\right) = 2,4^\circ$$

Facendo riferimento alla Figura D.8 si ha:

- $i = 0$;
- $\phi = 29^\circ$;
- $\delta = 0^\circ$;
- $\beta = 0^\circ$.

Il valore del coefficiente di spinta attiva nel caso sismico ($K_{a,\text{sism}}$) diventa quindi:

$$\begin{aligned}
K_{a,\text{sism}} &= \frac{\cos^2(\phi - \beta - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta + \beta + \vartheta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - i - \vartheta)}{\cos(\delta + \beta + \vartheta) \cdot \cos(i - \beta)}}\right]^2} \\
&= \frac{\cos^2(29^\circ - 0^\circ - 2,4^\circ)}{\cos 2,4^\circ \cdot \cos^2 0^\circ \cdot \cos(0^\circ + 0^\circ + 2,4^\circ) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(29^\circ + 0^\circ) \cdot \sin(29^\circ - 0^\circ - 2,4^\circ)}{\cos(0^\circ + 0^\circ + 2,4^\circ) \cdot \cos(0^\circ - 0^\circ)}}\right]^2} \\
&= \frac{0,7994}{0,999 \cdot 1 \cdot 0,999 \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{0,4848 \cdot 0,4477}{0,999 \cdot 1}}\right]^2} = 0,37
\end{aligned}$$

Spinta attiva del terreno:

$$S_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{td} \cdot (1 - k_v) \cdot K_{a,sism} \cdot H^2 = \frac{1}{2} \cdot 1800 \cdot (1 - 0,0205) \cdot 0,37 \cdot 5,6^2 = 10\,229 \text{ daN}$$

Spinta dovuta al sovraccarico permanente:

$$S_g = q_g \cdot (1 - k_v) \cdot K_{a,sism} \cdot H = 1500 \cdot (1 - 0,0205) \cdot 0,37 \cdot 5,6 = 3044 \text{ daN}$$

Spinta dovuta al sovraccarico variabile:

$$S_q = q_q \cdot (1 - k_v) \cdot K_{a,sism} \cdot H = 500 \cdot (1 - 0,0205) \cdot 0,37 \cdot 5,6 = 1015 \text{ daN}$$

Forza orizzontale dovuta all'inerzia della parete del muro:

$$I_{wp} = W_p \cdot k_h = 6250 \cdot 0,041 = 256 \text{ daN}$$

Forza orizzontale dovuta all'inerzia della fondazione del muro:

$$I_{wf} = W_f \cdot k_h = 4950 \cdot 0,041 = 203 \text{ daN}$$

Forza orizzontale dovuta all'inerzia del terreno a monte:

$$I_{wt} = W_p \cdot k_h = 16\,200 \cdot 0,041 = 664 \text{ daN}$$

Si avrà quindi:

$$\begin{aligned} N_{\text{perm,sfav}} &= S_a + S_g + I_{wp} + I_{wf} + I_{wt} \\ &= 10\,229 + 3044 + 256 + 203 + 664 = 14\,396 \text{ daN} \end{aligned}$$

$$N_{\text{var,sfav}} = S_q = 1015 \text{ daN}$$

Momento instabilizzante dovuto alla spinta del terreno:

$$M_{S_a} = S_a \cdot b_{S_a} = 10\,229 \cdot 1,87 = 19\,128 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

Momento instabilizzante dovuto alla spinta generata dal sovraccarico permanente:

$$M_{S_g} = S_g \cdot b_{S_g} = 3044 \cdot 2,8 = 8523 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

Momento instabilizzante dovuto alla spinta generata dal sovraccarico variabile:

$$M_{S_q} = S_q \cdot b_{S_q} = 1015 \cdot 2,8 = 2842 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

Momento instabilizzante dovuto alla forza d'inerzia della parete del muro:

$$M_{I_{wp}} = I_{wp} \cdot b_{wph} = 256 \cdot 3,1 = 794 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

Momento instabilizzante dovuto alla forza d'inerzia della fondazione del muro:

$$M_{I_{wf}} = I_{wf} \cdot b_{wfh} = 203 \cdot 0,3 = 61 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

Momento instabilizzante dovuto alla forza d'inerzia del terreno:

$$M_{I_{wt}} = I_{wt} \cdot b_{wth} = 664 \cdot 3,1 = 2058 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

Azione instabilizzante:

$$\begin{aligned}
E_d &= \sum_i (N_{\text{perm},\text{sfav}_i} \cdot b_{\text{perm},\text{sfav}_i} \cdot \gamma_{G1} + N_{\text{var},\text{sfav}_i} \cdot b_{\text{var},\text{sfav}_i} \cdot \gamma_{Qi}) \\
&= M_{Sa} \cdot \gamma_{G1} + M_{Sg} \cdot \gamma_{G1} + M_{Iwt} \cdot \gamma_{G1} + M_{Iwp} \cdot \gamma_{G1} + M_{Iwf} \cdot \gamma_{G1} + M_{Sq} \cdot \gamma_{Qi} \\
&= 19\,128 \cdot 1,0 + 8523 \cdot 1,0 + 2058 \cdot 1,0 + 794 \cdot 1,0 + 61 \cdot 1,0 + 2842 \cdot 1,0 \\
&= 33\,406 \text{ daN}
\end{aligned}$$

Essendo $\frac{R_d}{E_d} = \frac{62\,200}{33\,406} = 1,86 > 1$ la verifica al ribaltamento risulta **soddisfatta**.

Verifica di stabilità globale

La verifica di stabilità globale risulta soddisfatta se $\frac{R_d}{E_d} > 1$

$$\begin{aligned}
E_d &= \sum_n N_{\text{perm},\text{sfav}_n} \cdot \gamma_{G2} \\
R_d &= \frac{1}{\gamma_R} \cdot \sum_j \left[\frac{c_l}{\gamma_c} \cdot l_i + \left(N_{\text{perm},\text{fav}_j} \cdot \gamma_{G2} - u \cdot l_i \cdot \gamma_{G2} \right) \cdot \frac{\tan \phi'_k}{\gamma_\phi} \right]
\end{aligned}$$

dove:

- $N_{\text{perm},\text{fav}}$: azioni permanenti favorevoli ($W_i \cdot \cos \alpha_i$);
- $N_{\text{perm},\text{sfav}}$: azioni permanenti sfavorevoli ($W_i \cdot \sin \alpha_i$);
- γ_{G2} : coefficiente correttivo azioni permanenti non strutturali (diverso secondo che l'azione sia favorevole o sfavorevole). In questo caso essendo i carichi compiutamente definiti si può assumere $\gamma_{G2} = \gamma_{G1}$;
- γ_c : coefficiente correttivo della coesione;
- γ_ϕ : coefficiente correttivo dell'angolo d'attrito;
- γ_R : coefficiente correttivo delle resistenze.

Combinazione C2: A2+M2+R2

Per la verifica di stabilità globale viene utilizzata la combinazione C2: A2 + M2 + R2, con γ_R specifico per le verifiche di sicurezza delle opere in materiali sciolti e fronti di scavo pari a 1,1 (Fig. D.9).

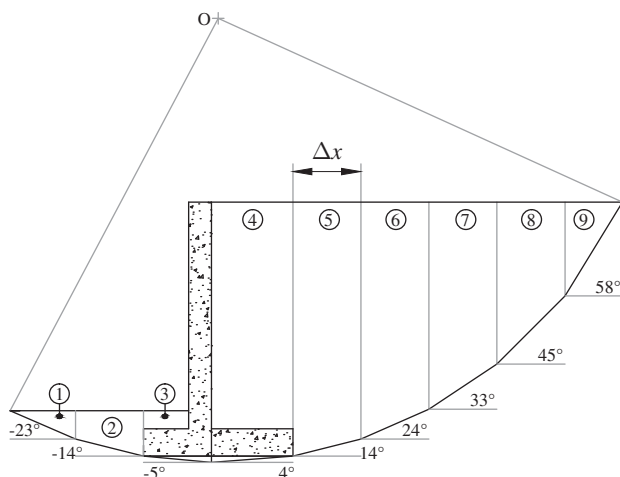
Si considera una superficie di scorrimento di primo tentativo di raggio pari a 9,8 m. L'insieme terreno-muro viene discretizzato in 9 concii di larghezza variabile tra 1,44 e 1,8 m. Per ognuno dei concii individuati si calcola la forza peso: tale vettore viene scomposto nelle sue componenti parallela e ortogonale alla superficie di scorrimento. Le componenti ortogonali alla superficie di scorrimento sono considerate stabilizzanti in quanto contrastano l'instaurarsi del cinematismo. Le componenti parallele alla superficie di scorrimento, invece, risultano instabilizzanti o stabilizzanti secondo che siano dirette o meno verso valle.

Concio	Δx (m)	α [°]	$W_{i,\text{terreno}}$ (daN)	$W_{i,\text{cls}}$ (daN)	$W_{i,\text{tot}}$ (daN)
1	1,44	-23	810	0	810
2	1,5	-14	2178	0	2178
3	1,8	-5	900	8500	9400
4	1,5	4	16434	2700	19134
5	1,5	14	14598	0	14598
6	1,5	24	13212	0	13212
7	1,5	33	10980	0	10980
8	1,5	45	7596	0	7596
9	1,5	58	2772	0	2772

Tabella D.5
Forze peso dei concii.

Figura D.9

Divisione del sistema
in conci.



Azione stabilizzante:

Nel caso in esame per i conci 1, 2 e 3 entrambe le componenti della forza peso esplicano un'azione stabilizzante, considerando inoltre l'assenza di falda e la presenza di terreno non coesivo, R_d diventa:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} \cdot \left[\sum_{j=1}^9 (W_i \cdot \gamma_{G2} \cdot \cos \alpha_j) \cdot \frac{\tan \phi'_k}{\gamma_\phi} + \sum_{l=1}^3 W_l \cdot \gamma_{G2} \cdot \sin \alpha_l \right]$$

Tabella D.4

Coefficienti parziali per
i parametri geotecnici
del terreno.
Coefficienti utilizzati
per il gruppo M2.

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale		
		γ_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}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Dal momento che i carichi risultano compiutamente definiti, il coefficiente γ_{G2} può essere assunto pari a γ_{G1} .

Tabella D.3

Coefficienti parziali per
le azioni o per l'effetto
delle azioni.
Coefficienti utilizzati
per la combinazione
C2, azioni favorevoli.

Carichi	Effetto	Coefficiente parziale			
		γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole		0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole	γ_{G1}	1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali	Favorevole		0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole	γ_{G2}	1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole		0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole	γ_{Qi}	1,5	1,5	1,3

Tabella D.6

Coefficienti parziali per
le verifiche di sicurezza
di opere di materiali
sciolti e di fronti di
scavo.

Coefficiente	R_2
γ_R	1,1

Si assume il γ_R specifico per le verifiche di sicurezza delle opere in materiali sciolti e fronti di scavo.

$$R_d = \frac{1}{1,1} \cdot \left[\sum_{j=1}^9 (W_i \cdot 1,00 \cdot \cos \alpha_j) \cdot \frac{\tan \phi'_k}{1,25} + \sum_{l=1}^3 W_l \cdot 1,00 \cdot \sin \alpha_l \right]$$

$$= \frac{1}{1,1} \cdot [41224 + 1663] = 38988 \text{ daN}$$

Azione instabilizzante:

$$E_d = \sum_{n=4}^9 W_i \cdot \gamma_{G2} \cdot \sin \alpha_n$$

Anche per le azioni instabilizzanti si assume $\gamma_{G2} = \gamma_{G1} = 1,00$

Carichi	Effetto	Coefficiente parziale			
		γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tabella D.3

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

Coefficienti utilizzati per la combinazione C2, azioni sfavorevoli.

$$E_d = \sum_{n=4}^9 W_n \cdot 1,00 \cdot \sin \alpha_n = 23\,942 \text{ daN}$$

Essendo $\frac{R_d}{E_d} = \frac{38\,988}{23\,942} = 1,63 > 1$ la verifica di stabilità globale risulta **soddisfatta**.

Combinazione sismica: S⁺

Per ognuno dei conci individuati oltre alla forza peso bisogna considerare le componenti dell'azione sismica orizzontale ($W \cdot k_h$) e verticale ($W \cdot k_v$), date dal prodotto del peso del concio per i relativi coefficienti sismici. Tali forze devono essere scomposte in direzione parallela e ortogonale alla superficie di scorrimento. Come nel caso statico le componenti ortogonali alla superficie di scorrimento sono considerate stabilizzanti in quanto contrastano l'instaurarsi del cinematismo; le componenti parallele alla superficie di scorrimento, invece, risultano instabilizzanti o stabilizzanti secondo che siano dirette o meno verso valle.

In Tabella D.7 sono riportate le componenti delle forze per ogni concio: in grigio chiaro sono evidenziate quelle utilizzate per il calcolo dell'azione stabilizzante mentre in grigio scuro quelle che forniscono un contributo instabilizzante.

Condi	W [daN]	α [°]	wcos α [daN]	wsen α [daN]	k _w wcos α [daN]	k _w wcos α [daN]	k _w wsen α [daN]	k _w wsen α [daN]	Azione stab. [daN]	Azione instab. [daN]
1	810	23	745,61	316,49	15,28	30,57	6,49	12,98	756,48	30,57
2	2178	14	2113,30	526,91	43,32	86,65	10,80	21,60	1757,88	86,65
3	9400	5	9364,23	819,26	191,97	383,93	16,79	33,59	6207,93	383,93
4	19134	4	19087,39	1334,72	391,29	782,58	27,36	54,72	10880,64	2144,67
5	14598	14	14164,38	3531,58	290,37	580,74	72,40	144,79	8015,95	4184,71
6	13212	24	12069,76	5373,80	247,43	494,86	110,16	220,33	6776,25	5978,83
7	10980	33	9208,60	5980,14	188,78	377,55	122,59	245,19	5126,75	6480,28
8	7596	45	5371,18	5371,18	110,11	220,22	110,11	220,22	2947,07	5701,51
9	2772	58	1468,94	2350,79	30,11	60,23	48,19	96,38	785,73	2459,21
tot.									43254,68	27450,35
Rd=1/1,1*tot									39322,44	
Ed									27450,35	

Tabella D.7

Componenti delle forze favorevoli e sfavorevoli alla stabilità globale, combinazione S⁺.

Tabella D.4

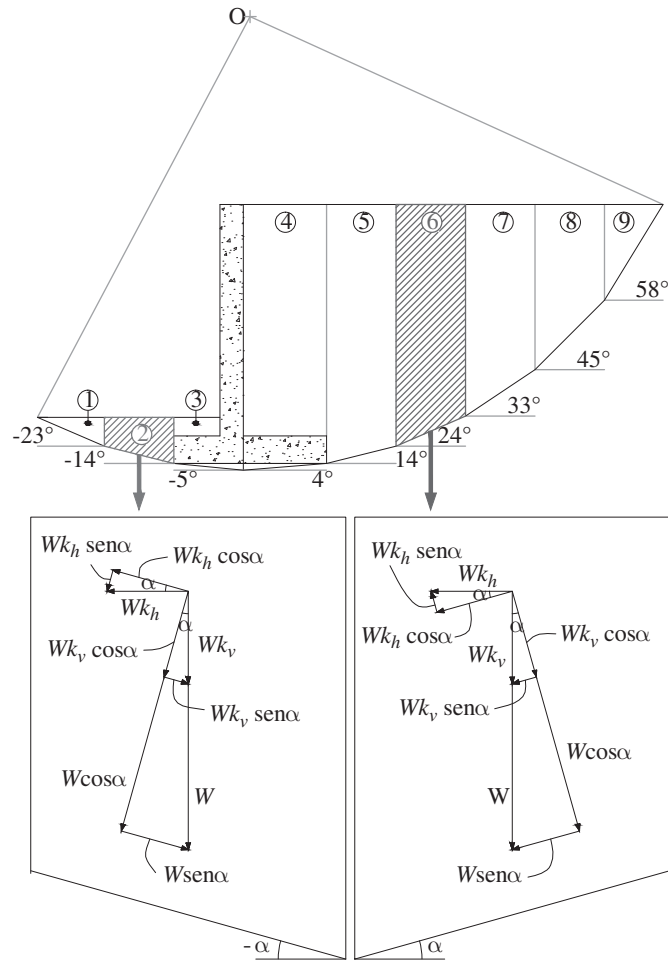
Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno.

Coefficienti utilizzati per il gruppo M2.

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_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}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Figura D.10

Forze coinvolte nella verifica di stabilità globale per la combinazione sismica S^+ .



Azione stabilizzante:

$$\begin{aligned}
 R_d = \frac{1}{\gamma_R} \cdot \left\{ \sum_{i=4}^9 [W_i \cdot (1 + k_v) \cos \alpha_i \cdot \gamma_{G2} - W_i \cdot k_h \sin \alpha_i \cdot \gamma_{G2}] \cdot \frac{\tan \phi'}{\gamma_\phi} + \right. \\
 + \sum_{j=1}^3 \left[(W_j \cdot (1 + k_v) \cos \alpha_j \cdot \gamma_{G2} + W_j \cdot k_h \sin \alpha_j \cdot \gamma_{G2}) \cdot \frac{\tan \phi'}{\gamma_\phi} + \right. \\
 \left. \left. + W_j \cdot (1 + k_v) \sin \alpha_j \cdot \gamma_{G2} \right] \right\}
 \end{aligned}$$

Dal momento che i carichi risultano compiutamente definiti il coefficiente γ_{G2} può essere assunto pari a γ_{G1} .

Carichi	Effetto	Coefficiente parziale			
		γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tabella D.3

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

Coefficienti utilizzati per la combinazione C2, azioni favorevoli.

Si assume il γ_R specifico per le verifiche di sicurezza delle opere in materiali sciolti e fronti di scavo.

$$\begin{aligned}
 R_d &= \frac{1}{1,1} \cdot \left\{ \sum_{i=4}^9 [W_i \cdot (1 + k_v) \cos \alpha_i \cdot 1,00 - W_i \cdot k_h \sin \alpha_i \cdot 1,00] \cdot \frac{\tan \phi'}{1,25} \right. \\
 &\quad + \sum_{j=1}^3 \left[(W_j \cdot (1 + k_v) \cos \alpha_j \cdot 1,00 + W_j \cdot k_h \sin \alpha_j \cdot 1,00) \cdot \frac{\tan \phi'}{1,25} + \right. \\
 &\quad \left. \left. + W_j \cdot (1 + k_v) \sin \alpha_j \cdot 1,00 \right] \right\} \\
 &= \frac{1}{1,1} \cdot [(61370,25 \cdot 1,00 + 1258,09 \cdot 1,00 - 981,63 \cdot 1,00) \cdot 0,560166 + \\
 &\quad + (12473,72 \cdot 1,00 + 68,17 \cdot 1,00) \cdot 0,560166 + 1696,75 \cdot 1,00] \\
 &= 39322 \text{ daN}
 \end{aligned}$$

Azione instabilizzante:

$$\begin{aligned}
 E_d &= \sum_{i=4}^9 [W_i \cdot (1 + k_v) \sin \alpha_i \cdot \gamma_{G2} + W_i \cdot k_h \cos \alpha_i \cdot \gamma_{G2}] \\
 &\quad + \sum_{j=1}^3 W_j \cdot k_h \cos \alpha_j \cdot \gamma_{G2}
 \end{aligned}$$

Anche per le azioni instabilizzanti si assume $\gamma_{G2} = \gamma_{G1} = 1,00$.

Carichi	Effetto	Coefficiente parziale			
		γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tabella D.3

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

Coefficienti utilizzati per la combinazione C2, azioni sfavorevoli.

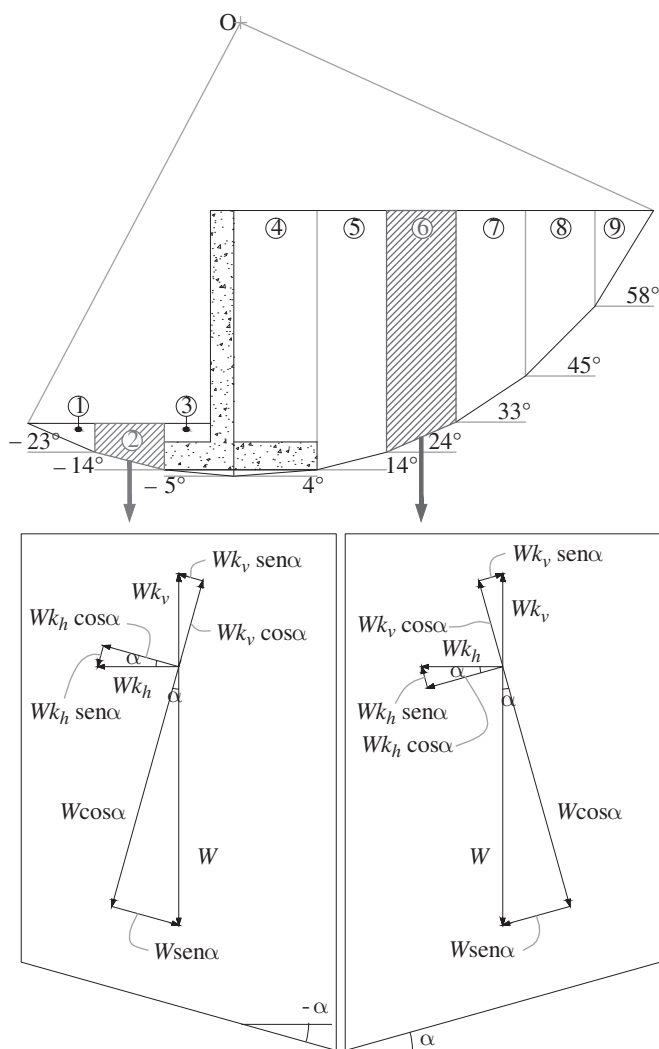
$$\begin{aligned}
 E_d &= \sum_{i=4}^9 [W_i \cdot (1 + k_v) \sin \alpha_i \cdot 1,00 + W_i \cdot k_h \cos \alpha_i \cdot 1,00] \\
 &\quad + \sum_{j=1}^3 W_j \cdot k_h \cos \alpha_j \cdot 1,00 = (23\,942,21 + 490,82) \cdot 1,00 \\
 &\quad + 2516,18 \cdot 1,00 + 501,15 \cdot 1,00 = 27\,450 \text{ daN}
 \end{aligned}$$

Essendo $\frac{R_d}{E_d} = \frac{39\,322}{27\,450} = 1,43 > 1$ la verifica di stabilità globale risulta soddisfatta.

Combinazione sismica: S^-

Analogamente a quanto visto per il caso S^+ per ogni concio devono essere considerate non solo le componenti della forza peso, ma anche quelle dell'azione sismica orizzontale e verticale. Le componenti ortogonali alla superficie di scorrimento sono considerate stabilizzanti in quanto contrastano l'instaurarsi del cinematismo; le componenti parallele alla superficie di scorrimento, invece, risultano instabilizzanti o stabilizzanti secondo che siano dirette o meno verso valle.

Figura D.11
Forze coinvolte nella
verifica di stabilità
globale per la
combinazione sismica
 S^- .



In Tabella D.8 sono riportate le componenti delle forze per ogni concio: in grigio chiaro sono evidenziate quelle utilizzate per il calcolo dell'azione stabilizzante mentre in grigio scuro quelle che contribuiscono all'instabilità del sistema.

Conci	W [daN]	α [°]	w·cos α_i [daN]	w·sen α_i [daN]	k _v ·w·cos α_i [daN]	k _v ·w·cos α_i [daN]	k _v ·w·sen α_i [daN]	k _v ·w·sen α_i [daN]	Azione stab. [daN]	Azione instab. [daN]
1	810	23	745,61	316,49	15,28	30,57	6,49	12,98	732,86	37,06
2	2178	14	2113,30	526,91	43,32	86,65	10,80	21,60	1698,54	97,45
3	9400	5	9364,23	819,26	191,97	383,93	16,79	33,59	5976,07	400,73
4	19134	4	19087,39	1334,72	391,29	782,58	27,36	54,72	10469,63	2117,30
5	14598	14	14164,38	3531,58	290,37	580,74	72,40	144,79	7763,04	4112,32
6	13212	24	12069,76	5373,80	247,43	494,86	110,16	220,33	6609,21	5868,66
7	10980	33	9208,60	5980,14	188,78	377,55	122,59	245,19	5037,85	6357,69
8	7596	45	5371,18	5371,18	110,11	220,22	110,11	220,22	2933,83	5591,40
9	2772	58	1468,94	2350,79	30,11	60,23	48,19	96,38	800,18	2411,02
tot.									42021,20	26993,62
Rd=1/1,1*tot									38201,10	
Ed									26993,62	

Tabella D.8

Componenti delle forze favorevoli e sfavorevoli alla stabilità globale, combinazione S^- .

Azione stabilizzante:

$$\begin{aligned}
 R_d = \frac{1}{\gamma_R} \cdot \left\{ \sum_{i=4}^9 \left[(W_i \cdot (1 - k_v) \cos \alpha_i \cdot \gamma_{G2} - W_i \cdot k_h \sin \alpha_i \cdot \gamma_{G2}) \cdot \frac{\tan \phi'}{\gamma_\phi} + \right. \right. \\
 \left. \left. + W_i \cdot k_v \sin \alpha_i \cdot \gamma_{G2} \right] + \right. \\
 \left. + \sum_{j=1}^3 \left[(W_j \cdot (1 - k_v) \cos \alpha_j \cdot \gamma_{G2} + W_j \cdot k_h \sin \alpha_j \cdot \gamma_{G2}) \cdot \frac{\tan \phi'}{\gamma_\phi} + \right. \right. \\
 \left. \left. + W_j \sin \alpha_j \cdot \gamma_{G2} \right] \right\}
 \end{aligned}$$

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale		
		γ_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}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella D.4

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno. Coefficienti utilizzati per il gruppo M2.

Dal momento che i carichi risultano compiutamente definiti il coefficiente γ_{G2} può essere assunto pari a γ_{G1} . Si assume il γ_R specifico per le verifiche di sicurezza delle opere in materiali sciolti e fronti di scavo.

Carichi	Effetto	Coefficiente parziale		EQU	(A1)	STR	(A2)	GEO
		γ_F (o γ_E)						
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}		0,9	1,0			1,0
	Sfavorevole			1,1	1,3			1,0
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}		0,0	0,0			0,0
	Sfavorevole			1,5	1,5			1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}		0,0	0,0			0,0
	Sfavorevole			1,5	1,5			1,3

Tabella D.3

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni. Coefficienti utilizzati per la combinazione C2, azioni favorevoli.

Tabella D.6

Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo.

Coefficiente	R_2
γ_R	1,1

$$\begin{aligned}
 R_d &= \frac{1}{1,1} \cdot \left\{ \sum_{i=4}^9 \left[(W_i \cdot (1 - k_v) \cos \alpha_i \cdot 1,00 - W_i \cdot k_h \sin \alpha_i \cdot 1,00) \cdot \frac{\tan \phi'}{1,25} + \right. \right. \\
 &\quad \left. \left. + W_i \cdot k_v \sin \alpha_i \cdot 1,00 \right] + \right. \\
 &\quad \left. + \sum_{j=1}^3 \left[(W_j \cdot (1 - k_v) \cos \alpha_j \cdot 1,00 + W_j \cdot k_h \sin \alpha_j \cdot 1,00) \cdot \frac{\tan \phi'}{1,25} + \right. \right. \\
 &\quad \left. \left. + W_j \sin \alpha_j \cdot 1,00 \right] \right\} \\
 &= \frac{1}{1,1} \cdot [(61370,25 \cdot 1,00 - 1258,09 \cdot 1,00 - 981,63 \cdot 1,00) \cdot 0,560166 + \\
 &\quad + 490,82 \cdot 1,00 + (12223,14 \cdot 1,00 - 250,57 \cdot 1,00 + 68,17 \cdot 1,00) \cdot \\
 &\quad \cdot 0,560166 + 1662,66 \cdot 1,00] \\
 &= 38201 \text{ daN}
 \end{aligned}$$

Azione instabilizzante:

$$\begin{aligned}
 E_d &= \sum_{i=4}^9 [W_i \sin \alpha_i \cdot \gamma_{G2} + W_i \cdot k_h \cos \alpha_i \cdot \gamma_{G2}] + \\
 &\quad + \sum_{j=1}^3 [W_j \cdot k_h \cos \alpha_j \cdot \gamma_{G2} + W_j \cdot k_v \sin \alpha_j \cdot \gamma_{G2}]
 \end{aligned}$$

Anche per le azioni instabilizzanti si assume $\gamma_{G2} = \gamma_{G1} = 1,00$

Tabella D.3

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni. Coefficienti utilizzati per la combinazione C2, azioni sfavorevoli.

Carichi	Effetto	Coefficiente parziale			
		γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

$$\begin{aligned}
 E_d &= \sum_{i=4}^9 [W_i \sin \alpha_i \cdot 1,00 + W_i \cdot k_h \cos \alpha_i \cdot 1,00] + \\
 &\quad + \sum_{j=1}^3 [W_j \cdot k_h \cos \alpha_j \cdot 1,00 + W_j \cdot k_v \sin \alpha_j \cdot 1,00] \\
 &= 23\,942,21 \cdot 1,00 + 2516,18 \cdot 1,00 + 501,15 \cdot 1,00 + 34,08 \cdot 1,00 \\
 &= 26\,993 \text{ daN}
 \end{aligned}$$

Essendo $\frac{R_d}{E_d} = \frac{38\,201}{26\,993} = 1,42 > 1$ la verifica di stabilità globale risulta **soddisfatta**.