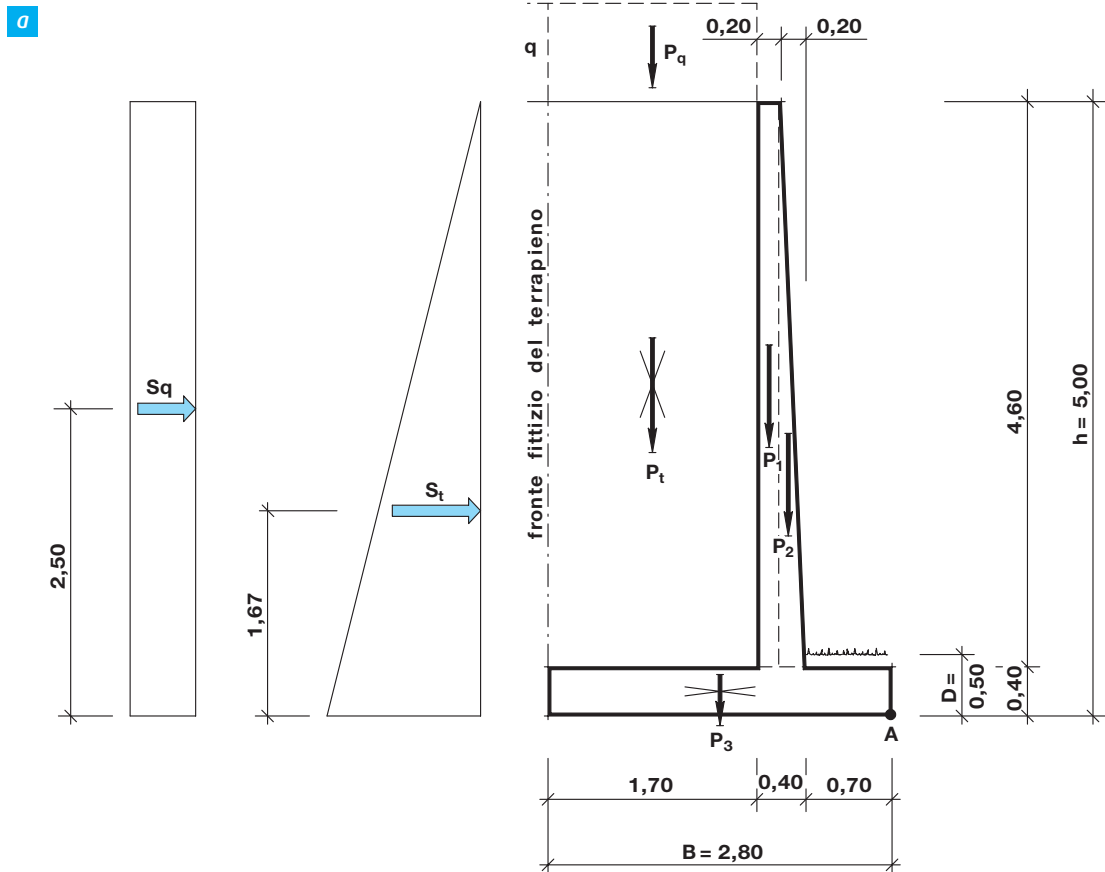


# ESERCIZIO SVOLTO B

Eseguire le verifiche agli stati limite ultimi di ribaltamento, di scorrimento sul piano di posa e di collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno per il muro di sostegno in c.a. riportato in figura *a* osservando le prescrizioni contenute nelle N.T.C. 2008; sul terrapieno grava il carico variabile  $q = 6 \text{ kN/m}^2$ .

Il piano di fondazione è situato alla profondità  $D \approx 0,50 \text{ m}$  rispetto alla superficie del terreno. Gli elementi caratteristici del terreno hanno i seguenti valori:

- angolo di attrito  $\varphi = 35^\circ$ ;
- peso volumico del terreno  $\gamma_t = 18 \text{ kN/m}^3$ .



Per ogni verifica deve essere rispettata la condizione  $\frac{R_d}{E_d} \geq 1$ , essendo  $R_d$  il valore di progetto della resistenza del sistema, mentre  $E_d$  è il valore di progetto dell'azione o del suo effetto.

## Verifica al ribaltamento (tipo EQU)

Questo stato limite deve essere trattato come uno stato limite di equilibrio di corpo rigido, applicando la combinazione  $\text{EQU} + M_2 + R_2$ .

### 1) Momento spingente di calcolo $M_{sd} = E_d$ (sfavorevole)

I parametri geotecnici di calcolo si ottengono applicando ai relativi valori caratteristici i coefficienti parziali  $\gamma_M$  (Volume 5, pag. 21, tab. 5, colonna  $M_2$ ):

– angolo di attrito:

$$\operatorname{tg} \varphi' = \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\gamma_{\varphi'}} = \frac{\operatorname{tg} 35^\circ}{1,25} \approx 0,5602 \quad \text{e quindi } \varphi' \approx 29^\circ,26$$

– peso per unità di volume del terreno:

$$\gamma_t = \frac{\gamma_t}{\gamma_t} = \frac{18,00}{1,0} = 18 \text{ kN/m}^3$$

Spinta dovuta al terreno:

$$S_t = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot h^2 \cdot \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi'}{2} \right) = \frac{1}{2} \times 18,00 \times 5,00^2 \cdot \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{29^\circ,26}{2} \right) \approx 77,26 \text{ kN}$$

Spinta dovuta al carico variabile:

$$S_q = q \cdot h \cdot \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi'}{2} \right) = 6,00 \times 5,00 \cdot \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{29^\circ,26}{2} \right) \approx 10,30 \text{ kN}$$

#### Spinta di calcolo

Le spinte di calcolo si ottengono moltiplicando i valori prima ottenuti per i coefficienti parziali  $\gamma_F$  (Volume 5, pag. 21, tab. 4 colonna EQU) e si ottiene:

|  |  |
|--|--|
| $S_{t,d} = S_t \cdot \gamma_{G1} = 77,26 \times 1,1 \approx$ | 84,99 kN   |
| $S_{q,d} = S_q \cdot \gamma_Q = 10,20 \times 1,5 \approx$    | 15,30 kN   |
| Spinta totale di calcolo                                     | 84,99 kN<br>15,30 kN<br><hr style="width: 100%;"/> 100,29 kN |

Distanze di applicazione dal punto A:

$$d_t = \frac{h}{3} = \frac{5,00}{3} \approx 1,67 \text{ m} \quad d_q = \frac{h}{2} = \frac{5,00}{2} \approx 2,50 \text{ m}$$

Momento spingente di calcolo  $M_{sd} = E_d$ :

$$M_{sd} = S_{t,d} \cdot d_t + S_{q,d} \cdot d_q = 84,99 \times 1,67 + 15,30 \times 2,50 \approx 180,18 \text{ kN m}$$

### 2) Momento resistente di calcolo $M_{rd}$

Pesi del muro, del terreno e del sovraccarico variabile sopra la mensola a monte:

$$P_1 = (0,20 \times 4,60 \times 1,00) \text{ m}^3 \cdot 25,00 \text{ kN/m}^3 = 23,00 \text{ kN}$$

$$P_2 = \left( \frac{1}{2} \times 0,20 \times 4,60 \times 1,00 \right) \text{ m}^3 \cdot 25,00 \text{ kN/m}^3 = 11,50 \text{ kN}$$

$$P_3 = (2,80 \times 0,40 \times 1,00) \text{ m}^3 \cdot 25,00 \text{ kN/m}^3 = 28,00 \text{ kN}$$

$$P_t = (1,70 \times 4,60 \times 1,00) \text{ m}^3 \cdot 18,00 \text{ kN/m}^3 = 140,76 \text{ kN}$$

$$P_q = (1,70 \times 1,00) \text{ m}^2 \cdot 6,00 \text{ kN/m}^2 = 10,20 \text{ kN}$$

I pesi nominali ora calcolati, tutti favorevoli, devono essere moltiplicati per i coefficienti parziali  $\gamma_F$  della colonna EQU in tabella 4,  $\gamma_{G1} = 0,9$  per i carichi permanenti e  $\gamma_Q = 0,0$  per il carico variabile  $P_q$ , per ottenere i pesi di calcolo:

$$P_{1,d} = P_1 \cdot \gamma_{G1} = 23,00 \times 0,9 \approx 20,70 \text{ kN}$$

$$P_{2,d} = P_2 \cdot \gamma_{G1} = 11,50 \times 0,9 \approx 10,35 \text{ kN}$$

$$P_{3,d} = P_3 \cdot \gamma_{G1} = 28,00 \times 0,9 \approx 25,20 \text{ kN}$$

$$P_{t,d} = P_t \cdot \gamma_{G1} = 140,76 \times 0,9 \approx 126,68 \text{ kN}$$

$$P_{q,d} = P_q \cdot \gamma_{G1} = 10,20 \times 0,0 \approx 0,00 \text{ kN}$$

Distanza di applicazione dal punto A:

$$d_1 = \frac{0,20}{2} + 0,20 + 0,70 = 1,00 \text{ m} \quad d_2 = \frac{2}{3} \times 0,20 + 0,70 \approx 0,83 \text{ m}$$

$$d_3 = \frac{2,80}{2} = 1,40 \text{ m} \quad d_t = \frac{1,70}{2} + 0,40 + 0,70 \approx 1,95 \text{ m}$$

Momento resistente di calcolo  $M_{Rd}$ :

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= P_{1,d} \cdot d_1 + P_{2,d} \cdot d_2 + P_{3,d} \cdot d_3 + P_{t,d} \cdot d_t = \\ &= 20,70 \times 1,00 + 10,35 \times 0,83 + 25,20 \times 1,40 + 126,68 \times 1,95 \approx 311,60 \text{ kN m} \end{aligned}$$

### 3) Verifica

Il momento  $M_{Rd}$  deve essere ridotto dividendolo per il coefficiente parziale della resistenza  $\gamma_R = 1,0$  (colonna  $R_2$ ) ottenendo la resistenza di calcolo  $R_d$  e per la verifica si ha:

$$\frac{R_d}{E_d} = \frac{M_{Rd}}{M_{Sd}} = \frac{311,60}{180,18} \approx 1,729 > 1 \quad \text{Verificato}$$

Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli S.L.U. STR e GEO dei muri di sostegno (Tabella 6.5.1 delle Norme)

| Verifica                           | Coefficiente parziale $R_1$ | Coefficiente parziale $R_2$ | Coefficiente parziale $R_3$ |
|------------------------------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|
| 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     | $\gamma_R = 1,0$            | $\gamma_R = 1,0$            | $\gamma_R = 1,4$            |

### Verifica allo scorrimento sul piano di posa

È dovuto alle componenti orizzontali delle forze agenti, e quindi in questo caso dalle spinte del terreno e del sovraccarico variabile; viene utilizzata la Combinazione  $A_1 + M_1 + R_3$  dell'Approccio 2. Poiché i coefficienti parziali  $\gamma_M$  della colonna  $M_1$  in tabella 5 sono tutti uguali all'unità, i valori dei parametri geotecnici di calcolo sono uguali a quelli caratteristici ( $\varphi = 35^\circ$  e  $\gamma_t = 18,00 \text{ kN/m}^3$ ).

### 1) Spinta di calcolo $S_d = E_d$ (sfavorevole)

Spinta dovuta al terreno:

$$S_t = \frac{1}{2} \times 18,00 \times 5,00^2 \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{35^\circ}{2}\right) \approx 60,97 \text{ kN}$$

Spinta dovuta al sovraccarico variabile:

$$S_q = 6,00 \times 5,00 \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{35^\circ}{2}\right) \approx 8,13 \text{ kN}$$

Applicando ai valori ottenuti i coefficienti parziali  $\gamma_F$  della colonna  $A_1$  in tabella 4, si ottengono le spinte orizzontali di calcolo, ossia i valori di progetto  $E_d$  delle azioni:

|  |                                |
|--|--------------------------------|
| $S_{t,d} = S_t \cdot \gamma_{G1} = 60,97 \times 1,3 \approx$ | 79,26 kN                       |
| $S_{q,d} = S_q \cdot \gamma_Q = 8,13 \times 1,5 \approx$     | 12,20 kN                       |
| Spinta totale di calcolo                                     | $S_d = E_d = 91,46 \text{ kN}$ |

### 2) Azione resistente di progetto $R_d$

*Pesi del muro, del terreno e del sovraccarico variabile sopra la mensola a monte*

Sono stati calcolati nella precedente verifica a ribaltamento e i valori ottenuti devono essere moltiplicati per i coefficienti parziali  $\gamma_F$  della colonna  $A_1$  in tabella 4, ottenendo i pesi di calcolo:

|   |                           |
|---|---------------------------|
| $P_{1,d} = P_1 \cdot \gamma_{G1} = 23,00 \times 1,0 \approx$  | 23,00 kN                  |
| $P_{2,d} = P_2 \cdot \gamma_{G1} = 11,50 \times 1,0 \approx$  | 11,50 kN                  |
| $P_{3,d} = P_3 \cdot \gamma_{G1} = 28,00 \times 1,0 \approx$  | 28,00 kN                  |
| $P_{t,d} = P_t \cdot \gamma_{G1} = 140,76 \times 1,0 \approx$ | 140,76 kN                 |
| $P_{q,d} = P_q \cdot \gamma_Q = 10,20 \times 0,0 \approx$     | 0,0 kN                    |
| Peso totale di calcolo  | $P_d = 203,26 \text{ kN}$ |

Il coefficiente di attrito terra-muro risulta  $f = \operatorname{tg} 35^\circ \approx 0,70$  e, in favore della sicurezza, si assume  $f = 0,65$ , per cui l'intensità della forza di attrito è:

$$F_a = f \cdot P_d = 0,65 \times 203,26 \approx 132,12 \text{ kN}$$

che viene divisa per il coefficiente parziale  $\gamma_R = 1,1$  della colonna  $R_3$  per ottenere il valore di progetto  $R_d$  della resistenza:

$$R_d = \frac{F_a}{E_d} = \frac{132,12}{1,1} \approx 120,11 \text{ kN}$$

### 3) Verifica:

$$\frac{R_d}{E_d} = \frac{120,11}{91,46} \approx 1,31 > 1 \quad \text{Verificato}$$

### Verifica al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno

L'azione di progetto è costituita da tutti i carichi verticali che gravano a livello del piano di fondazione; viene utilizzata la Combinazione  $A_1 + M_1 + R_3$  dell'Approccio 2.

### 1) Momento spingente di calcolo $M_{sd}$

I valori delle spinte di calcolo sono uguali a quelli calcolati per la verifica a scorrimento in quanto i valori dei coefficienti parziali da applicare ai parametri geotecnici ( $\gamma_{\phi'} = \gamma_{\gamma} = 1$ ) e quelli da applicare alle spinte ( $\gamma_{G1} = 1,3$  e  $\gamma_Q = 1,5$ ) coincidono con quelli utilizzati per la verifica a scorrimento; i valori di tali spinte sono:

$$S_{t,d} = 79,26 \text{ kN} \quad S_{q,d} = 12,20 \text{ kN}$$

e sono applicate alle distanze dal punto A:

$$d_t = 1,67 \text{ m} \quad d_q = 2,50 \text{ m}$$

Il momento spingente di calcolo risulta quindi:

$$M_{sd} = 79,26 \times 1,67 + 12,20 \times 2,50 \approx 162,86 \text{ kN m}$$

### 2) Momento resistente di calcolo $M_{rd}$

I pesi calcolati per la verifica al ribaltamento, in questo caso sfavorevoli, devono essere moltiplicati per i coefficienti parziali  $\gamma_F$  in colonna  $A_1$  della tabella 4:

|   |                                 |
|---|---------------------------------|
| $P_{1,d} = P_1 \cdot \gamma_{G1} = 23,00 \times 1,3 \approx$  | 29,90 kN                        |
| $P_{2,d} = P_2 \cdot \gamma_{G1} = 11,50 \times 1,3 \approx$  | 14,95 kN                        |
| $P_{3,d} = P_3 \cdot \gamma_{G1} = 28,00 \times 1,3 \approx$  | 36,40 kN                        |
| $P_{t,d} = P_t \cdot \gamma_{G1} = 140,76 \times 1,3 \approx$ | 182,99 kN                       |
| $P_{q,d} = P_q \cdot \gamma_Q = 10,20 \times 1,5 \approx$     | 15,30 kN                        |
| Peso totale di calcolo  | $P_d = E_d = 279,54 \text{ kN}$ |

Le distanze di applicazione dal punto A sono (vedi verifica al ribaltamento):

$$d_1 = 1,00 \text{ m} \quad d_2 = 0,83 \text{ m} \quad d_3 = 1,40 \text{ m} \quad d_t = d_q = 1,95 \text{ m}$$

Momento resistente:

$$M_{rd} = 29,90 \times 1,00 + 14,95 \times 0,83 + 36,40 \times 1,40 + 182,99 \times 1,95 + 15,30 \times 1,95 \approx 479,93 \text{ kN m}$$

### 3) Calcolo dell'eccentricità

$$u = \frac{M_{rd} - M_{sd}}{P_d} = \frac{479,93 - 162,86}{279,54} \approx 1,13 \text{ m}$$

$$e = \frac{B}{2} - u = \frac{2,80}{2} - 1,13 \approx 0,27 \text{ m}$$

### 4) Calcolo del carico limite della fondazione

Essendo la risultante delle forze agenti inclinata ed eccentrica, anziché la formula di Terzaghi è necessario applicare l'espressione di Brinch-Hansen che prende in considerazione le caratteristiche della risultante e la profondità del piano di fondazione mediante coefficienti da calcolare; considerando la coesione  $c = 0$ , l'espressione che viene utilizzata per determinare il carico unitario ultimo è:

$$q_{ult} = \gamma_i \cdot D \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q + \frac{\gamma_i}{2} \cdot B^* \cdot N_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot i_{\gamma}$$

- $D = 0,50$  m = profondità del piano di posa della fondazione;
- $B^* = B - 2 \cdot e = 2,80 - 2 \times 0,27 = 2,26$  m = larghezza equivalente della fondazione per carico eccentrico;
- fattori di capacità portante:

$$N_q = \frac{1 + \operatorname{sen} \varphi}{1 - \operatorname{sen} \varphi} \cdot e^{\pi \cdot \operatorname{tg} \varphi} = \frac{1 + \operatorname{sen} 35^\circ}{1 - \operatorname{sen} 35^\circ} \cdot 2,71828^{\pi \cdot \operatorname{tg} 35^\circ} \approx 33,30$$

$$N_\gamma = 1,5 \cdot (N_q - 1) \cdot \operatorname{tg} \varphi = 1,5 \times (33,30 - 1) \cdot \operatorname{tg} 35^\circ \approx 33,93$$

- coefficienti di profondità:

$$d_q = 1 + 2 \cdot \frac{D}{B} \cdot \operatorname{tg} \varphi \cdot (1 - \operatorname{sen} \varphi)^2 = 1 + 2 \times \frac{0,50}{2,80} \cdot \operatorname{tg} 35^\circ \cdot (1 - \operatorname{sen} 35^\circ)^2 \approx 1,046 \quad (\text{essendo } D < B)$$

$$d_\gamma = 1$$

- coefficienti di inclinazione:

$$i_q = \left(1 - \frac{S_d}{P_d}\right)^2 = \left(1 - \frac{S_{t,d} + S_{q,d}}{P_d}\right)^2 = \left(1 - \frac{79,26 + 12,20}{279,54}\right)^2 \approx 0,453$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{S_d}{P_d}\right)^3 = \left(1 - \frac{79,26 + 12,20}{279,54}\right)^3 \approx 0,305$$

Sostituendo si ottiene:

$$q_{ult} = (18,00 \times 0,50 \times 33,30 \times 1,046 \times 0,453) + \left(\frac{18,00}{2} \times 2,26 \times 33,93 \times 1 \times 0,305\right) \approx 352,50 \text{ kN m}^2$$

che si pensa distribuito sulla larghezza equivalente  $B^*$  con intensità:

$$Q_{ult} = q_{ult} \cdot B^* = 352,50 \times 2,26 = 756,65 \text{ kN/m}$$

Questo valore deve essere ridotto dividendolo per il coefficiente parziale di resistenza  $\gamma_R = 1,4$  in colonna  $R_3$  per ottenere il valore della resistenza di progetto  $R_d$ :

$$R_d = Q_{lim} = \frac{Q_{ult}}{\gamma_R} = \frac{756,65}{1,4} \approx 540,46 \text{ kN/m}$$

### 5) Verifica:

$$\frac{R_d}{E_d} = \frac{540,46}{279,54} \approx 1,93 > 1 \quad \text{Verificato}$$