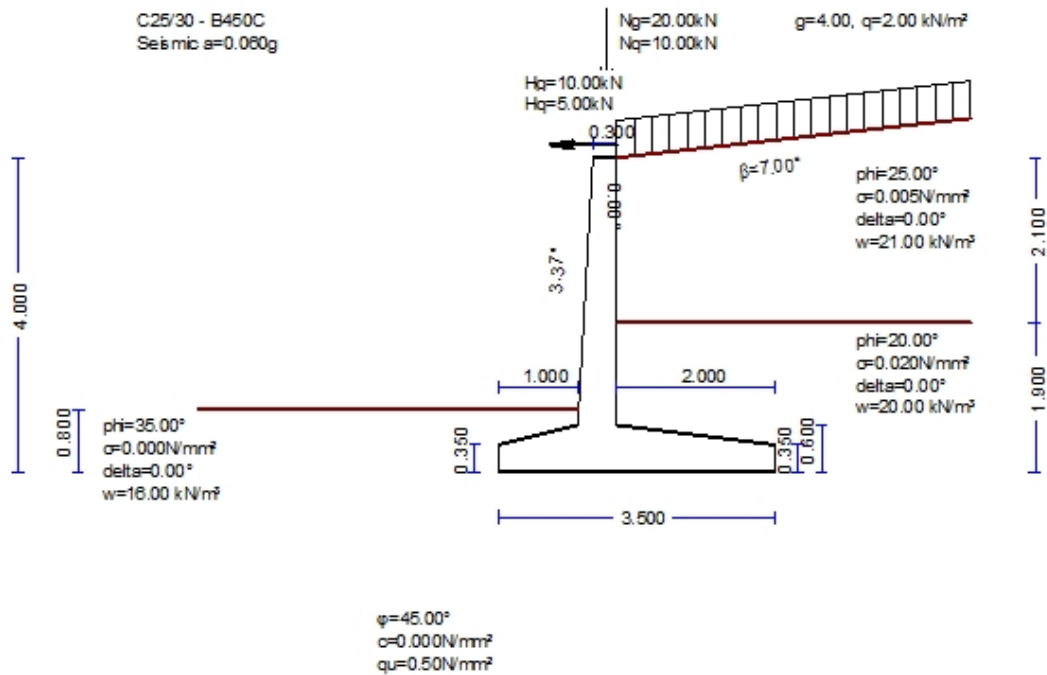


1. B-MURO-01

Muro a retta in CA a mensola

(EC2 EN1992-1-1:2004, UNI EN1990-1-1:2004, EC7 EN1997-1-1:2004, EC8 EN1998-5:2004,)



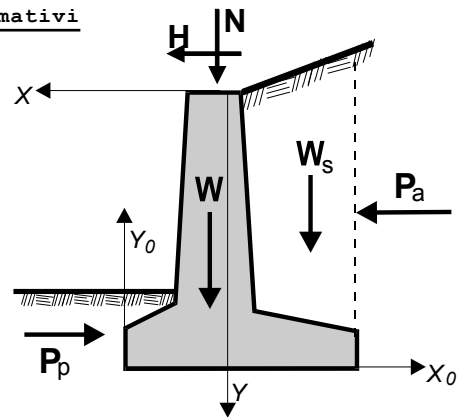
1.1. Caratteristiche del muro-Parametri-Requisiti normativi

Dimensioni

| | |
|------------------------------------|------------------------|
| Altezza del muro | $h= 4.000 \text{ m}$ |
| Lunghezza trasversale del muro | $L= 1.000 \text{ m}$ |
| Spessore superiore del muro | $B1= 0.300 \text{ m}$ |
| Spessore inferiore del muro | $B2= 0.500 \text{ m}$ |
| Larghezza della base del muro | $B= 3.500 \text{ m}$ |
| Larghezza della fondazione a valle | 1.000 m |
| Larghezza della fondazione a monte | 2.000 m |
| Altezza della parete | 3.400 m |
| Spessore della fondazione del muro | 0.600 m |
| Spessore della fondazione a valle | 0.350 m |
| Spessore della fondazione a monte | 0.350 m |
| Pendenza (inclinazione) a valle | $3.366^\circ (1:17.0)$ |
| Pendenza (inclinazione) a monte | $0.000^\circ (0:1)$ |

Carichi

| | |
|-------------------------------------|---------------------------|
| Verticale carico permanente | $N_g= 20.00 \text{ kN/m}$ |
| Verticale carico variabile | $N_q= 10.00 \text{ kN/m}$ |
| Eccentricità del carico verticale | $e_N= 0.13 \text{ m}$ |
| Orizzontale carico permanente | $H_g= 10.00 \text{ kN/m}$ |
| Orizzontale carico variabile | $H_q= 5.00 \text{ kN/m}$ |
| Eccentricità del carico orizzontale | $e_H= 0.10 \text{ m}$ |



Peso del muro

Peso unitario del materiale del muro $\gamma_g=25.000 \text{ kN/m}^3$
 Area della sezione del muro $A= 3.085 \text{ m}^2$
 Peso proprio per metro di muro $W= 3.085 \times 25.000 = 77.13 \text{ kN/m}$
 Centro di gravità del muro a $x=-0.019 \text{ m}$, $y=2.907 \text{ m}$ ($x_o=1.519 \text{ m}$, $y_o=1.093 \text{ m}$)

Materiali del muro

Anima : Classe del CA: C25/30-B450C (EN1992-1-1, §3)
 : Copriferro: Cnom=25 mm (EN1992-1-1, §4.4.1)
 Fondazione : Classe del CA: C25/30-B450C
 : Copriferro: Cnom=75 mm

Peso del riempimento

Peso del riempimento per metro $W_s=150.36 \text{ kN/m}$
 Centro di gravità del riempimento $x=-1.035 \text{ m}$, $y=1.679 \text{ m}$

1.2. Fattori parziali sulle azioni e le proprietà del terreno (EC7 Tab.s A.1-A.4, EC8-5 §3.1)

| Stato limite d'equilibrio (EQU), Stato limite strutturale (STR), Stato limite geotecnico (GEO) | | | (EQU) | (STR) | (GEO) | (SEISMIC) |
|--|---------------------------------|-----------------|-------|-------|-------|-----------|
| Azioni | Permanenti Sfavorevoli | γ_{Gdst} | 1.10 | 1.30 | 1.00 | 1.00 |
| | Permanenti Favorevoli | γ_{Gstb} | 0.90 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| | Variabili Sfavorevoli | γ_{Qdst} | 1.50 | 1.50 | 1.30 | 1.00 |
| | Variabili Favorevoli | γ_{Qstb} | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| Parametri del terreno | Angolo di resistenza a taglio | γ_ϕ | 1.25 | 1.00 | 1.25 | 1.25 |
| | Coesione effettiva | γ_c | 1.25 | 1.00 | 1.25 | 1.25 |
| | Resistenza a taglio non drenata | γ_{cu} | 1.40 | 1.00 | 1.40 | 1.40 |
| | Resistenza non confinata | γ_{qu} | 1.40 | 1.00 | 1.40 | 1.40 |
| | Peso specifico | γ_w | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |

1.3. Caratteristiche del suolo di fondazione

Portata del suolo di fondazione $q_u=0.50 \text{ N/mm}^2$
 Angolo di attrito tra fondazione del muro e terreno $\phi=45.00^\circ$, coeff. di attrito $\tan(\phi)=1.000$
 Coesione tra fondazione del muro e terreno $c=0.000 \text{ N/mm}^2$

1.4. Coefficienti sismici

(EC8 EN1998-5:2004, §7.3.2)

Rapporto di accelerazione del terreno, di progetto $g_h=a_{xg}$, $a=0.06$ (EC8-5 §7.3.2)
 Fattore di suolo $S=1.00$ (DM2008 §3.2.3.2.1)
 Fattore d'importanza $\gamma_I=1.00$ (DM2008 §3.2.1)
 Fattore riduttivo del coefficiente sismico $r=1.50$ (EC8-5 Tab. 7.1)
 Coefficiente per l'azione sismica orizzontale $k_h=1.00 \times 0.06 \times 1.00 / 1.500 = 0.040$ (EC8-5 Eq.7.1)
 Coefficiente per l'azione sismica verticale $k_v=0.50 \times 0.040 = 0.020$ (EC8-5 Eq.7.2)

Forze dovute all'azione sismica (eccettuato la pressione del terreno)

Forza sismica orizzontale dovuta al peso proprio $F_{wx} = 77.13 \times 0.040 = 3.08 \text{ kN/m}$
 Forza sismica verticale dovuta al peso proprio $F_{wy} = 77.13 \times 0.020 = 1.54 \text{ kN/m}$
 Forza sismica orizzontale dovuta al carico in sommità N_g $F_{gx} = 20.00 \times 0.040 = 0.80 \text{ kN/m}$
 Forza sismica verticale dovuta al carico in sommità N_g $F_{gy} = 20.00 \times 0.020 = 0.40 \text{ kN/m}$
 Forza sismica orizzontale dovuta al carico in sommità N_q $F_{qx} = 10.00 \times 0.040 = 0.40 \text{ kN/m}$
 Forza sismica verticale dovuta al carico in sommità N_q $F_{qy} = 10.00 \times 0.020 = 0.20 \text{ kN/m}$
 Forza sismica orizzontale dovuta al riempimento $F_{wsx} = 150.36 \times 0.040 = 6.01 \text{ kN/m}$
 Forza sismica verticale dovuta al riempimento $F_{wsy} = 150.36 \times 0.020 = 3.01 \text{ kN/m}$

1.5. Calcolo della spinta attiva del terreno (teoria di Rankine)

1.5.1. Parte di parete da $y=-0.246$ m a $y=2.100$ m, $H_s=2.346$ m

Punto superiore A $x=-2.000$ m $y=-0.246$ m

Punto inferiore B $x=-2.000$ m $y= 2.100$ m

Caratteristiche del terreno

Tipo di terreno : Limosa sabbia

Peso specifico del terreno

$\gamma = 21.00$ kN/m³

Peso specifico del terreno (saturato)

$\gamma_s = 23.00$ kN/m³

Peso specifico dell'acqua

$\gamma_w = 10.00$ kN/m³

Angolo di attrito interno del terreno

$\phi = 25.00^\circ$

Coesione del terreno

$c = 0.005$ N/mm²

Angolo di inclinazione del terreno

$\beta = 7.00^\circ$

Pressione del terreno sulla superficie verticale $\theta = 0.00^\circ$

Angolo di attrito interno tra terreno e muro $\delta = 0.00^\circ$

Carichi sulla superficie del terreno

Carico uniforme permanente $g = 4.00$ kN/m²

Carico uniforme variabile $q = 2.00$ kN/m²

Spinta del terreno secondo la teoria di Coulomb

Angolo del piano di rottura $\rho = 45^\circ + \phi/2 = 55.00$ EQU STR GEO

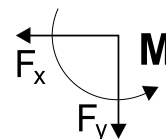
Coefficiente di spinta attiva $K_a = 0.540$ 0.442 0.540

Pressione del terreno $q(y) = q_A + \gamma \cdot y \cdot K_a$

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2\theta \cos(\theta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\theta + \delta) \cos(\theta - \beta)}} \right]^2}$$

Azioni permanenti

| | EQU | STR | GEO |
|---|------------------|--------|-------------------------|
| Pressione del terreno alla sommità ($y=y_A$) | $q_A = 2.16$ | 1.77 | 2.16 kN/m ² |
| Pressione del terreno in basso ($y=y_A + 2.35$ m) | $q_B = 28.76$ | 23.54 | 28.76 kN/m ² |
| Azione del terreno $P_a = \frac{1}{2}(q_A + q_B)H$ | $P_a = 36.27$ | 29.69 | 36.27 kN/m |
| Angolo dell'azione del terreno | $\alpha = 0.00$ | 0.00 | 0.00 ° |
| Azione del terreno in direzione x | $P_{ax} = 36.27$ | 29.69 | 36.27 kN/m |
| Azione del terreno in direzione y | $P_{ay} = 0.00$ | 0.00 | 0.00 kN/m |
| Momento dell'azione alla sommità ($x=0, y=0$) | $M = -45.81$ | -37.50 | -45.81 kNm/m |
| Punto di applicazione dell'azione $x = -2.000$ m, $y = 1.263$ m | | | |



Azioni variabili

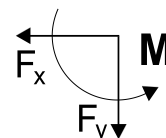
| | EQU | STR | GEO |
|---|-----------------|-------|------------------------|
| Pressione del terreno alla sommità ($y=y_A$) | $q_A = 1.08$ | 0.88 | 1.08 kN/m ² |
| Pressione del terreno in basso ($y=y_A + 2.35$ m) | $q_B = 1.08$ | 0.88 | 1.08 kN/m ² |
| Azione del terreno $P_a = \frac{1}{2}(q_A + q_B)H$ | $P_a = 2.53$ | 2.06 | 2.53 kN/m |
| Angolo dell'azione del terreno | $\alpha = 0.00$ | 0.00 | 0.00 ° |
| Azione del terreno in direzione x | $P_{ax} = 2.53$ | 2.06 | 2.53 kN/m |
| Azione del terreno in direzione y | $P_{ay} = 0.00$ | 0.00 | 0.00 kN/m |
| Momento dell'azione alla sommità ($x=0, y=0$) | $M = -2.35$ | -1.91 | -2.35 kNm/m |
| Punto di applicazione dell'azione $x = -2.000$ m, $y = 0.927$ m | | | |

Azioni e momenti totali

Azioni e momenti nel punto inferiore B ($x=-2.000$ m, $y=2.100$ m)

Azioni permanenti

| | EQU | STR | GEO |
|--|------------------|-------|-------------|
| Azione totale orizzontale del terreno | $F_{sx} = 36.27$ | 29.69 | 36.27 kN/m |
| Azione totale verticale del terreno | $F_{sy} = 0.00$ | 0.00 | 0.00 kN/m |
| Momento totale dell'azione del terreno | $M_s = 30.36$ | 24.85 | 30.36 kNm/m |



Azioni variabili

| | | EQU | STR | GEO |
|--|-----------|------|------|------------|
| Azione totale orizzontale del terreno | $F_{sx}=$ | 2.53 | 2.06 | 2.53 kN/m |
| Azione totale verticale del terreno | $F_{sy}=$ | 0.00 | 0.00 | 0.00 kN/m |
| Momento totale dell'azione del terreno | $M_s =$ | 2.97 | 2.42 | 2.97 kNm/m |

Carico sismico

(DM2008, §7.3, Annessi E)

Coefficiente sismico orizzontale $k_h=1.00 \times 0.06 \times 1.00 / 1.500 = 0.040$

(DM2008 Eq.7.1, T.7.1)

Coefficiente sismico verticale $k_v=0.50 \times 0.040 = 0.020$

(DM2008 Eq.7.1)

Terreno sopra la falda

(DM2008 Annessi E.5)

$\tan(\omega) = k_h / (1 - k_v) = 0.040 / (1 - 0.020) = 0.041$, $\omega = 2.34^\circ$

Metodo Mononobe-Okabe (DM2008 Annex E.4)

per la forza attiva del terreno durante l'azione sismica

Coefficiente di pressione attiva del terreno, $K_e^* = 0.572$

Pressione addizionale del terreno dovuta all'azione sismica

oltre il caso di carico STR $\xi = (K_e^* / K_e - 1) = (0.572 / 0.442 - 1) = 0.294$

$$K_E = \frac{\cos^2(\varphi - \omega - \theta)}{\cos \omega \cos^2 \theta \cos(\delta + \theta + \omega)} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \omega - \beta)}{\cos(\theta + \omega + \delta) \cos(\theta - \beta)}} \right]^2$$

Azione del terreno dovuta all'azione sismica (Azioni permanenti) $F_x = 1.294 \times 29.69 = 38.42$ kN/m

Azione del terreno dovuta all'azione sismica (Azioni variabili) $F_x = 1.294 \times 2.06 = 2.67$ kN/m

1.5.2. Parte di parete da $y=2.100$ m a $y=4.000$ m, $H_s=1.900$ m

Punto superiore A $x=-2.000$ m $y=2.100$ m

Punto inferiore B $x=-2.000$ m $y=4.000$ m

Caratteristiche del terreno

Tipo di terreno : Argilla

Peso specifico del terreno

$\gamma = 20.00$ kN/m³

Peso specifico del terreno (saturato)

$\gamma_s = 21.00$ kN/m³

Peso specifico dell'acqua

$\gamma_w = 10.00$ kN/m³

Angolo di attrito interno del terreno

$\varphi = 20.00^\circ$

Coesione del terreno

$c = 0.020$ N/mm

Angolo di inclinazione del terreno

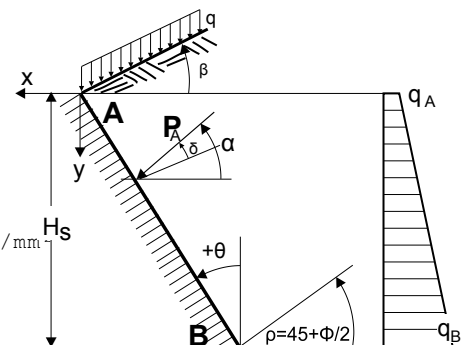
$\beta = 0.00^\circ$

Pressione del terreno sulla superficie verticale

$\theta = 0.00^\circ$

Angolo di attrito interno tra terreno e muro

$\delta = 0.00^\circ$



Carichi sulla superficie del terreno

Carico uniforme permanente $g = 53.26$ kN/m²

Carico uniforme variabile $q = 2.00$ kN/m²

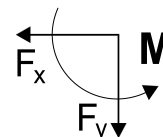
Spinta del terreno secondo la teoria di Coulomb

| | EQU | STR | GEO |
|---|-------|-------|--------|
| Angolo del piano di rottura $\rho = 45^\circ + \varphi/2 =$ | 53.00 | 55.00 | 53.00° |
| Coefficiente di spinta attiva K_a | 0.568 | 0.490 | 0.568 |
| Pressione del terreno $q(y) = q_A + \gamma \cdot y \cdot K_a$ | | | |

$$K_A = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\theta + \delta)} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \theta)}{\cos(\theta + \delta) \cos(\theta - \beta)}} \right]^2$$

Azioni permanenti

| | EQU | STR | GEO |
|---|------------------|---------|-------------------------|
| Pressione del terreno alla sommità ($y=y_A$) | $q_A = 30.25$ | 26.10 | 30.25 kN/m ² |
| Pressione del terreno in basso ($y=y_A + 1.90$ m) | $q_B = 51.83$ | 44.72 | 51.83 kN/m ² |
| Azione del terreno $P_a = \frac{1}{2}(q_A + q_B)H$ | $P_a = 77.98$ | 67.28 | 77.98 kN/m |
| Angolo dell'azione del terreno | $\alpha = 0.00$ | 0.00 | 0.00° |
| Azione del terreno in direzione x | $P_{ax} = 77.98$ | 67.28 | 77.98 kN/m |
| Azione del terreno in direzione y | $P_{ay} = 0.00$ | 0.00 | 0.00 kN/m |
| Momento dell'azione alla sommità ($x=0, y=0$) | $M = -244.31$ | -210.79 | -244.31 kNm/m |
| Punto di applicazione dell'azione $x = -2.000$ m, $y = 3.133$ m | | | |



Azioni variabili

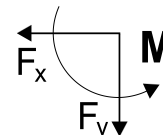
| | | EQU | STR | GEO |
|---|------------|-------|-------|------------------------|
| Pressione del terreno alla sommità ($y=y_A$) | $q_A=$ | 1.14 | 0.98 | 1.14 kN/m ² |
| Pressione del terreno in basso ($y=y_A+1.90$ m) | $q_B=$ | 1.14 | 0.98 | 1.14 kN/m ² |
| Azione del terreno $P_a=\frac{1}{2}(q_A+q_B)H$ | $P_a=$ | 2.17 | 1.86 | 2.17 kN/m |
| Angolo dell'azione del terreno | $\alpha =$ | 0.00 | 0.00 | 0.00 ° |
| Azione del terreno in direzione x | $P_{ax}=$ | 2.17 | 1.86 | 2.17 kN/m |
| Azione del terreno in direzione y | $P_{ay}=$ | 0.00 | 0.00 | 0.00 kN/m |
| Momento dell'azione alla sommità ($x=0, y=0$) | $M =$ | -6.62 | -5.67 | -6.62 kNm/m |
| Punto di applicazione dell'azione $x= -2.000$ m, $y= 3.050$ m | | | | |

Azioni e momenti totali

Azioni e momenti nel punto inferiore B ($x=-2.000$ m, $y=4.000$ m)

Azioni permanenti

| | EQU | STR | GEO |
|--|-----------------|--------|--------------|
| Azione totale orizzontale del terreno | $F_{sx}=114.25$ | 96.97 | 114.25 kN/m |
| Azione totale verticale del terreno | $F_{sy}= 0.00$ | 0.00 | 0.00 kN/m |
| Momento totale dell'azione del terreno | $M_s =166.88$ | 139.59 | 166.88 kNm/m |



Azioni variabili

| | EQU | STR | GEO |
|--|----------------|------|------------|
| Azione totale orizzontale del terreno | $F_{sx}= 4.70$ | 3.92 | 4.70 kN/m |
| Azione totale verticale del terreno | $F_{sy}= 0.00$ | 0.00 | 0.00 kN/m |
| Momento totale dell'azione del terreno | $M_s = 9.84$ | 8.10 | 9.84 kNm/m |

Carico sismico

(DM2008, §7.3, Annessi E)

Coefficiente sismico orizzontale $k_h=1.00 \times 0.06 \times 1.00 / 1.500 = 0.040$ (DM2008 Eq.7.1, T.7.1)
 Coefficiente sismico verticale $k_v=0.50 \times 0.040 = 0.020$ (DM2008 Eq.7.1)
 Terreno sopra la falda (DM2008 Annessi E.5)
 $\tan(\omega) = k_h / (1 - k_v) = 0.040 / (1 - 0.020) = 0.041$, $\omega = 2.34^\circ$

Metodo Mononobe-Okabe (DM2008 Annex E.4)

per la forza attiva del terreno durante l'azione sismica

Coefficiente di pressione attiva del terreno, $K_e^* = 0.594$

Pressione addizionale del terreno dovuta all'azione sismica

oltre il caso di carico STR $\xi = (K_e^* / K_e - 1) = (0.594 / 0.490 - 1) = 0.212$

$$K_E = \frac{\cos^2(\varphi - \omega - \theta)}{\cos \omega \cos^2 \theta \cos(\delta + \theta + \omega)} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \omega - \beta)}{\cos(\theta + \omega + \delta) \cos(\theta - \beta)}} \right]^2$$

Azione del terreno dovuta all'azione sismica (Azioni permanenti) $F_x = 1.212 \times 67.28 = 81.54$ kN/m

Azione del terreno dovuta all'azione sismica (Azioni variabili) $F_x = 1.212 \times 1.86 = 2.25$ kN/m

1.6. Calcolo della spinta passiva del terreno (teoria di Rankine)

1.6.1. Parte di parete da $y=3.200$ m a $y=4.000$ m, $H_s=0.800$ m

Punto superiore A $x= 1.500$ m $y= 3.200$ m

Punto inferiore B $x= 1.500$ m $y= 4.000$ m

Caratteristiche del terreno

Tipo di terreno : Ghiaia fina

Peso specifico del terreno

$\gamma = 16.00$ kN/m³

Peso specifico del terreno (saturato)

$\gamma_s = 20.00$ kN/m³

Peso specifico dell'acqua

$\gamma_w = 10.00$ kN/m³

Angolo di attrito interno del terreno

$\varphi = 35.00^\circ$

Coesione del terreno

$c = 0.000$ N/mm²

Angolo di inclinazione del terreno

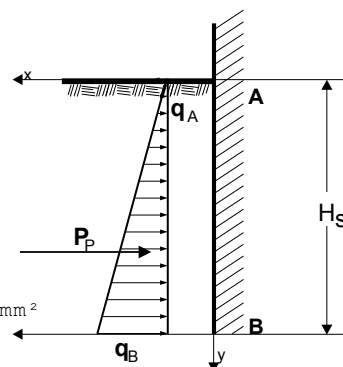
$\beta = 0.00^\circ$

Pressione del terreno sulla superficie verticale

$\theta = 0.00^\circ$

Angolo di attrito interno tra terreno e muro

$\delta = 0.00^\circ$



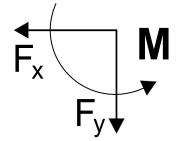
Spinta del terreno secondo la teoria di Coulomb

Angolo del piano di rottura $\rho=45^\circ-\varphi/2=31.00$ EQU STR GEO
 Coefficiente di spinta passiva $K_p = 2.770$ 3.690 2.770
 Pressione del terreno $q(y)=q_A+\gamma \cdot y \cdot K_p$

$$K_p = \frac{\cos^2(\varphi+\theta)}{\cos^2\theta \cos(\theta-\delta)} \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta)\sin(\varphi+\beta)}{\cos(\theta-\delta)\cos(\theta-\beta)}} \right]^2$$

Azioni permanenti

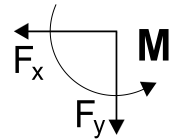
Pressione del terreno alla sommità ($y=y_A$) $q_A = 0.00$ EQU STR GEO 0.00 kN/m^2
 Pressione del terreno in basso ($y=y_A+0.80\text{m}$) $q_B = -35.46$ -47.23 -35.46 kN/m^2
 Azione del terreno $P_a = \frac{1}{2}(q_A+q_B)H$ $P_p = 14.18$ 18.89 14.18 kN/m
 Angolo dell'azione del terreno $\alpha = 0.00$ 0.00 0.00 $^\circ$
 Azione del terreno in direzione x $P_{px} = -14.18$ -18.89 -14.18 kN/m
 Azione del terreno in direzione y $P_{py} = 0.00$ 0.00 0.00 kN/m
 Momento dell'azione alla sommità ($x=0, y=0$) $M = 52.93$ 70.52 52.93 kNm/m
 Punto di applicazione dell'azione $x = 1.500 \text{ m}$, $y = 3.733 \text{ m}$

**Azioni e momenti totali**

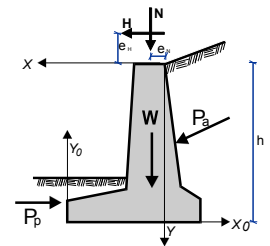
Azioni e momenti nel punto inferiore B ($x=1.500 \text{ m}$, $y=4.000 \text{ m}$)

Azioni permanenti

Azione totale orizzontale del terreno $F_{sx} = -14.18$ -18.89 -14.18 kN/m
 Azione totale verticale del terreno $F_{sy} = 0.00$ 0.00 0.00 kN/m
 Momento totale dell'azione del terreno $M_s = -3.79$ -5.04 -3.79 kNm/m

**1.7. Verifiche di stabilità del muro (EQU)****1.7.1. Forze (agenti e resistenti) sulla parete (EQU)**

| Azione | y1 - y2 | Fx [kN/m] | Fy [kN/m] | x [m] | y [m] |
|--------------------------------|-------------|--------------|--------------|----------|----------|
| Spinta attiva del terreno Pa | -0.25- 2.10 | 36.27 | 0.00 | -2.000 | 1.263 |
| Sovracc. riempimen. accid. Pq | -0.25- 2.10 | 2.53 | 0.00 | -2.000 | 0.927 |
| Spinta attiva del terreno Pa | 2.10- 4.00 | 77.98 | 0.00 | -2.000 | 3.133 |
| Sovracc. riempimen. accid. Pq | 2.10- 4.00 | 2.17 | 0.00 | -2.000 | 3.050 |
| Spinta passiva del terreno Pp | 3.20- 4.00 | -14.18 | 0.00 | 1.500 | 3.733 |
| Peso del muro W | | 0.00 | 77.13 | -0.019 | 2.907 |
| Peso del riempimento Ws | | 0.00 | 150.36 | -1.035 | 1.679 |
| Sovracc. Riempim. perm. Wsg | | 0.00 | 8.00 | -1.035 | 0.000 |
| Sovracc. Riempim. var. Wsq | | 0.00 | 4.00 | -1.035 | 0.000 |
| Carico vert. sommit. perm. Ng | | 0.00 | 20.00 | 0.125 | 0.000 |
| Carico vert. sommit. var. Nq | | 0.00 | 10.00 | 0.125 | 0.000 |
| Carico orizz. sommit. perm. Hg | | 10.00 | 0.00 | 0.150 | -0.100 |
| Carico orizz. sommit. var. Hq | | 5.00 | 0.00 | 0.150 | -0.100 |

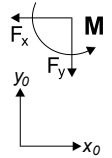


1.7.2. Verifica della capacità portante del terreno (EQU)

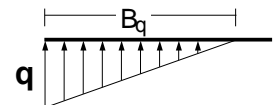
(EC7 EN1997-1-1:2004, §6.5.2)

Verifica per $0.90 \times (\text{peso proprio} + \text{carichi verticali perm.}) + 0.00 \times (\text{carichi vert. variab.})$

| Azione | (γ) | y1 - y2 | Fx | Fy | xo | yo | M | |
|-----------------------------|--------------|---------|--------|--------|--------|-------|-------|---------|
| | | | | [kN/m] | [kN/m] | [m] | [m] | [kNm/m] |
| Spinta attiva del terreno | Pax1.10 | -0.25- | 2.10 | 39.90 | 0.00 | 3.500 | 2.737 | 109.20 |
| Sovracc. riempimen. accid. | Pqx1.50 | -0.25- | 2.10 | 3.80 | 0.00 | 3.500 | 3.073 | 11.66 |
| Spinta attiva del terreno | Pax1.10 | 2.10- | 4.00 | 85.78 | 0.00 | 3.500 | 0.867 | 74.37 |
| Sovracc. riempimen. accid. | Pqx1.50 | 2.10- | 4.00 | 3.26 | 0.00 | 3.500 | 0.950 | 3.09 |
| Peso del muro | W x0.90 | | | 0.00 | 69.41 | 1.519 | 1.093 | -105.43 |
| Peso del riempimento | Wsx0.90 | | | 0.00 | 135.32 | 2.535 | 2.321 | -343.04 |
| Sovracc. Riempim. perm. | Wsgx0.90 | | | 0.00 | 7.20 | 2.535 | 4.000 | -18.25 |
| Carico vert. sommit. perm. | Ngx0.90 | | | 0.00 | 18.00 | 1.375 | 4.000 | -24.75 |
| Carico orizz. sommit. perm. | Hgx1.10 | | | 11.00 | 0.00 | 1.350 | 4.100 | 45.10 |
| Carico orizz. sommit. var. | Hqx1.50 | | | 7.50 | 0.00 | 1.350 | 4.100 | 30.75 |
| | | | Somma= | 229.93 | | | | -217.30 |



Somma delle forze verticali = 229.93 kN/m
 Somma dei momenti sulla fondazione a valle = -217.30 kNm/m
 Somma dei momenti a metà della base = 185.08 kNm/m
 Eccentricità $ec = 185.08 / 229.93 = 0.805\text{m}$, $ec > 3.500 / 6 = 0.583\text{m}$
 Pressione sul terreno $q = 0.162\text{ N/mm}^2$ $Bq = 2.835\text{ m}$
 Fondazione effettiva $L = 3.500 - 2 \times 0.805 = 1.890\text{ m}$
 Portata del terreno $Rd = L \cdot qu / \gamma M = 1.890 \times (1000 \times 0.50) / 1.40 = 675.00\text{ kN/m}$
 Verifica della portata $Vd = 229.93 < Rd = 675.00\text{ kN/m}$, La verifica è soddisfatta (EC7 Eq.2.2, Eq.6.1)

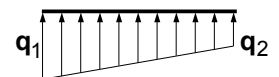


(EC7 Annessi D)

Verifica per $1.10 \times (\text{peso proprio} + \text{carichi verticali perm.}) + 1.50 \times (\text{carichi vert. variab.})$

| Azione | (γ) | y1 - y2 | Fx | Fy | xo | yo | M | |
|-----------------------------|--------------|---------|--------|--------|--------|-------|-------|---------|
| | | | | [kN/m] | [kN/m] | [m] | [m] | [kNm/m] |
| Spinta attiva del terreno | Pax1.10 | -0.25- | 2.10 | 39.90 | 0.00 | 3.500 | 2.737 | 109.20 |
| Sovracc. riempimen. accid. | Pqx1.50 | -0.25- | 2.10 | 3.80 | 0.00 | 3.500 | 3.073 | 11.66 |
| Spinta attiva del terreno | Pax1.10 | 2.10- | 4.00 | 85.78 | 0.00 | 3.500 | 0.867 | 74.37 |
| Sovracc. riempimen. accid. | Pqx1.50 | 2.10- | 4.00 | 3.26 | 0.00 | 3.500 | 0.950 | 3.09 |
| Peso del muro | W x1.10 | | | 0.00 | 84.83 | 1.519 | 1.093 | -128.87 |
| Peso del riempimento | Wsx1.10 | | | 0.00 | 165.40 | 2.535 | 2.321 | -419.28 |
| Sovracc. Riempim. perm. | Wsgx0.90 | | | 0.00 | 7.20 | 2.535 | 4.000 | -18.25 |
| Sovracc. Riempim. var. | Wsqx1.50 | | | 0.00 | 6.00 | 2.535 | 4.000 | -15.21 |
| Carico vert. sommit. perm. | Ngx1.10 | | | 0.00 | 22.00 | 1.375 | 4.000 | -30.25 |
| Carico vert. sommit. var. | Nqx1.50 | | | 0.00 | 15.00 | 1.375 | 4.000 | -20.62 |
| Carico orizz. sommit. perm. | Hgx1.10 | | | 11.00 | 0.00 | 1.350 | 4.100 | 45.10 |
| Carico orizz. sommit. var. | Hqx1.50 | | | 7.50 | 0.00 | 1.350 | 4.100 | 30.75 |
| | | | Somma= | 300.43 | | | | -358.31 |

Somma delle forze verticali = 300.43 kN/m
 Somma dei momenti sulla fondazione a valle = -358.31 kNm/m
 Somma dei momenti a metà della base = 167.44 kNm/m
 Eccentricità $ec = 167.44 / 300.43 = 0.557\text{m}$, $ec \leq 3.500 / 6 = 0.583\text{m}$
 Pressione sul terreno $q1 = 0.168\text{ N/mm}^2$ $q2 = 0.004\text{ N/mm}^2$
 Fondazione effettiva $L = 3.500 - 2 \times 0.557 = 2.385\text{ m}$
 Portata del terreno $Rd = L \cdot qu / \gamma M = 2.385 \times (1000 \times 0.50) / 1.40 = 851.79\text{ kN/m}$
 Verifica della portata $Vd = 300.43 < Rd = 851.79\text{ kN/m}$, La verifica è soddisfatta (EC7 Eq.2.2, Eq.6.1)



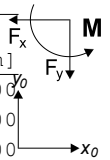
(EC7 Annessi D)

1.7.3. Verifica di rottura dovuta al ribaltamento (EQU)

(EC7 EN1997-1-1:2004, §9.7.4)

Ribaltamento rispetto alla fondazione a valle ($x_0=0, y_0=0$) ($x=1.500, y=4.000$ m)

| Azione | (γ) | y1 - y2 | Fx | Fy | x0 | y0 | Mo+ | Mo- | |
|-----------------------------|----------|-------------|------|--------|--------|-------|-------|---------|---------|
| | | | | [kN/m] | [kN/m] | [m] | [m] | [kNm/m] | [kNm/m] |
| Spinta attiva del terreno | Pax1.10 | -0.25- 2.10 | 2.10 | 39.90 | 0.00 | 3.500 | 2.737 | 109.20 | 0.00 |
| Sovracc. riempimen. accid. | Pqx1.50 | -0.25- 2.10 | 2.10 | 3.80 | 0.00 | 3.500 | 3.073 | 11.66 | 0.00 |
| Spinta attiva del terreno | Pax1.10 | 2.10- 4.00 | 4.00 | 85.78 | 0.00 | 3.500 | 0.867 | 74.37 | 0.00 |
| Sovracc. riempimen. accid. | Pqx1.50 | 2.10- 4.00 | 4.00 | 3.26 | 0.00 | 3.500 | 0.950 | 3.09 | 0.00 |
| Peso del muro | W x0.90 | | | 0.00 | 69.41 | 1.519 | 1.093 | 0.00 | 105.43 |
| Peso del riempimento | Wsx0.90 | | | 0.00 | 135.32 | 2.535 | 2.321 | 0.00 | 343.04 |
| Sovracc. Riempim. perm. | Wsgx0.90 | | | 0.00 | 7.20 | 2.535 | 4.000 | 0.00 | 18.25 |
| Carico vert. sommit. perm. | Ngx0.90 | | | 0.00 | 18.00 | 1.375 | 4.000 | 0.00 | 24.75 |
| Carico orizz. sommit. perm. | Hgx1.10 | | | 11.00 | 0.00 | 1.350 | 4.100 | 45.10 | 0.00 |
| Carico orizz. sommit. var. | Hqx1.50 | | | 7.50 | 0.00 | 1.350 | 4.100 | 30.75 | 0.00 |
| Somma= | | | | | | | | 274.17 | 491.47 |



Somma dei momenti ribaltanti = 274.17 kNm/m

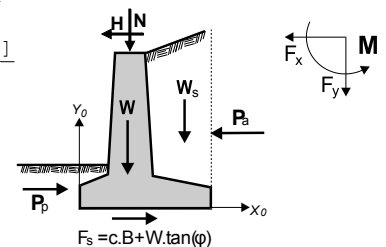
Somma dei momenti stabilizzanti = 491.47 kNm/m

Verifica del ribaltamento $M_{ed}=274.17 < M_{rd}=491.47$ kNm/m, La verifica è soddisfatta

1.7.4. Verifica di rottura rispetto allo scorrimento (EQU)

(EC7 EN1997-1-1:2004, §9.7.3, §6.5.3)

| Azione | (γ) | y1 - y2 | Fx+ | Fx- | Fy |
|-----------------------------|----------|-------------|--------|--------|--------|
| | | | [kN/m] | [kN/m] | [kN/m] |
| Spinta attiva del terreno | Pax1.10 | -0.25- 2.10 | 39.90 | 0.00 | 0.00 |
| Sovracc. riempimen. accid. | Pqx1.50 | -0.25- 2.10 | 3.80 | 0.00 | 0.00 |
| Spinta attiva del terreno | Pax1.10 | 2.10- 4.00 | 85.78 | 0.00 | 0.00 |
| Sovracc. riempimen. accid. | Pqx1.50 | 2.10- 4.00 | 3.26 | 0.00 | 0.00 |
| Spinta passiva del terreno | Ppx0.90 | 3.20- 4.00 | 0.00 | 12.76 | 0.00 |
| Peso del muro | W x0.90 | | 0.00 | 0.00 | 69.41 |
| Peso del riempimento | Wsx0.90 | | 0.00 | 0.00 | 135.32 |
| Sovracc. Riempim. perm. | Wsgx0.90 | | 0.00 | 0.00 | 7.20 |
| Carico vert. sommit. perm. | Ngx0.90 | | 0.00 | 0.00 | 18.00 |
| Carico orizz. sommit. perm. | Hgx1.10 | | 11.00 | 0.00 | 0.00 |
| Carico orizz. sommit. var. | Hqx1.50 | | 7.50 | 0.00 | 0.00 |
| Somma= | | | 151.24 | 12.76 | 229.93 |



Attrito del terreno $R_d = V_d \cdot \tan \phi / \gamma M = 229.93 \times \tan(45.00^\circ) / 1.25 = 183.94$ kN/m

(le forze resistenti dovute alla coesione sono ignorate)

(EC7 §6.5.3. 10)

Somma delle forze agenti = 151.24 kN/m

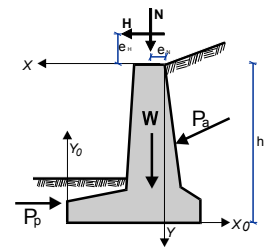
Somma delle forze resistenti $(12.76 + 183.94) = 196.70$ kN/m

Verifica della resistenza allo scorrimento $H_d = 151.24 < R_d = 196.70$ kN/m, La verifica è soddisfatta

1.8. Verifiche di stabilità del muro (STR)

1.8.1. Forze (agenti e resistenti) sulla parete (STR)

| Azione | | y1 - y2 | Fx [kN/m] | Fy [kN/m] | x [m] | y [m] |
|-----------------------------|-----|-------------|--------------|--------------|----------|----------|
| Spinta attiva del terreno | Pa | -0.25- 2.10 | 29.69 | 0.00 | -2.000 | 1.263 |
| Sovracc. riempimen. accid. | Pq | -0.25- 2.10 | 2.06 | 0.00 | -2.000 | 0.927 |
| Spinta attiva del terreno | Pa | 2.10- 4.00 | 67.28 | 0.00 | -2.000 | 3.133 |
| Sovracc. riempimen. accid. | Pq | 2.10- 4.00 | 1.86 | 0.00 | -2.000 | 3.050 |
| Spinta passiva del terreno | Pp | 3.20- 4.00 | -18.89 | 0.00 | 1.500 | 3.733 |
| Peso del muro | W | | 0.00 | 77.13 | -0.019 | 2.907 |
| Peso del riempimento | Ws | | 0.00 | 150.36 | -1.035 | 1.679 |
| Sovracc. Riempim. perm. | Wsg | | 0.00 | 8.00 | -1.035 | 0.000 |
| Sovracc. Riempim. var. | Wsq | | 0.00 | 4.00 | -1.035 | 0.000 |
| Carico vert. sommit. perm. | Ng | | 0.00 | 20.00 | 0.125 | 0.000 |
| Carico vert. sommit. var. | Nq | | 0.00 | 10.00 | 0.125 | 0.000 |
| Carico orizz. sommit. perm. | Hg | | 10.00 | 0.00 | 0.150 | -0.100 |
| Carico orizz. sommit. var. | Hq | | 5.00 | 0.00 | 0.150 | -0.100 |

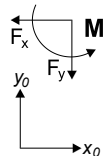


1.8.2. Verifica della capacità portante del terreno (STR)

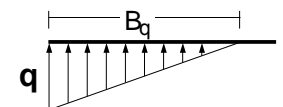
(EC7 EN1997-1-1:2004, §6.5.2)

Verifica per $1.00 \times (\text{peso proprio} + \text{carichi verticali perm.}) + 0.00 \times (\text{carichi vert. variab.})$

| Azione | (γ) | y1 - y2 | Fx | Fy [kN/m] | xo [m] | yo [m] | M [kNm/m] |
|-----------------------------|----------|-------------|--------|--------------|-----------|-----------|--------------|
| Spinta attiva del terreno | Pax1.30 | -0.25- 2.10 | 38.60 | 0.00 | 3.500 | 2.737 | 105.64 |
| Sovracc. riempimen. accid. | Pqx1.50 | -0.25- 2.10 | 3.09 | 0.00 | 3.500 | 3.073 | 9.50 |
| Spinta attiva del terreno | Pax1.30 | 2.10- 4.00 | 87.46 | 0.00 | 3.500 | 0.867 | 75.83 |
| Sovracc. riempimen. accid. | Pqx1.50 | 2.10- 4.00 | 2.79 | 0.00 | 3.500 | 0.950 | 2.66 |
| Peso del muro | W x1.00 | | 0.00 | 77.12 | 1.519 | 1.093 | -117.15 |
| Peso del riempimento | Wsx1.00 | | 0.00 | 150.36 | 2.535 | 2.321 | -381.16 |
| Sovracc. Riempim. perm. | Wsgx1.00 | | 0.00 | 8.00 | 2.535 | 4.000 | -20.28 |
| Carico vert. sommit. perm. | Ngx1.00 | | 0.00 | 20.00 | 1.375 | 4.000 | -27.50 |
| Carico orizz. sommit. perm. | Hgx1.30 | | 13.00 | 0.00 | 1.350 | 4.100 | 53.30 |
| Carico orizz. sommit. var. | Hqgx1.50 | | 7.50 | 0.00 | 1.350 | 4.100 | 30.75 |
| | | | Somma= | 255.48 | | | -268.41 |



Somma delle forze verticali = 255.48 kN/m
 Somma dei momenti sulla fondazione a valle = -268.41 kNm/m
 Somma dei momenti a metà della base = 178.68 kNm/m
 Eccentricità $ec = 178.68 / 255.48 = 0.699m$, $ec > 3.500 / 6 = 0.583m$
 Pressione sul terreno $q = 0.162 \text{ N/mm}^2$ $Bq = 3.152 \text{ m}$
 Fondazione effettiva $L = 3.500 - 2 \times 0.699 = 2.101 \text{ m}$
 Portata del terreno $Rd = L \cdot qu / \gamma M = 2.101 \times (1000 \times 0.50) / 1.00 = 1050.50 \text{ kN/m}$
 Verifica della portata $Vd = 255.48 < Rd = 1050.50 \text{ kN/m}$, La verifica è soddisfatta (EC7 Eq.2.2, Eq.6.



(EC7 Annessi D)

Verifica per $1.30 \times (\text{peso proprio} + \text{carichi verticali perm.}) + 1.50 \times (\text{carichi vert. variab.})$

| Azione | (γ) | y1 - y2 | Fx | Fy | xo | yo | M | |
|-----------------------------|----------|---------|--------|--------|--------|-------|-------|---------|
| | | | | [kN/m] | [kN/m] | [m] | [m] | [kNm/m] |
| Spinta attiva del terreno | Pax1.30 | -0.25- | 2.10 | 38.60 | 0.00 | 3.500 | 2.737 | 105.64 |
| Sovracc. riempimen. accid. | Pqx1.50 | -0.25- | 2.10 | 3.09 | 0.00 | 3.500 | 3.073 | 9.50 |
| Spinta attiva del terreno | Pax1.30 | 2.10- | 4.00 | 87.46 | 0.00 | 3.500 | 0.867 | 75.83 |
| Sovracc. riempimen. accid. | Pqx1.50 | 2.10- | 4.00 | 2.79 | 0.00 | 3.500 | 0.950 | 2.66 |
| Peso del muro | W x1.30 | | | 0.00 | 100.26 | 1.519 | 1.093 | -152.29 |
| Peso del riempimento | Wsx1.30 | | | 0.00 | 195.47 | 2.535 | 2.321 | -495.51 |
| Sovracc. Riempim. perm. | Wsgx1.00 | | | 0.00 | 8.00 | 2.535 | 4.000 | -20.28 |
| Sovracc. Riempim. var. | Wsqx1.50 | | | 0.00 | 6.00 | 2.535 | 4.000 | -15.21 |
| Carico vert. sommit. perm. | Ngx1.30 | | | 0.00 | 26.00 | 1.375 | 4.000 | -35.75 |
| Carico vert. sommit. var. | Nqx1.50 | | | 0.00 | 15.00 | 1.375 | 4.000 | -20.62 |
| Carico orizz. sommit. perm. | Hgx1.30 | | | 13.00 | 0.00 | 1.350 | 4.100 | 53.30 |
| Carico orizz. sommit. var. | Hqx1.50 | | | 7.50 | 0.00 | 1.350 | 4.100 | 30.75 |
| | | | Somma= | | 350.73 | | | -461.98 |

Somma delle forze verticali = 350.73 kN/m

Somma dei momenti sulla fondazione a valle = -461.98 kNm/m

Somma dei momenti a metà della base = 151.80 kNm/m

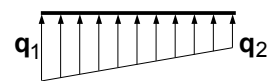
Eccentricità $ec = 151.80 / 350.73 = 0.433\text{m}$, $ec \leq 3.500 / 6 = 0.583\text{m}$

Pressione sul terreno $q_1 = 0.175 \text{ N/mm}^2$ $q_2 = 0.026 \text{ N/mm}^2$

Fondazione effettiva $L = 3.500 - 2 \times 0.433 = 2.634 \text{ m}$

Portata del terreno $R_d = L \cdot q_u / \gamma_M = 2.634 \times (1000 \times 0.50) / 1.00 = 1317.00 \text{ kN/m}$

Verifica della portata $V_d = 350.73 < R_d = 1317.00 \text{ kN/m}$, La verifica è soddisfatta (EC7 Eq.2.2, Eq.6.



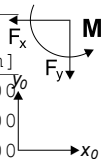
(EC7 Annessi D)

1.8.3. Verifica di rottura dovuta al ribaltamento (STR)

(EC7 EN1997-1-1:2004, §9.7.4)

Ribaltamento rispetto alla fondazione a valle ($x_o = 0, y_o = 0$) ($x = 1.500, y = 4.000 \text{ m}$)

| Azione | (γ) | y1 - y2 | Fx | Fy | xo | yo | Mo+ | Mo- | |
|-----------------------------|----------|---------|--------|--------|--------|-------|-------|---------|---------|
| | | | | [kN/m] | [kN/m] | [m] | [m] | [kNm/m] | [kNm/m] |
| Spinta attiva del terreno | Pax1.30 | -0.25- | 2.10 | 38.60 | 0.00 | 3.500 | 2.737 | 105.64 | 0.00 |
| Sovracc. riempimen. accid. | Pqx1.50 | -0.25- | 2.10 | 3.09 | 0.00 | 3.500 | 3.073 | 9.50 | 0.00 |
| Spinta attiva del terreno | Pax1.30 | 2.10- | 4.00 | 87.46 | 0.00 | 3.500 | 0.867 | 75.83 | 0.00 |
| Sovracc. riempimen. accid. | Pqx1.50 | 2.10- | 4.00 | 2.79 | 0.00 | 3.500 | 0.950 | 2.66 | 0.00 |
| Peso del muro | W x1.00 | | | 0.00 | 77.12 | 1.519 | 1.093 | 0.00 | 117.15 |
| Peso del riempimento | Wsx1.00 | | | 0.00 | 150.36 | 2.535 | 2.321 | 0.00 | 381.16 |
| Sovracc. Riempim. perm. | Wsgx1.00 | | | 0.00 | 8.00 | 2.535 | 4.000 | 0.00 | 20.28 |
| Carico vert. sommit. perm. | Ngx1.00 | | | 0.00 | 20.00 | 1.375 | 4.000 | 0.00 | 27.50 |
| Carico orizz. sommit. perm. | Hgx1.30 | | | 13.00 | 0.00 | 1.350 | 4.100 | 53.30 | 0.00 |
| Carico orizz. sommit. var. | Hqx1.50 | | | 7.50 | 0.00 | 1.350 | 4.100 | 30.75 | 0.00 |
| | | | Somma= | | | | | 277.68 | 546.09 |



Somma dei momenti ribaltanti = 277.68 kNm/m

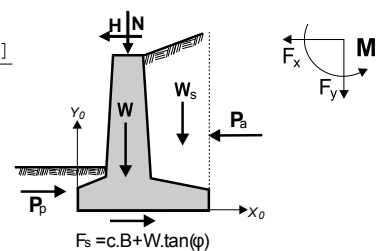
Somma dei momenti stabilizzanti = 546.09 kNm/m

Verifica del ribaltamento $Med = 277.68 < Mrd = 546.09 \text{ kNm/m}$, La verifica è soddisfatta

1.8.4. Verifica di rottura rispetto allo scorrimento (STR)

(EC7 EN1997-1-1:2004, §9.7.3, §6.5.3)

| Azione | (γ) | y1 - y2 | Fx+ | Fx- | Fy | |
|-----------------------------|----------|---------|--------|--------|--------|--------|
| | | | [kN/m] | [kN/m] | [kN/m] | [kN/m] |
| Spinta attiva del terreno | Pax1.30 | -0.25- | 2.10 | 38.60 | 0.00 | 0.00 |
| Sovracc. riempimen. accid. | Pqx1.50 | -0.25- | 2.10 | 3.09 | 0.00 | 0.00 |
| Spinta attiva del terreno | Pax1.30 | 2.10- | 4.00 | 87.46 | 0.00 | 0.00 |
| Sovracc. riempimen. accid. | Pqx1.50 | 2.10- | 4.00 | 2.79 | 0.00 | 0.00 |
| Spinta passiva del terreno | Ppx1.00 | 3.20- | 4.00 | 0.00 | 18.89 | 0.00 |
| Peso del muro | W x1.00 | | | 0.00 | 0.00 | 77.12 |
| Peso del riempimento | Wsx1.00 | | | 0.00 | 0.00 | 150.36 |
| Sovracc. Riempim. perm. | Wsgx1.00 | | | 0.00 | 0.00 | 8.00 |
| Carico vert. sommit. perm. | Ngx1.00 | | | 0.00 | 0.00 | 20.00 |
| Carico orizz. sommit. perm. | Hgx1.30 | | | 13.00 | 0.00 | 0.00 |
| Carico orizz. sommit. var. | Hqx1.50 | | | 7.50 | 0.00 | 0.00 |
| | | | Somma= | 152.44 | 18.89 | 255.48 |



Attrito del terreno $R_d = V_d \cdot \tan \phi / \gamma M = 255.48 \tan(45.00^\circ) / 1.00 = 255.48 \text{ kN/m}$

(le forze resistenti dovute alla coesione sono ignorate)

(EC7 §6.5.3. 10)

Somma delle forze agenti = 152.44 kN/m

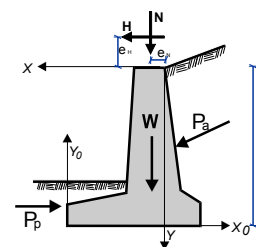
Somma delle forze resistenti (18.89+255.48) = 274.37 kN/m

Verifica della resistenza allo scorrimento $H_d = 152.44 < R_d = 274.37 \text{ kN/m}$, La verifica è soddisfatta

1.9. Verifiche di stabilità del muro (GEO)

1.9.1. Forze (agenti e resistenti) sulla parete (GEO)

| Azione | y1 - y2 | Fx [kN/m] | Fy [kN/m] | x [m] | y [m] |
|-----------------------------|----------------|--------------|--------------|----------|----------|
| Spinta attiva del terreno | Pa -0.25- 2.10 | 36.27 | 0.00 | -2.000 | 1.263 |
| Sovracc. riempimen. accid. | Pq -0.25- 2.10 | 2.53 | 0.00 | -2.000 | 0.927 |
| Spinta attiva del terreno | Pa 2.10- 4.00 | 77.98 | 0.00 | -2.000 | 3.133 |
| Sovracc. riempimen. accid. | Pq 2.10- 4.00 | 2.17 | 0.00 | -2.000 | 3.050 |
| Spinta passiva del terreno | Pp 3.20- 4.00 | -14.18 | 0.00 | 1.500 | 3.733 |
| Peso del muro | W | 0.00 | 77.13 | -0.019 | 2.907 |
| Peso del riempimento | Ws | 0.00 | 150.36 | -1.035 | 1.679 |
| Sovracc. Riempim. perm. | Wsg | 0.00 | 8.00 | -1.035 | 0.000 |
| Sovracc. Riempim. var. | Wsq | 0.00 | 4.00 | -1.035 | 0.000 |
| Carico vert. sommit. perm. | Ng | 0.00 | 20.00 | 0.125 | 0.000 |
| Carico vert. sommit. var. | Nq | 0.00 | 10.00 | 0.125 | 0.000 |
| Carico orizz. sommit. perm. | Hg | 10.00 | 0.00 | 0.150 | -0.100 |
| Carico orizz. sommit. var. | Hq | 5.00 | 0.00 | 0.150 | -0.100 |

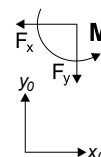


1.9.2. Verifica della capacità portante del terreno (GEO)

(EC7 EN1997-1-1:2004, §6.5.2)

Verifica per $1.00 \times (\text{peso proprio} + \text{carichi verticali perm.}) + 0.00 \times (\text{carichi vert. variab.})$

| Azione | (γ) | y1 - y2 | Fx | Fy | xo | yo | M | |
|-----------------------------|----------|-------------|-------|---------|---------|-------|-------|----------|
| | | | | [kN/m] | [kN/m] | [m] | [m] | [kNm/m] |
| Spinta attiva del terreno | Pax1.00 | -0.25- 2.10 | 36.27 | | 0.00 | 3.500 | 2.737 | 99.27 |
| Sovracc. riempimen. accid. | Pqx1.30 | -0.25- 2.10 | 3.29 | | 0.00 | 3.500 | 3.073 | 10.10 |
| Spinta attiva del terreno | Pax1.00 | 2.10- 4.00 | 77.98 | | 0.00 | 3.500 | 0.867 | 67.61 |
| Sovracc. riempimen. accid. | Pqx1.30 | 2.10- 4.00 | 2.82 | | 0.00 | 3.500 | 0.950 | 2.68 |
| Peso del muro | W x1.00 | | 0.00 | | 77.12 | 1.519 | 1.093 | -117.15 |
| Peso del riempimento | Wsx1.00 | | 0.00 | | 150.36 | 2.535 | 2.321 | -381.16 |
| Sovracc. Riempim. perm. | Wsgx1.00 | | 0.00 | | 8.00 | 2.535 | 4.000 | -20.28 |
| Carico vert. sommit. perm. | Ngx1.00 | | 0.00 | | 20.00 | 1.375 | 4.000 | -27.50 |
| Carico orizz. sommit. perm. | Hgx1.00 | | 10.00 | | 0.00 | 1.350 | 4.100 | 41.00 |
| Carico orizz. sommit. var. | Hqxl.30 | | 6.50 | | 0.00 | 1.350 | 4.100 | 26.65 |
| Somma= | | | | 255.48 | | | | -298.78 |



Somma delle forze verticali = 255.48 kN/m

Somma dei momenti sulla fondazione a valle = -298.78 kNm/m

Somma dei momenti a metà della base = 148.31 kNm/m

Eccentricità $ec = 148.31 / 255.48 = 0.581 \text{ m}$, $ec \leq 3.500 / 6 = 0.583 \text{ m}$

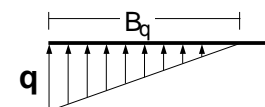
Pressione sul terreno $q_1 = 0.146 \text{ N/mm}^2$ $q_2 = 0.000 \text{ N/mm}^2$

Fondazione effettiva $L = 3.500 - 2 \times 0.581 = 2.339 \text{ m}$

(EC7 Annessi D)

Portata del terreno $R_d = L \cdot q_u / \gamma M = 2.339 \times (1000 \times 0.50) / 1.40 = 835.36 \text{ kN/m}$

Verifica della portata $V_d = 255.48 < R_d = 835.36 \text{ kN/m}$, La verifica è soddisfatta (EC7 Eq.2.2, Eq.6.1)



Verifica per 1.00x(peso proprio+carichi verticali perm.)+1.30x(carichi vert. variab.)

| Azione | (γ) | y1 - y2 | Fx | Fy | xo | yo | M | |
|-----------------------------|----------|---------|--------|--------|--------|-------|-------|---------|
| | | | | [kN/m] | [kN/m] | [m] | [m] | [kNm/m] |
| Spinta attiva del terreno | Pax1.00 | -0.25- | 2.10 | 36.27 | 0.00 | 3.500 | 2.737 | 99.27 |
| Sovracc. riempimen. accid. | Pqx1.30 | -0.25- | 2.10 | 3.29 | 0.00 | 3.500 | 3.073 | 10.10 |
| Spinta attiva del terreno | Pax1.00 | 2.10- | 4.00 | 77.98 | 0.00 | 3.500 | 0.867 | 67.61 |
| Sovracc. riempimen. accid. | Pqx1.30 | 2.10- | 4.00 | 2.82 | 0.00 | 3.500 | 0.950 | 2.68 |
| Peso del muro | W x1.00 | | | 0.00 | 77.12 | 1.519 | 1.093 | -117.15 |
| Peso del riempimento | Wsx1.00 | | | 0.00 | 150.36 | 2.535 | 2.321 | -381.16 |
| Sovracc. Riempim. perm. | Wsgx1.00 | | | 0.00 | 8.00 | 2.535 | 4.000 | -20.28 |
| Sovracc. Riempim. var. | Wsqx1.30 | | | 0.00 | 5.20 | 2.535 | 4.000 | -13.18 |
| Carico vert. sommit. perm. | Ngx1.00 | | | 0.00 | 20.00 | 1.375 | 4.000 | -27.50 |
| Carico vert. sommit. var. | Nqx1.30 | | | 0.00 | 13.00 | 1.375 | 4.000 | -17.87 |
| Carico orizz. sommit. perm. | Hgx1.00 | | | 10.00 | 0.00 | 1.350 | 4.100 | 41.00 |
| Carico orizz. sommit. var. | Hqx1.30 | | | 6.50 | 0.00 | 1.350 | 4.100 | 26.65 |
| | | | Somma= | 273.68 | | | | -329.83 |

Somma delle forze verticali = 273.68 kN/m

Somma dei momenti sulla fondazione a valle = -329.83 kNm/m

Somma dei momenti a metà della base = 149.11 kNm/m

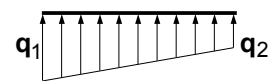
Eccentricità $ec=149.11/273.68=0.545m$, $ec\leq 3.500/6=0.583m$

Pressione sul terreno $q1=0.151 \text{ N/mm}^2$ $q2=0.005 \text{ N/mm}^2$

Fondazione effettiva $L=3.500-2x0.545= 2.410 \text{ m}$

Portata del terreno $Rd=L \cdot qu/\gamma M=2.410x(1000x0.50)/1.40= 860.71 \text{ kN/m}$

Verifica della portata $Vd=273.68 < Rd=860.71 \text{ kN/m}$, La verifica è soddisfatta (EC7 Eq.2.2, Eq.6.1)



(EC7 Annessi D)

1.9.3. Verifica di rottura dovuta al ribaltamento (GEO)

(EC7 EN1997-1-1:2004, §9.7.4)

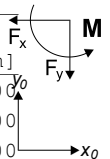
Ribaltamento rispetto alla fondazione a valle ($xo=0, yo=0$) ($x=1.500, y=4.000 \text{ m}$)

| Azione | (γ) | y1 - y2 | Fx | Fy | xo | yo | Mo+ | Mo- | |
|-----------------------------|----------|---------|--------|--------|--------|-------|-------|---------|---------|
| | | | | [kN/m] | [kN/m] | [m] | [m] | [kNm/m] | [kNm/m] |
| Spinta attiva del terreno | Pax1.00 | -0.25- | 2.10 | 36.27 | 0.00 | 3.500 | 2.737 | 99.27 | 0.00 |
| Sovracc. riempimen. accid. | Pqx1.30 | -0.25- | 2.10 | 3.29 | 0.00 | 3.500 | 3.073 | 10.10 | 0.00 |
| Spinta attiva del terreno | Pax1.00 | 2.10- | 4.00 | 77.98 | 0.00 | 3.500 | 0.867 | 67.61 | 0.00 |
| Sovracc. riempimen. accid. | Pqx1.30 | 2.10- | 4.00 | 2.82 | 0.00 | 3.500 | 0.950 | 2.68 | 0.00 |
| Peso del muro | W x1.00 | | | 0.00 | 77.12 | 1.519 | 1.093 | 0.00 | 117.15 |
| Peso del riempimento | Wsx1.00 | | | 0.00 | 150.36 | 2.535 | 2.321 | 0.00 | 381.16 |
| Sovracc. Riempim. perm. | Wsgx1.00 | | | 0.00 | 8.00 | 2.535 | 4.000 | 0.00 | 20.28 |
| Carico vert. sommit. perm. | Ngx1.00 | | | 0.00 | 20.00 | 1.375 | 4.000 | 0.00 | 27.50 |
| Carico orizz. sommit. perm. | Hgx1.00 | | | 10.00 | 0.00 | 1.350 | 4.100 | 41.00 | 0.00 |
| Carico orizz. sommit. var. | Hqx1.30 | | | 6.50 | 0.00 | 1.350 | 4.100 | 26.65 | 0.00 |
| | | | Somma= | | | | | 247.31 | 546.09 |

Somma dei momenti ribaltanti = 247.31 kNm/m

Somma dei momenti stabilizzanti = 546.09 kNm/m

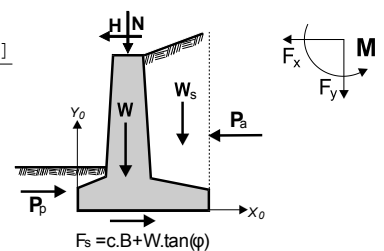
Verifica del ribaltamento $Med=247.31 < Mrd=546.09 \text{ kNm/m}$, La verifica è soddisfatta



1.9.4. Verifica di rottura rispetto allo scorrimento (GEO)

(EC7 EN1997-1-1:2004, §9.7.3, §6.5.3)

| Azione | (γ) | y1 - y2 | Fx+ | Fx- | Fy | |
|-----------------------------|----------|---------|--------|--------|--------|--------|
| | | | [kN/m] | [kN/m] | [kN/m] | [kN/m] |
| Spinta attiva del terreno | Pax1.00 | -0.25- | 2.10 | 36.27 | 0.00 | 0.00 |
| Sovracc. riempimen. accid. | Pqx1.30 | -0.25- | 2.10 | 3.29 | 0.00 | 0.00 |
| Spinta attiva del terreno | Pax1.00 | 2.10- | 4.00 | 77.98 | 0.00 | 0.00 |
| Sovracc. riempimen. accid. | Pqx1.30 | 2.10- | 4.00 | 2.82 | 0.00 | 0.00 |
| Spinta passiva del terreno | Ppx1.00 | 3.20- | 4.00 | 0.00 | 14.18 | 0.00 |
| Peso del muro | W x1.00 | | | 0.00 | 0.00 | 77.12 |
| Peso del riempimento | Wsx1.00 | | | 0.00 | 0.00 | 150.36 |
| Sovracc. Riempim. perm. | Wsgx1.00 | | | 0.00 | 0.00 | 8.00 |
| Carico vert. sommit. perm. | Ngx1.00 | | | 0.00 | 0.00 | 20.00 |
| Carico orizz. sommit. perm. | Hgx1.00 | | | 10.00 | 0.00 | 0.00 |
| Carico orizz. sommit. var. | Hqx1.30 | | | 6.50 | 0.00 | 0.00 |
| | | | Somma= | 136.86 | 14.18 | 255.48 |



Attrito del terreno $R_d = V_d \cdot \tan \phi / \gamma M = 255.48 \tan(45.00^\circ) / 1.25 = 204.38 \text{ kN/m}$
 (le forze resistenti dovute alla coesione sono ignorate) (EC7 §6.5.3. 10)
 Somma delle forze agenti = 136.86 kN/m
 Somma delle forze resistenti (14.18+204.38) = 218.56 kN/m
 Verifica della resistenza allo scorrimento $H_d = 136.86 < R_d = 218.56 \text{ kN/m}$, La verifica è soddisfatta

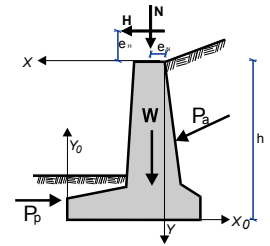
1.10. Progettazione sismica

(DM2008)

Verifiche di stabilità del muro (con carico sismico)

1.10.1. Forze (agenti e resistenti) sulla parete

| Azione | | y1 - y2 | Fx [kN/m] | Fy [kN/m] | x [m] | y [m] |
|-----------------------------|-----|-------------|--------------|--------------|----------|----------|
| Spinta attiva del terreno | Pa | -0.25- 2.10 | 29.69 | 0.00 | -2.000 | 1.263 |
| Sovracc. riempimen. accid. | Pq | -0.25- 2.10 | 2.06 | 0.00 | -2.000 | 0.927 |
| Spinta attiva del terreno | Pa | 2.10- 4.00 | 67.28 | 0.00 | -2.000 | 3.133 |
| Sovracc. riempimen. accid. | Pq | 2.10- 4.00 | 1.86 | 0.00 | -2.000 | 3.050 |
| Spinta passiva del terreno | Pp | 3.20- 4.00 | -18.89 | 0.00 | 1.500 | 3.733 |
| Peso del muro | W | | 0.00 | 77.13 | -0.019 | 2.907 |
| Peso del riempimento | Ws | | 0.00 | 150.36 | -1.035 | 1.679 |
| Sovracc. Riempim. perm. | Wsg | | 0.00 | 8.00 | -1.035 | 0.000 |
| Sovracc. Riempim. var. | Wsq | | 0.00 | 4.00 | -1.035 | 0.000 |
| Carico vert. sommit. perm. | Ng | | 0.00 | 20.00 | 0.125 | 0.000 |
| Carico vert. sommit. var. | Nq | | 0.00 | 10.00 | 0.125 | 0.000 |
| Carico orizz. sommit. perm. | Hg | | 10.00 | 0.00 | 0.150 | -0.100 |
| Carico orizz. sommit. var. | Hq | | 5.00 | 0.00 | 0.150 | -0.100 |



1.10.2. Forze aggiuntive dovute al carico sismico

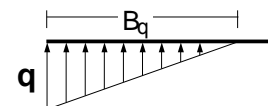
| Azione | | y1 - y2 | Fx [kN/m] | Fy [kN/m] | x [m] | y [m] |
|----------------------------|-----|-------------|--------------|--------------|----------|----------|
| Spinta attiva del terreno | Pa | -0.25- 2.10 | 8.73 | | -2.000 | 1.263 |
| Sovracc. riempimen. accid. | Pq | -0.25- 2.10 | 0.61 | | -2.000 | 0.927 |
| Spinta attiva del terreno | Pa | 2.10- 4.00 | 14.26 | | -2.000 | 3.133 |
| Sovracc. riempimen. accid. | Pq | 2.10- 4.00 | 0.39 | | -2.000 | 3.050 |
| Peso del muro | W | | 3.08 | -1.54 | -0.019 | 2.907 |
| Peso del riempimento | Ws | | 6.01 | -3.01 | -1.035 | 1.679 |
| Sovracc. Riempim. perm. | Wsg | | 0.32 | -0.16 | -1.035 | 0.000 |
| Sovracc. Riempim. var. | Wsq | | 0.16 | -0.08 | -1.035 | 0.000 |
| Carico vert. sommit. perm. | Ng | | 0.80 | -0.40 | 0.125 | 0.000 |
| Carico vert. sommit. var. | Nq | | 0.40 | -0.20 | 0.125 | 0.000 |

1.10.3. Verifica della capacità portante del terreno (con carico sismico)

(EC7 §6.5.2)

| Azione | (γ) | y1 - y2 | Fx | Fy | xo | yo | M | |
|-----------------------------|----------|-------------|-------|---------|---------|-------|-------|----------|
| | | | | [kN/m] | [kN/m] | [m] | [m] | [kNm/m] |
| Spinta attiva del terreno | Pax1.00 | -0.25- 2.10 | 38.42 | | 0.00 | 3.500 | 2.737 | 105.15 |
| Sovracc. riempimen. accid. | Pqx1.00 | -0.25- 2.10 | 2.67 | | 0.00 | 3.500 | 3.073 | 8.19 |
| Spinta attiva del terreno | Pax1.00 | 2.10- 4.00 | 81.54 | | 0.00 | 3.500 | 0.867 | 70.70 |
| Sovracc. riempimen. accid. | Pqx1.00 | 2.10- 4.00 | 2.25 | | 0.00 | 3.500 | 0.950 | 2.15 |
| Peso del muro | W x1.00 | | 3.08 | | 78.67 | 1.519 | 1.093 | -111.44 |
| Peso del riempimento | Wsx1.00 | | 6.01 | | 153.37 | 2.535 | 2.321 | -359.58 |
| Sovracc. Riempim. perm. | Wsgx1.00 | | 0.32 | | 7.84 | 2.535 | 4.000 | -18.59 |
| Sovracc. Riempim. var. | Wsqx1.00 | | 0.16 | | 3.92 | 2.535 | 4.000 | -9.30 |
| Carico vert. sommit. perm. | Ngx1.00 | | 0.80 | | 19.60 | 1.375 | 4.000 | -23.75 |
| Carico vert. sommit. var. | Nqx1.00 | | 0.40 | | 9.80 | 1.375 | 4.000 | -11.87 |
| Carico orizz. sommit. perm. | Hgx1.00 | | 10.00 | | 0.00 | 1.350 | 4.100 | 41.00 |
| Carico orizz. sommit. var. | Hqx1.00 | | 5.00 | | 0.00 | 1.350 | 4.100 | 20.50 |
| Somma= | | | | | 273.20 | | | -286.84 |

Somma delle forze verticali = 273.20 kN/m
 Somma dei momenti sulla fondazione a valle = -286.84 kNm/m
 Somma dei momenti a metà della base = 191.26 kNm/m
 Eccentricità $ec=191.26/273.20=0.700m$, $ec>3.500/6=0.583m$
 Pressione sul terreno $q=0.173 \text{ N/mm}^2$ $Bq=3.150 \text{ m}$
 Fondazione effettiva $L=3.500-2 \times 0.700=2.100 \text{ m}$
 Portata del terreno $Rd=L \cdot q/\gamma M=2.100 \times (1000 \times 0.50)/1.00=1050.00 \text{ kN/m}$
 Verifica della portata $Vd=273.20 < Rd=1050.00 \text{ kN/m}$, La verifica è soddisfatta (EC7 Eq.2.2, Eq.6.)



(EC7 Annessi D)

1.10.4. Verifica di rottura dovuta al ribaltamento (con carico sismico)

(EC7 §9.7.4)

Ribaltamento rispetto alla fondazione a valle ($x_0=0, y_0=0$) ($x=1.500, y=4.000 \text{ m}$)

| Azione | (γ) | y1 - y2 | Fx | Fy | xo | yo | Mo+ | Mo- |
|-----------------------------|----------|-------------|-------|--------|--------|-------|--------|---------|
| | | | | [kN/m] | [kN/m] | [m] | [m] | [kNm/m] |
| Spinta attiva del terreno | Pax1.00 | -0.25- 2.10 | 38.42 | 0.00 | 3.500 | 2.737 | 105.15 | 0.00 |
| Sovracc. riempimen. accid. | Pqx1.00 | -0.25- 2.10 | 2.67 | 0.00 | 3.500 | 3.073 | 8.19 | 0.00 |
| Spinta attiva del terreno | Pax1.00 | 2.10- 4.00 | 81.54 | 0.00 | 3.500 | 0.867 | 70.70 | 0.00 |
| Sovracc. riempimen. accid. | Pqx1.00 | 2.10- 4.00 | 2.25 | 0.00 | 3.500 | 0.950 | 2.15 | 0.00 |
| Peso del muro | W x1.00 | | 3.08 | 78.67 | 1.519 | 1.093 | 5.71 | 117.15* |
| Peso del riempimento | Wsx1.00 | | 6.01 | 153.37 | 2.535 | 2.321 | 21.58 | 381.16* |
| Sovracc. Riempim. perm. | Wsgx1.00 | | 0.32 | 7.84 | 2.535 | 4.000 | 1.69 | 20.28* |
| Sovracc. Riempim. var. | Wsqx1.00 | | 0.16 | 3.92 | 2.535 | 4.000 | 0.84 | 10.14* |
| Carico vert. sommit. perm. | Ngx1.00 | | 0.80 | 19.60 | 1.375 | 4.000 | 3.75 | 27.50* |
| Carico vert. sommit. var. | Nqx1.00 | | 0.40 | 9.80 | 1.375 | 4.000 | 1.88 | 13.75* |
| Carico orizz. sommit. perm. | Hgx1.00 | | 10.00 | 0.00 | 1.350 | 4.100 | 41.00 | 0.00 |
| Carico orizz. sommit. var. | Hqx1.00 | | 5.00 | 0.00 | 1.350 | 4.100 | 20.50 | 0.00 |
| Somma= | | | | | | | 283.14 | 569.98 |

(*momenti dei carichi verticali sismici negativi, sono aggiunti ai momenti ribaltanti)

Somma dei momenti ribaltanti = 283.14 kNm/m

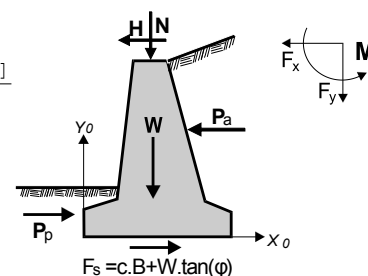
Somma dei momenti stabilizzanti = 569.98 kNm/m

Verifica del ribaltamento $Med=283.14 < Mrd=569.98 \text{ kNm/m}$, La verifica è soddisfatta

1.10.5. Verifica di rottura rispetto allo scorrimento (con carico sismico)

(EC7 §9.7.3, §6.5.3)

| Azione | (γ) | y1 - y2 | Fx+ | Fx- | Fy |
|-----------------------------|----------|-------------|--------|-------|--------|
| | | | | | [kN/m] |
| Spinta attiva del terreno | Pax1.00 | -0.25- 2.10 | 38.42 | 0.00 | 0.00 |
| Sovracc. riempimen. accid. | Pqx1.00 | -0.25- 2.10 | 2.67 | 0.00 | 0.00 |
| Spinta attiva del terreno | Pax1.00 | 2.10- 4.00 | 81.54 | 0.00 | 0.00 |
| Sovracc. riempimen. accid. | Pqx1.00 | 2.10- 4.00 | 2.25 | 0.00 | 0.00 |
| Spinta passiva del terreno | Ppx1.00 | 3.20- 4.00 | 0.00 | 18.89 | 0.00 |
| Peso del muro | W x1.00 | | 3.08 | 0.00 | 75.58 |
| Peso del riempimento | Wsx1.00 | | 6.01 | 0.00 | 147.35 |
| Sovracc. Riempim. perm. | Wsgx1.00 | | 0.32 | 0.00 | 7.84 |
| Sovracc. Riempim. var. | Wsqx1.00 | | 0.16 | 0.00 | 3.92 |
| Carico vert. sommit. perm. | Ngx1.00 | | 0.80 | 0.00 | 19.60 |
| Carico vert. sommit. var. | Nqx1.00 | | 0.40 | 0.00 | 9.80 |
| Carico orizz. sommit. perm. | Hgx1.00 | | 10.00 | 0.00 | 0.00 |
| Carico orizz. sommit. var. | Hqx1.00 | | 5.00 | 0.00 | 0.00 |
| Somma= | | | 150.65 | 18.89 | 264.09 |



Attrito del terreno $Rd=Vd \cdot \tan\phi/\gamma M=264.09 \times \tan(45.00^\circ)/1.00=264.09 \text{ kN/m}$

(le forze resistenti dovute alla coesione sono ignorate)

(EC7 §6.5.3. 10)

Somma delle forze agenti = 150.65 kN/m

Somma delle forze resistenti $(18.89+264.09) = 282.98 \text{ kN/m}$

Verifica della resistenza allo scorrimento $Hd=150.65 < Rd=282.98 \text{ kN/m}$, La verifica è soddisfatta

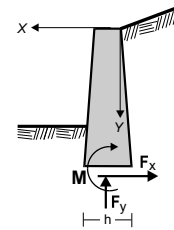
1.11. Progettazione del muro

(EC2 EN1992-1-1:2004)

1.11.1. Carico 1.30x(permanente sfavorevole)+1.00x(permanente favorevole)+1.50x(variabile sfav.)

Forze (al baricentro della sezione) nel muro

| y | h | Fx | Fy | M |
|------|-------|--------|--------|---------|
| [m] | [m] | [kN/m] | [kN/m] | [kNm/m] |
| 0.50 | 0.329 | 26.56 | 23.93 | 12.73 |
| 1.00 | 0.359 | 34.38 | 28.24 | 27.24 |
| 1.50 | 0.388 | 45.22 | 32.90 | 46.33 |
| 2.00 | 0.418 | 59.08 | 37.94 | 71.55 |
| 2.50 | 0.447 | 77.36 | 43.34 | 104.63 |
| 3.40 | 0.500 | 118.96 | 54.00 | 190.50 |

**1.11.2. Progettazione del muro in flessione**

(EC2 §9.6, §6.1)

Classe del CA: C25/30-B450C, Copriferro: Cnom=25 mm

(\$3, §4.4.1.1)

Armatura verticale minima: $0.26(f_{ctm}/f_{yk})d$, 0.0013d, 0.0020Ac, massima: 0.04Ac

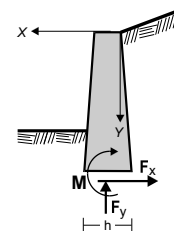
(EC2 §9.6.2)

| y | Med | Ned | d | Kd | x/d | $\varepsilon_c/\varepsilon_s$ | Ks | As | min | vyzt. |
|------|--------|--------|------|------|------|-------------------------------|------|-------|----------------------|----------------------|
| [m] | [kN/m] | [kN] | [mm] | | | | | | [cm ² /m] | [cm ² /m] |
| 0.50 | 12.73 | -23.93 | 298 | 7.48 | 0.04 | 0.8/20.0 | 2.59 | 0.77 | (4.48) | |
| 1.00 | 27.24 | -28.24 | 328 | 5.85 | 0.05 | 1.0/20.0 | 2.60 | 1.77 | (4.92) | |
| 1.50 | 46.33 | -32.90 | 357 | 4.97 | 0.06 | 1.3/20.0 | 2.61 | 2.94 | (5.37) | |
| 2.00 | 71.55 | -37.94 | 387 | 4.37 | 0.07 | 1.5/20.0 | 2.62 | 4.34 | (5.81) | |
| 2.50 | 104.63 | -43.34 | 416 | 3.91 | 0.08 | 1.7/20.0 | 2.63 | 6.04 | (6.25) | |
| 3.40 | 190.50 | -54.00 | 469 | 3.30 | 0.10 | 2.2/20.0 | 2.66 | 10.08 | (7.05) | |

1.11.3. Carico 1.00x(permanente sfav.)+1.00x(permanente favor.)+1.00x(variabile)+1.00x(sismico)

Forze (al baricentro della sezione) nel muro (con carico sismico)

| y | h | Fx | Fy | M |
|------|-------|--------|--------|---------|
| [m] | [m] | [kN/m] | [kN/m] | [kNm/m] |
| 0.50 | 0.329 | 23.78 | 23.93 | 10.67 |
| 1.00 | 0.359 | 32.50 | 28.24 | 24.00 |
| 1.50 | 0.388 | 44.22 | 32.90 | 42.35 |
| 2.00 | 0.418 | 58.97 | 37.94 | 67.27 |
| 2.50 | 0.447 | 76.54 | 43.34 | 99.29 |
| 3.40 | 0.500 | 117.03 | 54.00 | 183.80 |

**1.11.4. Progettazione del muro in flessione (con carico sismico)**

(EC2 §9.6, §6.1)

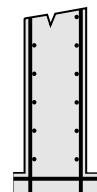
Classe del CA: C25/30-B450C, Copriferro: Cnom=25 mm

(\$3, §4.4.1.1)

Armatura verticale minima: $0.26(f_{ctm}/f_{yk})d$, 0.0013d, 0.0020Ac, massima: 0.04Ac

(EC2 §9.6.2)

| y | Med | Ned | d | Kd | x/d | $\varepsilon_c/\varepsilon_s$ | Ks | As | min | vyzt. |
|------|--------|--------|------|------|------|-------------------------------|------|------|----------------------|----------------------|
| [m] | [kN/m] | [kN] | [mm] | | | | | | [cm ² /m] | [cm ² /m] |
| 0.50 | 10.67 | -23.93 | 298 | 8.01 | 0.03 | 0.7/20.0 | 2.59 | 0.59 | (4.48) | |
| 1.00 | 24.00 | -28.24 | 328 | 6.17 | 0.05 | 1.0/20.0 | 2.60 | 1.51 | (4.92) | |
| 1.50 | 42.35 | -32.90 | 357 | 5.17 | 0.06 | 1.2/20.0 | 2.61 | 2.64 | (5.37) | |
| 2.00 | 67.27 | -37.94 | 387 | 4.49 | 0.07 | 1.4/20.0 | 2.62 | 4.05 | (5.81) | |
| 2.50 | 99.29 | -43.34 | 416 | 4.01 | 0.08 | 1.6/20.0 | 2.63 | 5.70 | (6.25) | |
| 3.40 | 183.80 | -54.00 | 469 | 3.35 | 0.10 | 2.1/20.0 | 2.65 | 9.69 | (7.05) | |

1.11.5. Armatura del muro**Armatura a monte (y=0 parte superiore del muro)**(y= 0.00 ~ y= 1.70m) $\varnothing 18/40.0$ (6.35cm²/m)(y= 1.70 ~ y= 3.40m) $\varnothing 18/40.0 + \varnothing 12/30.0$ (10.12cm²/m)**Armatura secondaria trasversale** $\varnothing 8/40.0$ (1.26cm²/m)**Armatura a valle** $\varnothing 12/22.5$ (5.02cm²/m)**Armatura secondaria trasversale** $\varnothing 8/40.0$ (1.26cm²/m)**1.11.6. Ancoraggio dell'armatura del muro**

(EC2 §8.4)

Lunghezza richiesta dell'ancoraggio

(EC2 Eq.8.3)

 $l_b, r_{qd} = (\sigma_s / f_{bd}) = (18/4) \times (389/1.61) = 1089 \text{ mm}$ $\sigma_s = 391.00 \times 1008 / 1012 = 389 \text{ MPa}$ $f_{bd} = 2.25 \times 0.70 \times (f_{ctk} \cdot 0.05 / \gamma_c) = 1.61 \text{ MPa}$

(EC2 §8.4.2)

Lunghezza dell'ancoraggio di progetto $l_{bd} = 1.00 \times 1089 = 1089 \text{ mm}$, $C_{nom} = 25 \text{ mm} < 3\varnothing = 54 \text{ mm}$ (EC2 §8.4.4, T.8.2)Lunghezza dell'ancoraggio minima $l_{b, min} = \max(0.30 l_{brqd}, 10\varnothing, 100 \text{ mm}) = 327 \text{ mm}$

Necessarie piegature 565mm alle estremità inferiori delle barre per l'ancoraggio.

1.11.7. Verifica a taglio del muro

(EC2 EN1992-1-1:2004, §6.2.2)

Classe del CA: C25/30-B450C, Copriferro: $C_{nom} = 25 \text{ mm}$

(\$3, §4.4.1.1)

La variazione di carico dovuta alla pressione del terreno è lineare, per cui la variazione della forza di taglio è parabolica. La variazione della sezione trasversale del muro è lineare. Il punto più sfavorevole per la verifica a taglio è la base del muro.

 $V_{ed} = 97.28 \text{ kN/m}$, $V_{ed} (+\text{sismico}) = 95.93 \text{ kN/m}$, $N_{ed} = -48.45 \text{ kN/m}$ Resistenza a taglio senza armatura a taglio V_{rdc}

(EC2 §6.2.2)

 $V_{rdc} = [C_{rdc} \cdot k \cdot (100 \rho_l \cdot f_{ck})^{0.33} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$

(EC2 Eq.6.2.a)

 $V_{rdc} \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$

(EC2 Eq.6.2.b)

 $C_{rdc} = 0.18 / \gamma_c = 0.18 / 1.50 = 0.120$, $f_{ck} = 25.00 \text{ MPa}$, $b_w = 1000 \text{ mm}$, $d = 469 \text{ mm}$ $k = 1 + \sqrt{(200/d)} \leq 2$, $k = 1.65$, $k_1 = 0.15$ $\rho_l = A_{s1} / (b_w \cdot d) = 1012 / (1000 \times 469) = 0.0022$ $\sigma_{cp} = N_{ed} / A_c = 1000 \times 48.45 / 500000 = 0.10 \text{ N/mm}^2$ $v_{min} = 0.035 \cdot k^{1.50} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.37 \text{ N/mm}^2$

(EC2 Eq.6.3N)

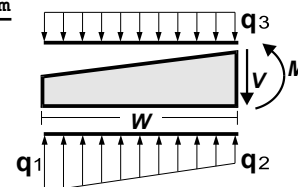
 $V_{rd, c(min)} = 0.001 \times (0.37 + 0.15 \times 0.10) \times 1000 \times 469 = 180.57 \text{ kN/m}$ $V_{rdc} = 0.001 \times [0.120 \times 1.65 \times (0.22 \times 25.00)^{0.33} + 0.15 \times 0.10] \times 1000 \times 469 = 170.95$, $V_{rdc} = V_{rdc(min)} = 180.57 \text{ kN/m}$ $V_{ed} = 97.28 \text{ kN/m} \leq V_{rdc} = 180.57 \text{ kN/m}$, taglio OK**1.12. Progettazione della fondazione del muro e dell'armatura**

(EC2 EN1992-1-1:2004)

1.12.1. Progettazione della fondazione a valle x=1.500 m to x=0.500 m

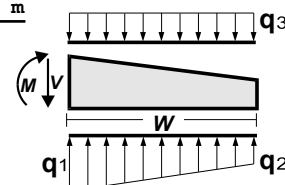
Somma delle forze verticali = 350.73 kN/m

Somma dei momenti a metà della base = 151.80 kNm/m

 $q_1 = 0.175 \text{ N/mm}^2$, $q_2 = 0.132 \text{ N/mm}^2$, $w = 1.000 \text{ m}$ pressione dovuta al peso proprio $q_3 = 0.015 \text{ N/mm}^2$ $M = 72.70 \text{ kNm/m}$, $V = 138.32 \text{ kN/m}$ V alla distanza $d = 525 \text{ mm}$ dalla faccia del muro = 70.97 kN/m $M_{ed} = 72.70 \text{ kNm/m}$, $V_{sd} = 70.97 \text{ kN/m}$ **1.12.2. Progettazione della fondazione a monte x=-2.000 m to x=0.000 m**

Somma delle forze verticali = 350.73 kN/m

Somma dei momenti a metà della base = 151.80 kNm/m

 $q_1 = 0.111 \text{ N/mm}^2$, $q_2 = 0.026 \text{ N/mm}^2$, $w = 2.000 \text{ m}$ pressione dovuta al riempimento e al peso proprio $q_3 = 0.090 \text{ N/mm}^2$ $M = -71.64 \text{ kNm/m}$, $V = 43.31 \text{ kN/m}$ V alla distanza $d = 525 \text{ mm}$ dalla faccia del muro = 38.14 kN/m $M_{ed} = -71.64 \text{ kNm/m}$, $V_{sd} = 38.14 \text{ kN/m}$ 

1.12.3. Progettazione della fondazione a valle $x=1.500$ m to $x=0.500$ m (con carico sismico)

Somma delle forze verticali = 273.20 kN/m
 Somma dei momenti a metà della base = 191.26 kNm/m
 $q_1 = 0.173$ N/mm², $q_2 = 0.118$ N/mm², $w = 1.000$ m
 pressione dovuta al peso proprio $q_3 = 0.015$ N/mm²
 $M = 76.70$ kNm/m, $V = 130.94$ kN/m
 V alla distanza $d=525$ mm dalla faccia del muro = 69.29 kN/m
 $Med = 76.70$ kNm/m, $Vsd = 69.29$ kN/m

1.12.4. Progettazione della fondazione a monte $x=-2.000$ m to $x=0.000$ m (con carico sismico)

Somma delle forze verticali = 273.20 kN/m
 Somma dei momenti a metà della base = 191.26 kNm/m
 $q_1 = 0.091$ N/mm², $q_2 = 0.000$ N/mm², $w = 1.650$ m
 pressione dovuta al riempimento e al peso proprio $q_3 = 0.106$ N/mm²
 $M = -97.18$ kNm/m, $V = 99.93$ kN/m
 V alla distanza $d=525$ mm dalla faccia del muro = 84.45 kN/m
 $Med = -97.18$ kNm/m, $Vsd = 84.45$ kN/m

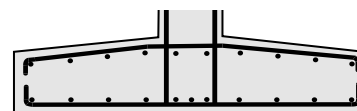
1.12.5. Progettazione della fondazione della parete per flessione

(EC2 EN1992-1-1:2004, §6.1)

Classe del CA: C25/30-B450C, Copriferro: $C_{nom}=75$ mm (§3, §4.4.1.1)
 $Med = 76.70$ kNm/m, $d=517$ mm, $K_d = 5.90$ $x/d=0.05$ $\epsilon_{c2}/\epsilon_{s1}=-1.0/20.0$ $k_s=2.60$, **$A_s = 3.86$ cm²/m**
 $Med = -97.18$ kNm/m, $d=517$ mm, $K_d = 5.24$ $x/d=0.06$ $\epsilon_{c2}/\epsilon_{s1}=-1.2/20.0$ $k_s=2.61$, **$A_s = 4.90$ cm²/m**
 Armatura minima $A_s \geq 0.26 b d \cdot f_{ctm} / f_{yk}$ ($A_s = 7.77$ cm²/m) (EC2 §9.3.1)
 Armatura minima $\varnothing 16/25.5$ (7.88 cm²/m)

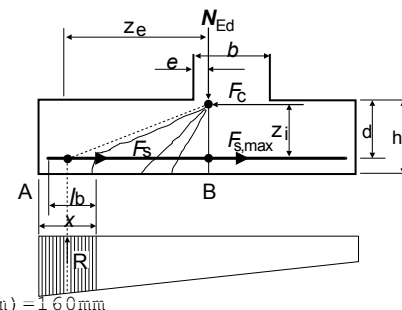
1.12.6. Armatura della fondazione

Armatura inferiore della fondazione $\varnothing 16/25.5$ (7.88 cm²/m)
 Armatura superiore della fondazione $\varnothing 16/25.5$ (7.88 cm²/m)
 Armatura trasversale secondaria $\varnothing 16/40.0$ (5.02 cm²/m)

**1.12.7. Ancoraggio dell'armatura della fondazione**

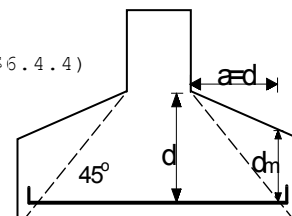
(EC2 EN1992-1-1:2004, §9.8.2.2, §8.4)

$x=h/2=0.175$ m, $R=1000 \times 0.175 \times 0.175=30.62$ kN/m
 $e=0.15b=0.075$ m $z_e=1.987$ m, $z_i=0.900d=0.465$ m
 $F_s=R \cdot z_e / z_i = 30.62 \times 1.987 / 0.465 = 130.79$ kN/m
 $\sigma_{sd} = F_s / A_s = 1000 \times 130.79 / 788 = 166$ MPa
 Lunghezza richiesta dell'ancoraggio (EC2 Eq.8.3)
 $l_b, r_{qd} = (\sigma_{sd} / f_{bd}) = (166 / 2.30) = 289$ mm
 $f_{bd} = 2.25 \times 1.00 \times (f_{ctk} 0.05 / \gamma_c) = 2.30$ MPa (EC2 §8.4.2)
 Lunghezza dell'ancoraggio di progetto (EC2 §8.4.4, T.8.2)
 $l_{bd} = 0.70 \times 289 = 202$ mm, $C_{nom}=75$ mm $> 3\varnothing=48$ mm
 Lunghezza dell'ancoraggio minima $l_{b,min} = \max(0.30 l_{brqd}, 10\varnothing, 100 \text{ mm}) = 160$ mm
 Lunghezza di ancoraggio necessaria per l'armatura longitudinale $L_{bd} = 210$ mm $= 0.210$ m
 $l_{bd} = 210 \text{ mm} > (x - C_{nom}) = 100.00$. Necessarie piegature 110mm alle estremità delle barre.

**1.12.8. Progettazione della fondazione del muro per taglio e punzonan**

(EC2 EN1992-1-1:2004, §6.2.2)

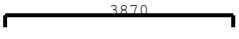
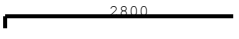
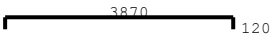
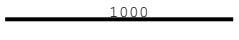
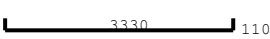
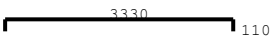
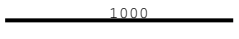
Classe del CA: C25/30-B450C, Copriferro: $C_{nom}=75$ mm (§3, §4.4.1.1)
 Resistenza alla punzonatura a taglio senza armatura a taglio V_{rdc} (EC2 §6.4.4)
 $V_{rdc} = [C_{rdc} \cdot k \cdot (100 \rho_1 \cdot f_{ck})^{0.33} \cdot (2d/a)] \cdot b_w \cdot d$ (EC2 Eq.6.50)
 $V_{rdc} > [v_{min} \cdot 2d/a] \cdot b_w \cdot d$, $d = d_m = 452$ mm, $a = 517$ mm
 $C_{rdc} = 0.18 / \gamma_c = 0.18 / 1.50 = 0.120$, $f_{ck} = 25.00$ MPa, $b_w = 1000$ mm, $d = 452$ mm
 $k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2$, $k = 1.66$
 $\rho_1 = A_{s1} / (b_w \cdot d) = 788 / (1000 \times 452) = 0.0017$
 $v_{min} = 0.035 \cdot k^{1.50} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.37$ N/mm² (EC2 Eq.6.3N)
 $V_{rd,c(min)} = 0.001 \times (0.37 \times 2 \times 452 / 517) \times 1000 \times 452 = 292.91$ kN/m
 $V_{rdc} = 0.001 \times [0.120 \times 1.66 \times (0.17 \times 25.00)^{0.33} \times 2 \times 452 / 517] \times 1000 \times 452 = 255.44$, $V_{rdc} = V_{rdc(min)} = 292.91$ kN/m
 $V_{ed} = 84.45$ kN/m $\leq V_{rdc} = 292.91$ kN/m, taglio e punzonatura OK



1.13. Stima dei materiali

CLS per metro di lunghezza del muro 3.085 m³/m
 Acciaio di armatura per metro di muro 121.720 kg/m
 Quantità totale di CLS del muro 1.000x 3.085= 3.085 m³
 Quantità totale di acciaio del muro 1.000x 121.720= 121.720 kg

1.14. Distinta barre di armatura

| Num | tipo | Barre di armatura [mm] | quant | Ø | g/m [kg/m] | lunghe [m] | peso [kg] |
|-------------------------|------|---|-------|----|---------------|---------------|---------------|
| 1 | ① | 570  180 | 2 | 18 | 2.000 | 4.620 | 18.48 |
| 2 | ② | 570  180 | 3 | 12 | 0.888 | 3.370 | 8.98 |
| 3 | ④ | 570  120 | 4 | 12 | 0.888 | 4.560 | 16.20 |
| 4 | ⑨ |  1000 | 20 | 8 | 0.395 | 1.000 | 7.90 |
| 5 | ⑦ | 110  110 | 4 | 16 | 1.580 | 3.550 | 22.44 |
| 6 | ⑧ | 110  110 | 4 | 16 | 1.580 | 3.550 | 22.44 |
| 7 | ⑩ |  1000 | 16 | 16 | 1.580 | 1.000 | 25.28 |
| Peso totale [kg] | | | | | | | 121.72 |

