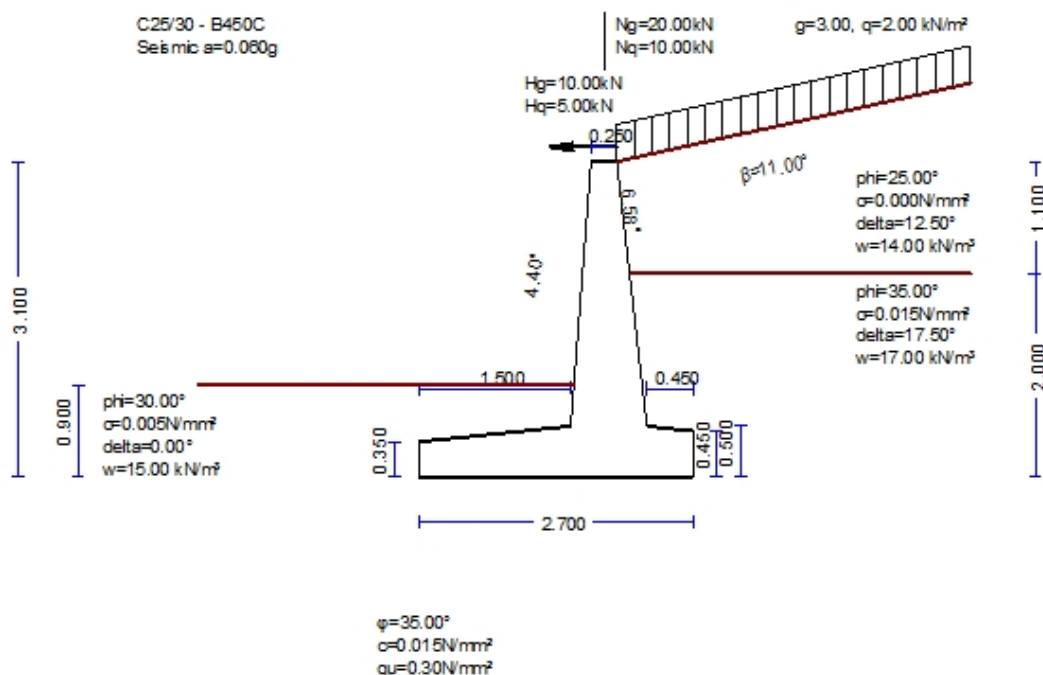


1. MURO-01

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,)



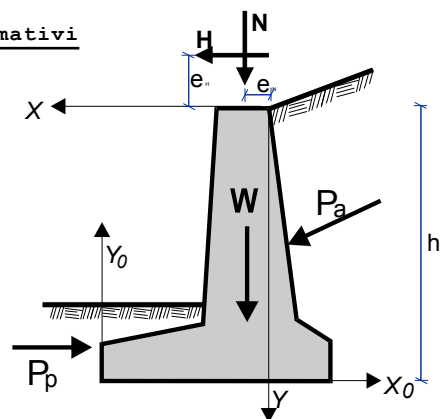
1.1. Caratteristiche del muro-Parametri-Requisiti normativi

Dimensioni

Altezza del muro	h= 3.100 m
Lunghezza trasversale del muro	L= 1.000 m
Spessore superiore del muro	B1= 0.250 m
Spessore inferiore del muro	B2= 0.750 m
Larghezza della base del muro	B= 2.700 m
Larghezza della fondazione a valle	1.500 m
Larghezza della fondazione a monte	0.450 m
Altezza della parete	2.600 m
Spessore della fondazione del muro	0.500 m
Spessore della fondazione a valle	0.350 m
Spessore della fondazione a monte	0.450 m
Pendenza (inclinazione) a valle	4.399° (1:13.0)
Pendenza (inclinazione) a monte	6.582° (1:8.67)

Carichi

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



Peso del muro

Peso unitario del materiale del muro $\gamma_g=25.000 \text{ kN/m}^3$
 Area della sezione del muro $A= 2.526 \text{ m}^2$
 Peso proprio per metro di muro $W= 2.526 \times 25.000 = 63.15 \text{ kN/m}$
 Centro di gravità del muro a $x=0.308 \text{ m}$, $y=2.174 \text{ m}$ ($x_o=1.642 \text{ m}$, $y_o=0.926 \text{ m}$)

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 $W_s=19.24 \text{ kN/m}$
 Centro di gravità del riempimento $x=-0.532 \text{ m}$, $y=1.326 \text{ m}$

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 $q_u=0.30 \text{ N/mm}^2$
 Angolo di attrito tra fondazione del muro e terreno $\phi=35.00^\circ$, coeff. di attrito $\tan(\phi)=0.700$
 Coesione tra fondazione del muro e terreno $c=0.015 \text{ N/mm}^2$

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 $F_{wx}= 63.15 \times 0.040 = 2.53 \text{ kN/m}$
 Forza sismica verticale dovuta al peso proprio $F_{wy}= 63.15 \times 0.020 = 1.26 \text{ kN/m}$
 Forza sismica orizzontale dovuta al carico in sommità Ng $F_{gx}= 20.00 \times 0.040 = 0.80 \text{ kN/m}$
 Forza sismica verticale dovuta al carico in sommità Ng $F_{gy}= 20.00 \times 0.020 = 0.40 \text{ kN/m}$
 Forza sismica orizzontale dovuta al carico in sommità Nq $F_{qx}= 10.00 \times 0.040 = 0.40 \text{ kN/m}$
 Forza sismica verticale dovuta al carico in sommità Nq $F_{qy}= 10.00 \times 0.020 = 0.20 \text{ kN/m}$
 Forza sismica orizzontale dovuta al riempimento $F_{wsx}= 19.24 \times 0.040 = 0.77 \text{ kN/m}$
 Forza sismica verticale dovuta al riempimento $F_{wsy}= 19.24 \times 0.020 = 0.38 \text{ kN/m}$

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

1.5.1. Parte di parete da $y=0.000$ m a $y=1.100$ m, $H_s=1.100$ m

Punto superiore A $x=0.000$ m $y=0.000$ m

Punto inferiore B $x=-0.127$ m $y=1.100$ m

Caratteristiche del terreno

Tipo di terreno : Sabbia sciolta

Peso specifico del terreno

$\gamma = 14.00$ kN/m³

Peso specifico del terreno (saturato)

$\gamma_s = 18.00$ 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

$c = 0.000$ N/mm²

Angolo di inclinazione del terreno

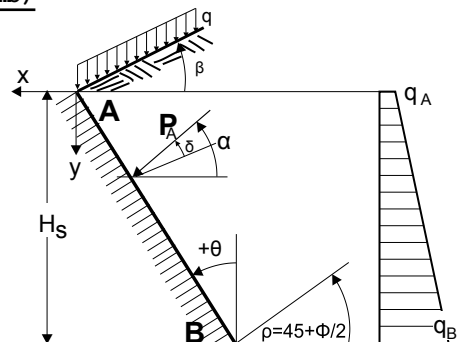
$\beta = 11.00^\circ$

Angolo di inclinazione del retro del muro

$\theta = 6.58^\circ$

Angolo di attrito interno tra terreno e muro

$\delta = 12.50^\circ$



Carichi sulla superficie del terreno

Carico uniforme permanente

$g = 3.00$ kN/m²

Carico uniforme variabile

$q = 2.00$ kN/m²

Spinta del terreno secondo la teoria di Coulomb

Angolo del piano di rottura $\rho = 45^\circ + \phi/2 = 55.00$ 57.50 55.00°

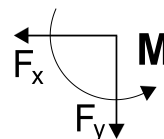
Coefficiente di spinta attiva $K_a = 0.605$ 0.496 0.605

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 ($y=y_A$)	$q_A = 1.78$	1.46	1.78 kN/m ²
Pressione del terreno in basso ($y=y_A + 1.10$ m)	$q_B = 11.10$	9.10	11.10 kN/m ²
Azione del terreno $P_a = \frac{1}{2}(q_A + q_B)H$	$P_a = 7.08$	5.81	7.08 kN/m
Angolo dell'azione del terreno	$\alpha = 15.27$	19.08	15.27 °
Azione del terreno in direzione x	$P_{ax} = 6.69$	5.49	6.69 kN/m
Azione del terreno in direzione y	$P_{ay} = 2.31$	1.90	2.31 kN/m
Momento dell'azione alla sommità ($x=0, y=0$)	$M = -4.75$	-3.90	-4.75 kNm/m
Punto di applicazione dell'azione	$x = -0.079$ m, $y = 0.683$ m		



Azioni variabili

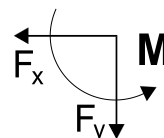
	EQU	STR	GEO
Pressione del terreno alla sommità ($y=y_A$)	$q_A = 1.18$	0.97	1.18 kN/m ²
Pressione del terreno in basso ($y=y_A + 1.10$ m)	$q_B = 1.18$	0.97	1.18 kN/m ²
Azione del terreno $P_a = \frac{1}{2}(q_A + q_B)H$	$P_a = 1.30$	1.07	1.30 kN/m
Angolo dell'azione del terreno	$\alpha = 15.27$	19.08	15.27 °
Azione del terreno in direzione x	$P_{ax} = 1.23$	1.01	1.23 kN/m
Azione del terreno in direzione y	$P_{ay} = 0.42$	0.35	0.42 kN/m
Momento dell'azione alla sommità ($x=0, y=0$)	$M = -0.70$	-0.58	-0.70 kNm/m
Punto di applicazione dell'azione	$x = -0.063$ m, $y = 0.550$ m		

Azioni e momenti totali

Azioni e momenti nel punto inferiore B ($x=-0.127$ m, $y=1.100$ m)

Azioni permanenti

	EQU	STR	GEO
Azione totale orizzontale del terreno	$F_{sx} = 6.69$	5.49	6.69 kN/m
Azione totale verticale del terreno	$F_{sy} = 2.31$	1.90	2.31 kN/m
Momento totale dell'azione del terreno	$M_s = 2.90$	2.38	2.90 kNm/m



Azioni variabili

		EQU	STR	GEO
Azione totale orizzontale del terreno	$F_{sx} =$	1.23	1.01	1.23 kN/m
Azione totale verticale del terreno	$F_{sy} =$	0.42	0.35	0.42 kN/m
Momento totale dell'azione del terreno	$M_s =$	0.70	0.58	0.70 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, $K_e^* = 0.650$

Pressione addizionale del terreno dovuta all'azione sismica

oltre il caso di carico STR $\xi = (K_e^* / K_e - 1) = (0.650 / 0.496 - 1) = 0.310$

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

Azione del terreno dovuta all'azione sismica (Azioni permanenti) $F_x = 1.310 \times 5.49 = 7.19$ kN/m

Azione del terreno dovuta all'azione sismica (Azioni variabili) $F_x = 1.310 \times 1.01 = 1.32$ kN/m

1.5.2. Parte di parete da $y = 1.100$ m a $y = 3.100$ m, $H_s = 2.000$ m

Punto superiore A $x = -0.127$ m $y = 1.100$ m

Punto inferiore B $x = -0.358$ m $y = 3.100$ m

Caratteristiche del terreno

Tipo di terreno : Sabbia densa

Peso specifico del terreno $\gamma = 17.00$ kN/m³

Peso specifico del terreno (saturo) $\gamma_s = 20.00$ kN/m³

Peso specifico dell'acqua $\gamma_w = 10.00$ kN/m³

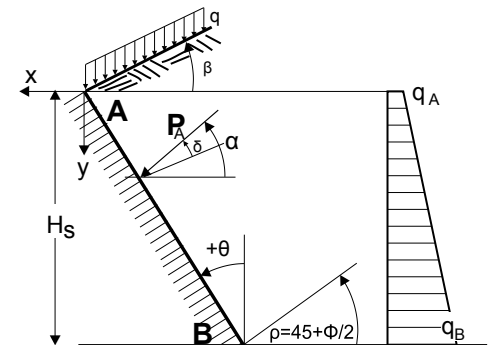
Angolo di attrito interno del terreno $\varphi = 35.00^\circ$

Coesione del terreno $c = 0.015$ N/mm²

Angolo di inclinazione del terreno $\beta = 0.00^\circ$

Angolo di inclinazione del retro del muro $\theta = 6.58^\circ$

Angolo di attrito interno tra terreno e muro $\delta = 17.50^\circ$



Carichi sulla superficie del terreno

Carico uniforme permanente $g = 18.40$ kN/m²

Carico uniforme variabile $q = 2.00$ kN/m²

Spinta del terreno secondo la teoria di Coulomb

Angolo del piano di rottura $\rho = 45^\circ + \varphi/2 = 59.00$ 62.50 59.00°

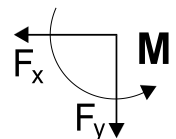
Coefficiente di spinta attiva $K_a = 0.375$ 0.294 0.375

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 ($y = y_A$)	$q_A =$	6.90	5.41	6.90 kN/m ²
Pressione del terreno in basso ($y = y_A + 2.00$ m)	$q_B =$	19.65	15.41	19.65 kN/m ²
Azione del terreno $P_a = \frac{1}{2}(q_A + q_B)H$	$P_a =$	26.55	20.82	26.55 kN/m
Angolo dell'azione del terreno	$\alpha =$	19.27	24.08	19.27 °
Azione del terreno in direzione x	$P_{ax} =$	24.24	19.01	24.24 kN/m
Azione del terreno in direzione y	$P_{ay} =$	10.83	8.50	10.83 kN/m
Momento dell'azione alla sommità ($x = 0, y = 0$)	$M =$	-57.61	-45.18	-57.61 kNm/m
Punto di applicazione dell'azione $x = -0.261$ m, $y = 2.260$ m				



Azioni variabili

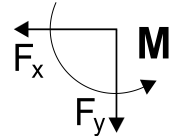
		EQU	STR	GEO
Pressione del terreno alla sommità ($y=y_A$)	$q_A=$	0.75	0.59	0.75 kN/m ²
Pressione del terreno in basso ($y=y_A+2.00$ m)	$q_B=$	0.75	0.59	0.75 kN/m ²
Azione del terreno $P_a=\frac{1}{2}(q_A+q_B)H$	$P_a=$	1.50	1.18	1.50 kN/m
Angolo dell'azione del terreno	$\alpha =$	19.27	24.08	19.27 °
Azione del terreno in direzione x	$P_{ax}=$	1.37	1.08	1.37 kN/m
Azione del terreno in direzione y	$P_{ay}=$	0.61	0.48	0.61 kN/m
Momento dell'azione alla sommità ($x=0, y=0$)	$M =$	-3.02	-2.38	-3.02 kNm/m
Punto di applicazione dell'azione $x= -0.242$ m, $y= 2.100$ m				

Azioni e momenti totali

Azioni e momenti nel punto inferiore B ($x=-0.358$ m, $y=3.100$ m)

Azioni permanenti

		EQU	STR	GEO
Azione totale orizzontale del terreno	$F_{sx}=$	30.93	24.50	30.93 kN/m
Azione totale verticale del terreno	$F_{sy}=$	13.14	10.40	13.14 kN/m
Momento totale dell'azione del terreno	$M_s =$	38.23	30.59	38.23 kNm/m



Azioni variabili

		EQU	STR	GEO
Azione totale orizzontale del terreno	$F_{sx}=$	2.60	2.09	2.60 kN/m
Azione totale verticale del terreno	$F_{sy}=$	1.03	0.83	1.03 kN/m
Momento totale dell'azione del terreno	$M_s =$	4.70	3.82	4.70 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, $K_e^* = 0.397$

Pressione addizionale del terreno dovuta all'azione sismica

oltre il caso di carico STR $\xi = (K_e^* / K_e - 1) = (0.397 / 0.294 - 1) = 0.350$

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

Azione del terreno dovuta all'azione sismica (Azioni permanenti) $F_x = 1.350 \times 19.01 = 25.66$ kN/m

Azione del terreno dovuta all'azione sismica (Azioni variabili) $F_x = 1.350 \times 1.08 = 1.46$ kN/m

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

1.6.1. Parte di parete da $y=2.200$ m a $y=3.100$ m, $H_s=0.900$ m

Punto superiore A $x= 1.950$ m $y= 2.200$ m

Punto inferiore B $x= 1.950$ m $y= 3.100$ m

Caratteristiche del terreno

Tipo di terreno : Sabbia

Peso specifico del terreno

$\gamma = 15.00$ kN/m³

Peso specifico del terreno (saturato)

$\gamma_s = 19.00$ kN/m³

Peso specifico dell'acqua

$\gamma_w = 10.00$ kN/m³

Angolo di attrito interno del terreno

$\varphi = 30.00^\circ$

Coesione del terreno

$c = 0.005$ N/mm²

Angolo di inclinazione del terreno

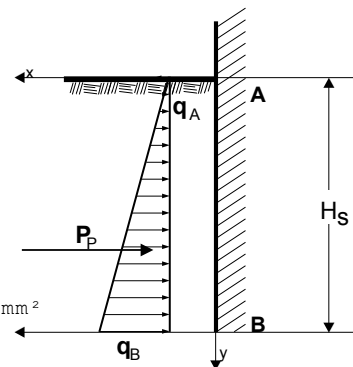
$\beta = 0.00^\circ$

Pressione del terreno sulla superficie verticale

$\theta = 0.00^\circ$

Angolo di attrito interno tra terreno e muro

$\delta = 0.00^\circ$



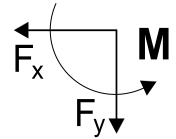
Spinta del terreno secondo la teoria di Coulomb

Angolo del piano di rottura $\rho=45^\circ-\varphi/2=33.00$ EQU STR GEO
 Coefficiente di spinta passiva $K_p = 2.371$ 3.000 2.371
 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 0.00 0.00 kN/m²
 Pressione del terreno in basso ($y=y_A+0.90$ m) $q_B=-32.01$ -40.50 -32.01 kN/m²
 Azione del terreno $P_a=\frac{1}{2}(q_A+q_B)H$ $P_p=$ 14.40 18.22 14.40 kN/m
 Angolo dell'azione del terreno $\alpha =$ 0.00 0.00 0.00 °
 Azione del terreno in direzione x $P_{px}=-14.40$ -18.22 -14.40 kN/m
 Azione del terreno in direzione y $P_{py}=$ 0.00 0.00 0.00 kN/m
 Momento dell'azione alla sommità ($x=0, y=0$) $M =$ 40.32 51.02 40.32 kNm/m
 Punto di applicazione dell'azione $x=1.950$ m, $y=2.800$ m

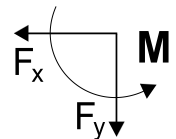


Azioni e momenti totali

Azioni e momenti nel punto inferiore B ($x=1.950$ m, $y=3.100$ m)

Azioni permanenti

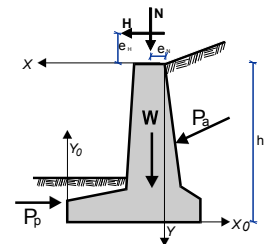
Azione totale orizzontale del terreno $F_{sx}=-14.40$ -18.22 -14.40 kN/m
 Azione totale verticale del terreno $F_{sy}=$ 0.00 0.00 0.00 kN/m
 Momento totale dell'azione del terreno $M_s =$ -4.32 -5.47 -4.32 kNm/m



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	0.00- 1.10	6.69	2.31	-0.079	0.683
Sovracc. riempimen. accid.	Pq	0.00- 1.10	1.23	0.42	-0.063	0.550
Spinta attiva del terreno	Pa	1.10- 3.10	24.24	10.83	-0.261	2.260
Sovracc. riempimen. accid.	Pq	1.10- 3.10	1.37	0.61	-0.242	2.100
Spinta passiva del terreno	Pp	2.20- 3.10	-14.40	0.00	1.950	2.800
Peso del muro	W		0.00	63.15	0.308	2.174
Peso del riempimento	Ws		0.00	19.24	-0.532	1.326
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	0.125	-0.100
Carico orizz. sommit. var.	Hq		5.00	0.00	0.125	-0.100

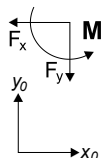


1.7.2. Verifica della capacità portante del terreno (EQU)

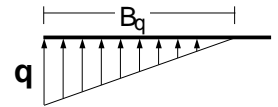
(EC7 EN1997-1-1:2004, §6.5.2)

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 [kN/m]	xo [m]	yo [m]	M [kNm/m]
Spinta attiva del terreno	Pax1.10	0.00- 1.10	7.36	2.54	2.029	2.417	12.63
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.50	0.00- 1.10	1.84	0.63	2.013	2.550	3.44
Spinta attiva del terreno	Pax1.10	1.10- 3.10	26.66	11.91	2.211	0.840	-3.95
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.50	1.10- 3.10	2.06	0.92	2.192	1.000	0.04
Peso del muro	W x0.90		0.00	56.83	1.642	0.926	-93.32
Peso del riempimento	Ws x0.90		0.00	17.32	2.482	1.774	-42.97
Carico vert. sommit. perm.	Ngx0.90		0.00	18.00	1.825	3.100	-32.85
Carico orizz. sommit. perm.	Hgx1.10		11.00	0.00	1.825	3.200	35.20
Carico orizz. sommit. var.	Hqx1.50		7.50	0.00	1.825	3.200	24.00
			Somma=	108.15			-97.78



Somma delle forze verticali = 108.15 kN/m
 Somma dei momenti sulla fondazione a valle = -97.78 kNm/m
 Somma dei momenti a metà della base = 48.22 kNm/m
 Eccentricità $ec=48.22/108.15=0.446m$, $ec \leq 2.700/6=0.450m$
 Pressione sul terreno $q_1=0.080$ N/mm² $q_2=0.000$ N/mm²
 Fondazione effettiva $L=2.700-2 \times 0.446=1.808$ m
 Portata del terreno $Rd=L \cdot q_u / \gamma M = 1.808 \times (1000 \times 0.30) / 1.40 = 387.43$ kN/m
 Verifica della portata $Vd=108.15 < Rd=387.43$ kN/m, La verifica è soddisfatta (EC7 Eq.2.2, Eq.6.1)

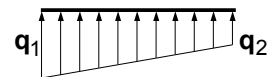


(EC7 Annessi D)

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]	[kNm/m]
Spinta attiva del terreno	Pax1.10	0.00- 1.10	1.10	7.36	2.54	2.029	2.417	12.63
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.50	0.00- 1.10	1.10	1.84	0.63	2.013	2.550	3.44
Spinta attiva del terreno	Pax1.10	1.10- 3.10	3.10	26.66	11.91	2.211	0.840	-3.95
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.50	1.10- 3.10	3.10	2.06	0.92	2.192	1.000	0.04
Peso del muro	W x1.10			0.00	69.47	1.642	0.926	-114.06
Peso del riempimento	Wsx1.10			0.00	21.16	2.482	1.774	-52.53
Carico vert. sommit. perm.	Ngx1.10			0.00	22.00	1.825	3.100	-40.15
Carico vert. sommit. var.	Nqx1.50			0.00	15.00	1.825	3.100	-27.38
Carico orizz. sommit. perm.	Hgx1.10			11.00	0.00	1.825	3.200	35.20
Carico orizz. sommit. var.	Hqx1.50			7.50	0.00	1.825	3.200	24.00
			Somma=		143.63			-162.76

Somma delle forze verticali = 143.63 kN/m
 Somma dei momenti sulla fondazione a valle = -162.76 kNm/m
 Somma dei momenti a metà della base = 31.14 kNm/m
 Eccentricità $ec=31.14/143.63=0.217m$, $ec \leq 2.700/6=0.450m$
 Pressione sul terreno $q_1=0.079$ N/mm² $q_2=0.028$ N/mm²
 Fondazione effettiva $L=2.700-2 \times 0.217=2.266$ m
 Portata del terreno $Rd=L \cdot q_u / \gamma M = 2.266 \times (1000 \times 0.30) / 1.40 = 485.57$ kN/m
 Verifica della portata $Vd=143.63 < Rd=485.57$ kN/m, La verifica è soddisfatta (EC7 Eq.2.2, Eq.6.1)



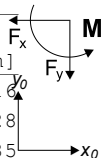
(EC7 Annessi D)

1.7.3. Verifica di rottura dovuta al ribaltamento (EQU)

(EC7 EN1997-1-1:2004, §9.7.4)

Ribaltamento rispetto alla fondazione a valle ($x_0=0, y_0=0$) ($x=1.950, y=3.100$ m)

Azione	(γ)	y1 - y2	Fx	Fy	xo	yo	Mo+	Mo-	
				[kN/m]		[kN/m]	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]
Spinta attiva del terreno	Pax1.10	0.00- 1.10	1.10	7.36	2.54	2.029	2.417	17.79	5.16
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.50	0.00- 1.10	1.10	1.84	0.63	2.013	2.550	4.71	1.28
Spinta attiva del terreno	Pax1.10	1.10- 3.10	3.10	26.66	11.91	2.211	0.840	22.40	26.35
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.50	1.10- 3.10	3.10	2.06	0.92	2.192	1.000	2.06	2.01
Peso del muro	W x0.90			0.00	56.83	1.642	0.926	0.00	93.32
Peso del riempimento	Wsx0.90			0.00	17.32	2.482	1.774	0.00	42.97
Carico vert. sommit. perm.	Ngx0.90			0.00	18.00	1.825	3.100	0.00	32.85
Carico orizz. sommit. perm.	Hgx1.10			11.00	0.00	1.825	3.200	35.20	0.00
Carico orizz. sommit. var.	Hqx1.50			7.50	0.00	1.825	3.200	24.00	0.00
			Somma=					106.16	203.94

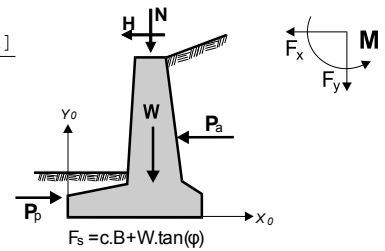


Somma dei momenti ribaltanti = 106.16 kNm/m
 Somma dei momenti stabilizzanti = 203.94 kNm/m
 Verifica del ribaltamento $Med=106.16 < Mrd=203.94$ kNm/m, La verifica è soddisfatta

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	0.00- 1.10	7.36	0.00	2.54	
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.50	0.00- 1.10	1.84	0.00	0.63	
Spinta attiva del terreno	Pax1.10	1.10- 3.10	26.66	0.00	11.91	
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.50	1.10- 3.10	2.06	0.00	0.92	
Spinta passiva del terreno	Ppx0.90	2.20- 3.10	0.00	12.96	0.00	
Peso del muro	W x0.90		0.00	0.00	56.83	
Peso del riempimento	Wsx0.90		0.00	0.00	17.32	
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=			56.42	12.96	108.15	



Attrito del terreno $R_d = V_d \cdot \tan \phi / \gamma M = 108.15 \times \tan(35.00^\circ) / 1.25 = 60.58 \text{ kN/m}$

Coesione del terreno $R_d = A \cdot c_u / \gamma M = 1000 \times 2.700 \times 0.015 / 1.25 = 32.40 \text{ kN/m}$

(le forze resistenti dovute alla coesione sono ignorate)

(EC7 §6.5.3. 10)

Somma delle forze agenti = 56.42 kN/m

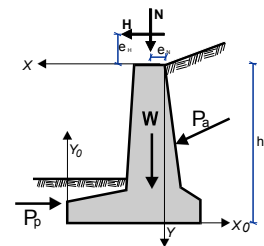
Somma delle forze resistenti (12.96+60.58) = 73.54 kN/m

Verifica della resistenza allo scorrimento $H_d = 56.42 < R_d = 73.54 \text{ kN/m}$, 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	Fy	x	y
			[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]
Spinta attiva del terreno	Pa	0.00- 1.10	5.49	1.90	-0.079	0.683
Sovracc. riempimen. accid.	Pq	0.00- 1.10	1.01	0.35	-0.063	0.550
Spinta attiva del terreno	Pa	1.10- 3.10	19.01	8.50	-0.261	2.260
Sovracc. riempimen. accid.	Pq	1.10- 3.10	1.08	0.48	-0.242	2.100
Spinta passiva del terreno	Pp	2.20- 3.10	-18.22	0.00	1.950	2.800
Peso del muro	W		0.00	63.15	0.308	2.174
Peso del riempimento	Ws		0.00	19.24	-0.532	1.326
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	0.125	-0.100
Carico orizz. sommit. var.	Hq		5.00	0.00	0.125	-0.100

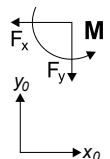


1.8.2. Verifica della capacità portante del terreno (STR)

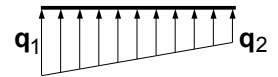
(EC7 EN1997-1-1:2004, §6.5.2)

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	xo	yo	M	
			[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	[kNm/m]
Spinta attiva del terreno	Pax1.30	0.00- 1.10	7.14	2.47	2.029	2.417	12.23	
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.50	0.00- 1.10	1.52	0.52	2.013	2.550	2.82	
Spinta attiva del terreno	Pax1.30	1.10- 3.10	24.71	11.05	2.211	0.840	-3.67	
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.50	1.10- 3.10	1.62	0.72	2.192	1.000	0.04	
Peso del muro	W x1.00		0.00	63.15	1.642	0.926	-103.69	
Peso del riempimento	Wsx1.00		0.00	19.24	2.482	1.774	-47.75	
Carico vert. sommit. perm.	Ngx1.00		0.00	20.00	1.825	3.100	-36.50	
Carico orizz. sommit. perm.	Hgx1.30		13.00	0.00	1.825	3.200	41.60	
Carico orizz. sommit. var.	Hqx1.50		7.50	0.00	1.825	3.200	24.00	
Somma=				117.15			-110.92	



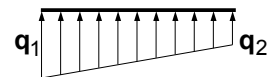
Somma delle forze verticali = 117.15 kN/m
 Somma dei momenti sulla fondazione a valle = -110.92 kNm/m
 Somma dei momenti a metà della base = 47.23 kNm/m
 Eccentricità $ec=47.23/117.15=0.403m$, $ec \leq 2.700/6=0.450m$
 Pressione sul terreno $q_1=0.082 \text{ N/mm}^2$ $q_2=0.005 \text{ N/mm}^2$
 Fondazione effettiva $L=2.700-2 \times 0.403= 1.894 \text{ m}$ (EC7 Annessi D)
 Portata del terreno $Rd=L \cdot q_u/\gamma M=1.894 \times (1000 \times 0.30)/1.00= 568.20 \text{ kN/m}$
 Verifica della portata $Vd=117.15 < Rd=568.20 \text{ kN/m}$, La verifica è soddisfatta (EC7 Eq.2.2, Eq.6.1)



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]		[m]	[m]	[kNm/m]
Spinta attiva del terreno	Pax1.30	0.00- 1.10	7.14	2.47	2.029	2.417	12.23	
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.50	0.00- 1.10	1.52	0.52	2.013	2.550	2.82	
Spinta attiva del terreno	Pax1.30	1.10- 3.10	24.71	11.05	2.211	0.840	-3.67	
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.50	1.10- 3.10	1.62	0.72	2.192	1.000	0.04	
Peso del muro	W x1.30		0.00	82.09	1.642	0.926	-134.80	
Peso del riempimento	Wsx1.30		0.00	25.01	2.482	1.774	-62.07	
Carico vert. sommit. perm.	Ngx1.30		0.00	26.00	1.825	3.100	-47.45	
Carico vert. sommit. var.	Nqx1.50		0.00	15.00	1.825	3.100	-27.38	
Carico orizz. sommit. perm.	Hgx1.30		13.00	0.00	1.825	3.200	41.60	
Carico orizz. sommit. var.	Hqx1.50		7.50	0.00	1.825	3.200	24.00	
			Somma=	162.86			-194.68	

Somma delle forze verticali = 162.86 kN/m
 Somma dei momenti sulla fondazione a valle = -194.68 kNm/m
 Somma dei momenti a metà della base = 25.18 kNm/m
 Eccentricità $ec=25.18/162.86=0.155m$, $ec \leq 2.700/6=0.450m$
 Pressione sul terreno $q_1=0.081 \text{ N/mm}^2$ $q_2=0.040 \text{ N/mm}^2$
 Fondazione effettiva $L=2.700-2 \times 0.155= 2.391 \text{ m}$ (EC7 Annessi D)
 Portata del terreno $Rd=L \cdot q_u/\gamma M=2.391 \times (1000 \times 0.30)/1.00= 717.30 \text{ kN/m}$
 Verifica della portata $Vd=162.86 < Rd=717.30 \text{ kN/m}$, La verifica è soddisfatta (EC7 Eq.2.2, Eq.6.1)

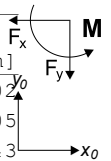


1.8.3. Verifica di rottura dovuta al ribaltamento (STR)

(EC7 EN1997-1-1:2004, §9.7.4)

Ribaltamento rispetto alla fondazione a valle ($x_o=0, y_o=0$) ($x=1.950, y=3.100 \text{ m}$)

Azione	(γ)	y1 - y2	Fx	Fy	xo	yo	Mo+	Mo-	
				[kN/m]		[m]	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]
Spinta attiva del terreno	Pax1.30	0.00- 1.10	7.14	2.47	2.029	2.417	17.25	5.02	
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.50	0.00- 1.10	1.52	0.52	2.013	2.550	3.87	1.05	
Spinta attiva del terreno	Pax1.30	1.10- 3.10	24.71	11.05	2.211	0.840	20.76	24.43	
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.50	1.10- 3.10	1.62	0.72	2.192	1.000	1.62	1.58	
Peso del muro	W x1.00		0.00	63.15	1.642	0.926	0.00	103.69	
Peso del riempimento	Wsx1.00		0.00	19.24	2.482	1.774	0.00	47.75	
Carico vert. sommit. perm.	Ngx1.00		0.00	20.00	1.825	3.100	0.00	36.50	
Carico orizz. sommit. perm.	Hgx1.30		13.00	0.00	1.825	3.200	41.60	0.00	
Carico orizz. sommit. var.	Hqx1.50		7.50	0.00	1.825	3.200	24.00	0.00	
			Somma=				109.10	220.02	

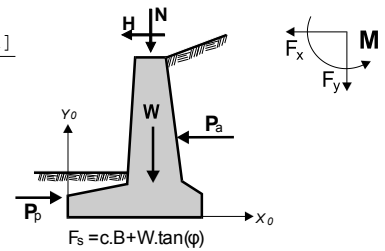


Somma dei momenti ribaltanti = 109.10 kNm/m
 Somma dei momenti stabilizzanti = 220.02 kNm/m
 Verifica del ribaltamento $Med=109.10 < Mrd=220.02 \text{ kNm/m}$, La verifica è soddisfatta

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]	
Spinta attiva del terreno	Pax1.30	0.00- 1.10	7.14	0.00	2.47	
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.50	0.00- 1.10	1.52	0.00	0.52	
Spinta attiva del terreno	Pax1.30	1.10- 3.10	24.71	0.00	11.05	
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.50	1.10- 3.10	1.62	0.00	0.72	
Spinta passiva del terreno	Ppx1.00	2.20- 3.10	0.00	18.22	0.00	
Peso del muro	W x1.00		0.00	0.00	63.15	
Peso del riempimento	Wsx1.00		0.00	0.00	19.24	
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=			55.49	18.22	117.15	



Attrito del terreno $R_d = V_d \cdot \tan \phi / \gamma M = 117.15 \times \tan(35.00^\circ) / 1.00 = 82.03 \text{ kN/m}$

Coesione del terreno $R_d = A \cdot c_u / \gamma M = 1000 \times 2.700 \times 0.015 / 1.00 = 40.50 \text{ kN/m}$

(le forze resistenti dovute alla coesione sono ignorate)

(EC7 §6.5.3. 10)

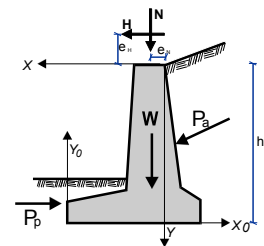
Somma delle forze agenti = 55.49 kN/m

Somma delle forze resistenti (18.22+82.03) = 100.25 kN/m

Verifica della resistenza allo scorrimento $H_d = 55.49 < R_d = 100.25 \text{ kN/m}$, La verifica è soddisfatta

1.9. Verifiche di stabilità del muro (GEO)**1.9.1. Forze (agenti e resistenti) sulla parete (GEO)**

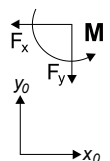
Azione		y1 - y2	Fx	Fy	x	y
			[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]
Spinta attiva del terreno	Pa	0.00- 1.10	6.69	2.31	-0.079	0.683
Sovracc. riempimen. accid.	Pq	0.00- 1.10	1.23	0.42	-0.063	0.550
Spinta attiva del terreno	Pa	1.10- 3.10	24.24	10.83	-0.261	2.260
Sovracc. riempimen. accid.	Pq	1.10- 3.10	1.37	0.61	-0.242	2.100
Spinta passiva del terreno	Pp	2.20- 3.10	-14.40	0.00	1.950	2.800
Peso del muro	W		0.00	63.15	0.308	2.174
Peso del riempimento	Ws		0.00	19.24	-0.532	1.326
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	0.125	-0.100
Carico orizz. sommit. var.	Hq		5.00	0.00	0.125	-0.100

**1.9.2. Verifica della capacità portante del terreno (GEO)**

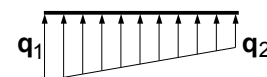
(EC7 EN1997-1-1:2004, §6.5.2)

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]	[kN/m]	[m]	[m]	[kNm/m]
Spinta attiva del terreno	Pax1.00	0.00- 1.10	6.69	2.31	2.029	2.417	11.48	
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.30	0.00- 1.10	1.60	0.55	2.013	2.550	2.98	
Spinta attiva del terreno	Pax1.00	1.10- 3.10	24.24	10.83	2.211	0.840	-3.59	
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.30	1.10- 3.10	1.78	0.79	2.192	1.000	0.04	
Peso del muro	W x1.00		0.00	63.15	1.642	0.926	-103.69	
Peso del riempimento	Wsx1.00		0.00	19.24	2.482	1.774	-47.75	
Carico vert. sommit. perm.	Ngx1.00		0.00	20.00	1.825	3.100	-36.50	
Carico orizz. sommit. perm.	Hgx1.00		10.00	0.00	1.825	3.200	32.00	
Carico orizz. sommit. var.	Hqx1.30		6.50	0.00	1.825	3.200	20.80	
Somma=					116.87		-124.23	



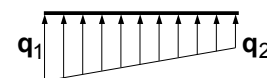
Somma delle forze verticali = 116.87 kN/m
 Somma dei momenti sulla fondazione a valle = -124.23 kNm/m
 Somma dei momenti a metà della base = 33.54 kNm/m
 Eccentricità $ec = 33.54 / 116.87 = 0.287\text{m}$, $ec \leq 2.700 / 6 = 0.450\text{m}$
 Pressione sul terreno $q_1 = 0.071\text{ N/mm}^2$ $q_2 = 0.016\text{ N/mm}^2$
 Fondazione effettiva $L = 2.700 - 2 \times 0.287 = 2.126\text{ m}$ (EC7 Annessi D)
 Portata del terreno $R_d = L \cdot q_u / \gamma M = 2.126 \times (1000 \times 0.30) / 1.40 = 455.57\text{ kN/m}$
 Verifica della portata $V_d = 116.87 < R_d = 455.57\text{ kN/m}$, 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]	[kNm/m]
Spinta attiva del terreno	Pax1.00	0.00- 1.10	1.10	6.69	2.31	2.029	2.417	11.48
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.30	0.00- 1.10	1.10	1.60	0.55	2.013	2.550	2.98
Spinta attiva del terreno	Pax1.00	1.10- 3.10	3.10	24.24	10.83	2.211	0.840	-3.59
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.30	1.10- 3.10	3.10	1.78	0.79	2.192	1.000	0.04
Peso del muro	W x1.00			0.00	63.15	1.642	0.926	-103.69
Peso del riempimento	Wsx1.00			0.00	19.24	2.482	1.774	-47.75
Carico vert. sommit. perm.	Ngx1.00			0.00	20.00	1.825	3.100	-36.50
Carico vert. sommit. var.	Nqx1.30			0.00	13.00	1.825	3.100	-23.72
Carico orizz. sommit. perm.	Hgx1.00			10.00	0.00	1.825	3.200	32.00
Carico orizz. sommit. var.	Hqx1.30			6.50	0.00	1.825	3.200	20.80
			Somma=		129.87			-147.95

Somma delle forze verticali = 129.87 kN/m
 Somma dei momenti sulla fondazione a valle = -147.95 kNm/m
 Somma dei momenti a metà della base = 27.37 kNm/m
 Eccentricità $ec = 27.37 / 129.87 = 0.211\text{m}$, $ec \leq 2.700 / 6 = 0.450\text{m}$
 Pressione sul terreno $q_1 = 0.071\text{ N/mm}^2$ $q_2 = 0.026\text{ N/mm}^2$
 Fondazione effettiva $L = 2.700 - 2 \times 0.211 = 2.279\text{ m}$ (EC7 Annessi D)
 Portata del terreno $R_d = L \cdot q_u / \gamma M = 2.279 \times (1000 \times 0.30) / 1.40 = 488.36\text{ kN/m}$
 Verifica della portata $V_d = 129.87 < R_d = 488.36\text{ kN/m}$, La verifica è soddisfatta (EC7 Eq.2.2, Eq.6.1)

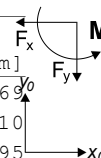


1.9.3. Verifica di rottura dovuta al ribaltamento (GEO)

(EC7 EN1997-1-1:2004, §9.7.4)

Ribaltamento rispetto alla fondazione a valle ($x_o=0, y_o=0$) ($x=1.950, y=3.100\text{ m}$)

Azione	(γ)	y1 - y2	Fx	Fy	xo	yo	Mo+	Mo-	
				[kN/m]		[kN/m]	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]
Spinta attiva del terreno	Pax1.00	0.00- 1.10	1.10	6.69	2.31	2.029	2.417	16.17	4.69
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.30	0.00- 1.10	1.10	1.60	0.55	2.013	2.550	4.08	1.10
Spinta attiva del terreno	Pax1.00	1.10- 3.10	3.10	24.24	10.83	2.211	0.840	20.36	23.95
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.30	1.10- 3.10	3.10	1.78	0.79	2.192	1.000	1.78	1.74
Peso del muro	W x1.00			0.00	63.15	1.642	0.926	0.00	103.69
Peso del riempimento	Wsx1.00			0.00	19.24	2.482	1.774	0.00	47.75
Carico vert. sommit. perm.	Ngx1.00			0.00	20.00	1.825	3.100	0.00	36.50
Carico orizz. sommit. perm.	Hgx1.00			10.00	0.00	1.825	3.200	32.00	0.00
Carico orizz. sommit. var.	Hqx1.30			6.50	0.00	1.825	3.200	20.80	0.00
			Somma=					95.19	219.42

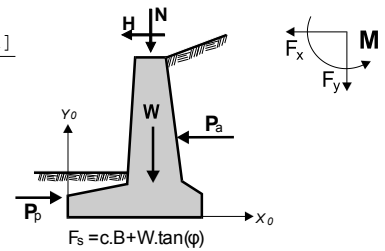


Somma dei momenti ribaltanti = 95.19 kNm/m
 Somma dei momenti stabilizzanti = 219.42 kNm/m
 Verifica del ribaltamento $Med = 95.19 < Mrd = 219.42\text{ kNm/m}$, La verifica è soddisfatta

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]	
Spinta attiva del terreno	Pax1.00	0.00- 1.10	6.69	0.00	2.31	
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.30	0.00- 1.10	1.60	0.00	0.55	
Spinta attiva del terreno	Pax1.00	1.10- 3.10	24.24	0.00	10.83	
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.30	1.10- 3.10	1.78	0.00	0.79	
Spinta passiva del terreno	Ppx1.00	2.20- 3.10	0.00	14.40	0.00	
Peso del muro	W x1.00		0.00	0.00	63.15	
Peso del riempimento	Wsx1.00		0.00	0.00	19.24	
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=			50.81	14.40	116.87	



Attrito del terreno $R_d = V_d \cdot \tan \phi / \gamma M = 116.87 \times \tan(35.00^\circ) / 1.25 = 65.47 \text{ kN/m}$

Coesione del terreno $R_d = A \cdot c_u / \gamma M = 1000 \times 2.700 \times 0.015 / 1.25 = 32.40 \text{ kN/m}$

(le forze resistenti dovute alla coesione sono ignorate)

(EC7 §6.5.3. 10)

Somma delle forze agenti = 50.81 kN/m

Somma delle forze resistenti (14.40+65.47) = 79.87 kN/m

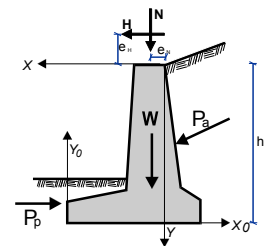
Verifica della resistenza allo scorrimento $H_d = 50.81 < R_d = 79.87 \text{ kN/m}$, La verifica è soddisfatta

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	Fy	x	y
			[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]
Spinta attiva del terreno	Pa	0.00- 1.10	5.49	1.90	-0.079	0.683
Sovracc. riempimen. accid.	Pq	0.00- 1.10	1.01	0.35	-0.063	0.550
Spinta attiva del terreno	Pa	1.10- 3.10	19.01	8.50	-0.261	2.260
Sovracc. riempimen. accid.	Pq	1.10- 3.10	1.08	0.48	-0.242	2.100
Spinta passiva del terreno	Pp	2.20- 3.10	-18.22	0.00	1.950	2.800
Peso del muro	W		0.00	63.15	0.308	2.174
Peso del riempimento	Ws		0.00	19.24	-0.532	1.326
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	0.125	-0.100
Carico orizz. sommit. var.	Hq		5.00	0.00	0.125	-0.100

**1.10.2. Forze aggiuntive dovute al carico sismico**

Azione		y1 - y2	Fx	Fy	x	y
			[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]
Spinta attiva del terreno	Pa	0.00- 1.10	1.70		-0.079	0.683
Sovracc. riempimen. accid.	Pq	0.00- 1.10	0.31		-0.063	0.550
Spinta attiva del terreno	Pa	1.10- 3.10	6.65		-0.261	2.260
Sovracc. riempimen. accid.	Pq	1.10- 3.10	0.38		-0.242	2.100
Peso del muro	W		2.53	-1.26	0.308	2.174
Peso del riempimento	Ws		0.77	-0.38	-0.532	1.326
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)

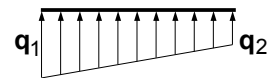
(EC7 §6.5.2)

Azione	(γ)	y1 - y2	Fx	Fy	xo	yo	M	
				[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	[kNm/m]
Spinta attiva del terreno	Pax1.00	0.00- 1.10	7.19	1.90	2.029	2.417	13.52	
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.00	0.00- 1.10	1.32	0.35	2.013	2.550	2.68	
Spinta attiva del terreno	Pax1.00	1.10- 3.10	25.66	8.50	2.211	0.840	2.77	
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.00	1.10- 3.10	1.46	0.48	2.192	1.000	0.41	
Peso del muro	W x1.00		2.53	64.41	1.642	0.926	-99.28	
Peso del riempimento	Wsx1.00		0.77	19.62	2.482	1.774	-45.44	
Carico vert. sommit. perm.	Ngx1.00		0.80	19.60	1.825	3.100	-33.29	
Carico vert. sommit. var.	Nqx1.00		0.40	9.80	1.825	3.100	-16.64	
Carico orizz. sommit. perm.	Hgx1.00		10.00	0.00	1.825	3.200	32.00	
Carico orizz. sommit. var.	Hqx1.00		5.00	0.00	1.825	3.200	16.00	
Somma=			124.66				-127.27	

Somma delle forze verticali = 124.66 kN/m

Somma dei momenti sulla fondazione a valle = -127.27 kNm/m

Somma dei momenti a metà della base = 41.02 kNm/m

Eccentricità $ec = 41.02/124.66 = 0.329m$, $ec \leq 2.700/6 = 0.450m$ Pressione sul terreno $q1 = 0.080 \text{ N/mm}^2$ $q2 = 0.012 \text{ N/mm}^2$ Fondazione effettiva $L = 2.700 - 2 \times 0.329 = 2.042 \text{ m}$ Portata del terreno $Rd = L \cdot qu / \gamma M = 2.042 \times (1000 \times 0.30) / 1.00 = 612.60 \text{ kN/m}$ Verifica della portata $Vd = 124.66 < Rd = 612.60 \text{ kN/m}$, La verifica è soddisfatta (EC7 Eq.2.2, Eq.6.1)

(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 ($xo=0, yo=0$) ($x=1.950, y=3.100 \text{ m}$)

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	0.00- 1.10	7.19	1.90	2.029	2.417	17.38	3.86	
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.00	0.00- 1.10	1.32	0.35	2.013	2.550	3.38	0.70	
Spinta attiva del terreno	Pax1.00	1.10- 3.10	25.66	8.50	2.211	0.840	21.56	18.79	
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.00	1.10- 3.10	1.46	0.48	2.192	1.000	1.46	1.05	
Peso del muro	W x1.00		2.53	64.41	1.642	0.926	4.41	103.69*	
Peso del riempimento	Wsx1.00		0.77	19.62	2.482	1.774	2.31	47.75*	
Carico vert. sommit. perm.	Ngx1.00		0.80	19.60	1.825	3.100	3.21	36.50*	
Carico vert. sommit. var.	Nqx1.00		0.40	9.80	1.825	3.100	1.61	18.25*	
Carico orizz. sommit. perm.	Hgx1.00		10.00	0.00	1.825	3.200	32.00	0.00	
Carico orizz. sommit. var.	Hqx1.00		5.00	0.00	1.825	3.200	16.00	0.00	
Somma=							103.32	230.59	

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

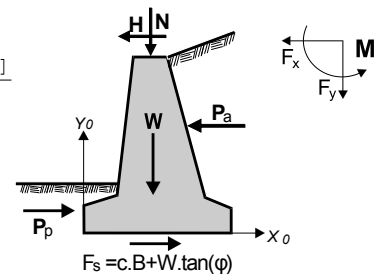
Somma dei momenti ribaltanti = 103.32 kNm/m

Somma dei momenti stabilizzanti = 230.59 kNm/m

Verifica del ribaltamento $Med = 103.32 < Mrd = 230.59 \text{ kNm/m}$, 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]	[kN/m]	[kN/m]	
Spinta attiva del terreno	Pax1.00	0.00- 1.10	7.19	0.00	1.90	
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.00	0.00- 1.10	1.32	0.00	0.35	
Spinta attiva del terreno	Pax1.00	1.10- 3.10	25.66	0.00	8.50	
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.00	1.10- 3.10	1.46	0.00	0.48	
Spinta passiva del terreno	Ppx1.00	2.20- 3.10	0.00	18.22	0.00	
Peso del muro	W x1.00		2.53	0.00	61.89	
Peso del riempimento	Wsx1.00		0.77	0.00	18.86	
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=			55.13	18.22	121.38	



Attrito del terreno $R_d = V_d \cdot \tan \phi / \gamma M = 121.38 \times \tan(35.00^\circ) / 1.00 = 84.99 \text{ kN/m}$
 Coesione del terreno $R_d = A \cdot c_u / \gamma M = 1000 \times 2.700 \times 0.015 / 1.00 = 40.50 \text{ kN/m}$
 (le forze resistenti dovute alla coesione sono ignorate) (EC7 §6.5.3. 10)
 Somma delle forze agenti = 55.13 kN/m
 Somma delle forze resistenti (18.22+84.99) = 103.21 kN/m
 Verifica della resistenza allo scorrimento $H_d = 55.13 < R_d = 103.21 \text{ kN/m}$, La verifica è soddisfatta

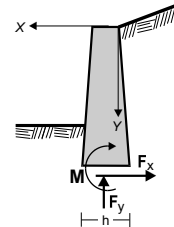
1.11. Progettazione del muro

(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	0.346	23.15	24.64	13.10
1.00	0.442	27.94	31.23	25.86
1.50	0.538	32.52	39.28	41.00
2.00	0.635	38.05	49.09	58.44
2.60	0.750	46.65	63.33	83.24



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

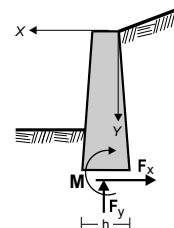
(EC2 §9.6.2)

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	13.10	-24.64	313	7.70	0.04	0.8/20.0	2.59	0.74	(4.70)	
1.00	25.86	-31.23	409	7.27	0.04	0.8/20.0	2.59	1.21	(6.15)	
1.50	41.00	-39.28	505	7.13	0.04	0.8/20.0	2.59	1.57	(7.59)	
2.00	58.44	-49.09	602	7.07	0.04	0.8/20.0	2.59	1.87	(9.04)	
2.60	83.24	-63.33	717	7.00	0.04	0.8/20.0	2.59	2.18	(10.77)	

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	0.346	19.02	24.64	10.45
1.00	0.442	23.95	31.23	21.21
1.50	0.538	28.54	39.28	34.21
2.00	0.635	34.51	49.09	49.87
2.60	0.750	43.80	63.33	72.99



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	10.45	-24.64	313	8.40	0.03	0.7/20.0	2.59	0.52	(4.70)	
1.00	21.21	-31.23	409	7.86	0.04	0.7/20.0	2.59	0.92	(6.15)	
1.50	34.21	-39.28	505	7.67	0.04	0.8/20.0	2.59	1.22	(7.59)	
2.00	49.87	-49.09	602	7.53	0.04	0.8/20.0	2.59	1.49	(9.04)	
2.60	72.99	-63.33	717	7.37	0.04	0.8/20.0	2.59	1.80	(10.77)	

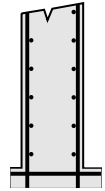
1.11.5. Armatura del muro

Armatura a monte Ø16/18.5 (10.86 cm²/m)

Armatura secondaria trasversale Ø 8/40.0 (1.26 cm²/m)

Armatura a valle Ø16/26.5 (7.58 cm²/m)

Armatura secondaria trasversale Ø 8/40.0 (1.26 cm²/m)

**1.11.6. Ancoraggio dell'armatura del muro**

(EC2 §8.4)

Lunghezza richiesta dell'ancoraggio

(EC2 Eq.8.3)

$l_b, r_{qd} = (\sigma_s / f_{bd}) \cdot (\sigma_s / f_{bd}) = (16/4) \cdot (78/1.61) = 195 \text{ mm}$

$\sigma_s = 391.00 \times 218 / 1086 = 78 \text{ MPa}$ $f_{bd} = 2.25 \times 0.70 \times (f_{ctk} 0.05 / \gamma_c) = 1.61 \text{ MPa}$

(EC2 §8.4.2)

Lunghezza dell'ancoraggio di progetto $l_{bd} = 1.00 \times 195 = 195 \text{ mm}$, $C_{nom} = 25 \text{ mm} < 3\phi = 48 \text{ mm}$

(EC2 §8.4.4, T.8.2)

Lunghezza dell'ancoraggio minima $l_{b, min} = \max(0.30 l_{brqd}, 10\phi, 100 \text{ mm}) = 160 \text{ mm}$

Necessarie piegature 160 mm 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.

$V_{ed} = 36.37 \text{ kN/m}$, $V_{ed} (+\text{sismico}) = 32.70 \text{ kN/m}$, $N_{ed} = -46.32 \text{ kN/m}$

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)

$C_{rdc} = 0.18 / \gamma_c = 0.18 / 1.50 = 0.120$, $f_{ck} = 25.00 \text{ MPa}$, $b_w = 1000 \text{ mm}$, $d = 717 \text{ mm}$

$k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2$, $k = 1.53$, $k_1 = 0.15$

$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d) = 1086 / (1000 \times 717) = 0.0015$

$\sigma_{cp} = N_{ed} / A_c = 1000 \times 46.32 / 750000 = 0.06 \text{ N/mm}^2$

$v_{min} = 0.035 \cdot k^{1.50} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.33 \text{ N/mm}^2$

(EC2 Eq.6.3N)

$V_{rd, c(min)} = 0.001 \times (0.33 + 0.15 \times 0.06) \times 1000 \times 717 = 243.06 \text{ kN/m}$

$V_{rdc} = 0.001 \times [0.120 \times 1.53 \times (0.15 \times 25.00)^{0.33} + 0.15 \times 0.06] \times 1000 \times 717 = 210.97$, $V_{rdc} = V_{rdc(min)} = 243.06 \text{ kN/m}$

$V_{ed} = 36.37 \text{ kN/m} \leq V_{rdc} = 243.06 \text{ kN/m}$, 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 $x = 1.950 \text{ m}$ to $x = 0.450 \text{ m}$

Somma delle forze verticali = 162.86 kN/m

Somma dei momenti a metà della base = 25.18 kNm/m

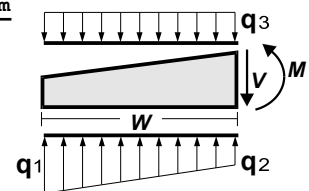
$q_1 = 0.081 \text{ N/mm}^2$, $q_2 = 0.058 \text{ N/mm}^2$, $w = 1.500 \text{ m}$

pressione dovuta al peso proprio $q_3 = 0.013 \text{ N/mm}^2$

$M = 67.91 \text{ kNm/m}$, $V = 84.79 \text{ kN/m}$

V alla distanza $d = 425 \text{ mm}$ dalla faccia del muro = 64.28 kN/m

$M_{ed} = 67.91 \text{ kNm/m}$, $V_{sd} = 64.28 \text{ kN/m}$

**1.12.2. Progettazione della fondazione a monte $x = -0.750 \text{ m}$ to $x = -0.300 \text{ m}$**

Somma delle forze verticali = 162.86 kN/m

Somma dei momenti a metà della base = 25.18 kNm/m

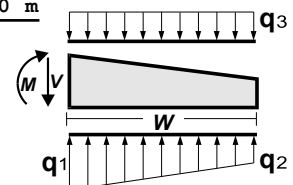
$q_1 = 0.047 \text{ N/mm}^2$, $q_2 = 0.040 \text{ N/mm}^2$, $w = 0.450 \text{ m}$

pressione dovuta al riempimento e al peso proprio $q_3 = 0.055 \text{ N/mm}^2$

$M = -1.33 \text{ kNm/m}$, $V = 5.38 \text{ kN/m}$

V alla distanza $d = 425 \text{ mm}$ dalla faccia del muro = 0.58 kN/m

$M_{ed} = -1.33 \text{ kNm/m}$, $V_{sd} = 0.58 \text{ kN/m}$



1.12.3. Progettazione della fondazione a valle $x=1.950$ m to $x=0.450$ m (con carico sismico)

Somma delle forze verticali = 124.66 kN/m
 Somma dei momenti a metà della base = 41.02 kNm/m
 $q_1 = 0.080$ N/mm², $q_2 = 0.042$ N/mm², $w = 1.500$ m
 pressione dovuta al peso proprio $q_3 = 0.013$ N/mm²
 $M = 61.58$ kNm/m, $V = 72.26$ kN/m
 V alla distanza $d=425$ mm dalla faccia del muro = 57.65 kN/m
 $Med = 61.58$ kNm/m, $Vsd = 57.65$ kN/m

1.12.4. Progettazione della fondazione a monte $x=-0.750$ m to $x=-0.300$ m (con carico sismico)

Somma delle forze verticali = 124.66 kN/m
 Somma dei momenti a metà della base = 41.02 kNm/m
 $q_1 = 0.024$ N/mm², $q_2 = 0.012$ N/mm², $w = 0.450$ m
 pressione dovuta al riempimento e al peso proprio $q_3 = 0.055$ N/mm²
 $M = -3.20$ kNm/m, $V = 16.63$ kN/m
 V alla distanza $d=425$ mm dalla faccia del muro = 1.05 kN/m
 $Med = -3.20$ kNm/m, $Vsd = 1.05$ kN/m

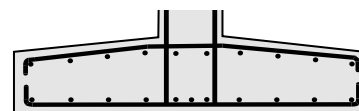
1.12.5. Progettazione della fondazione della parete per flessione

(EC2 EN1992-1-1:2004, §6.1)

Classe del CA: C25/30-B450C, Copriferro: $C_{nom}=75$ mm (§3, §4.4.1.1)
 $Med = 67.91$ kNm/m, $d=418$ mm, $K_d = 5.07$ $x/d=0.06$ $\epsilon_{c2}/\epsilon_{s1}=-1.2/20.0$ $k_s=2.61$, **$A_s = 4.24$ cm²/m**
 $Med = -3.20$ kNm/m, $d=418$ mm, $K_d=23.37$ $x/d=0.01$ $\epsilon_{c2}/\epsilon_{s1}=-0.2/20.0$ $k_s=2.57$, **$A_s = 0.20$ cm²/m**
 Armatura minima $A_s \geq 0.26 b d \cdot f_{ctm} / f_{yk}$ ($A_s = 6.28$ cm²/m) (EC2 §9.3.1)
 Armatura minima $\varnothing 14/24.5$ (6.29 cm²/m)

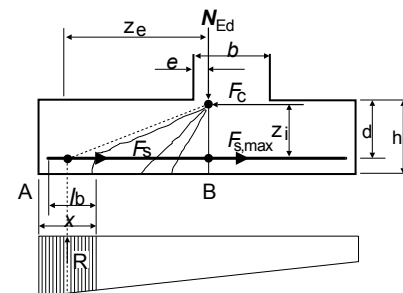
1.12.6. Armatura della fondazione

Armatura inferiore della fondazione $\varnothing 14/24.5$ (6.29 cm²/m)
 Armatura superiore della fondazione $\varnothing 14/24.5$ (6.29 cm²/m)
 Armatura trasversale secondaria $\varnothing 14/40.0$ (3.85 cm²/m)

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

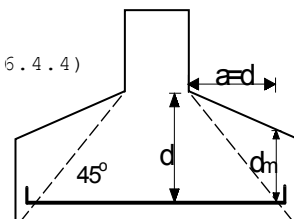
(EC2 EN1992-1-1:2004, §9.8.2.2, §8.4)

$x=h/2=0.175$ m, $R=1000 \times 0.081 \times 0.175=14.18$ kN/m
 $e=0.15b=0.113$ m $z_e=1.525$ m, $z_i=0.900d=0.376$ m
 $F_s=R \cdot z_e/z_i=14.18 \times 1.525/0.376=57.48$ kN/m
 $\sigma_{sd}=F_s/A_s=1000 \times 57.48/629=91$ MPa
 Lunghezza richiesta dell'ancoraggio (EC2 Eq.8.3)
 $l_b, r_{qd}=(\sigma_{sd}/f_{bd})=(14/4) \times (91/2.30)=138$ 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)
 $l_{bd}=0.70 \times 138=97$ mm, $C_{nom}=75$ mm $> 3\varnothing=42$ mm
 Lunghezza dell'ancoraggio minima $l_{b,min}=\max(0.30 l_{brqd}, 10\varnothing, 100$ mm) $=140$ mm
 Lunghezza di ancoraggio necessaria per l'armatura longitudinale $L_{bd}=140$ mm ≈ 0.140 m
 $l_{bd}=140$ mm $> (x-C_{nom})=100.00$. Necessarie piegature 70mm alle estremità delle barre.

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

(EC2 EN1992-1-1:2004, §6.2.2)

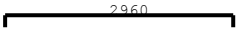
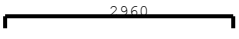
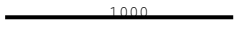
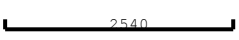
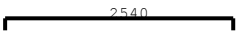
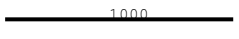
Classe del CA: C25/30-B450C, Copriferro: $C_{nom}=75$ mm (§3, §4.4.1.1)
 Resistenza alla punzonatura a taglio senza armatura a taglio V_{rdc} (EC2 §6.4.4)
 $V_{rdc}=[C_{rdc} \cdot k \cdot (100 \rho_1 \cdot f_{ck})^{0.33} \cdot (2d/a)] \cdot b_w \cdot d$ (EC2 Eq.6.50)
 $V_{rdc} > [v_{min} \cdot 2d/a] \cdot b_w \cdot d$, $d=d_m=376$ mm, $a=418$ mm
 $C_{rdc}=0.18/\gamma_c=0.18/1.50=0.120$, $f_{ck}=25.00$ MPa, $b_w=1000$ mm, $d=376$ mm
 $k=1+\sqrt{(200/d)} \leq 2$, $k=1.73$
 $\rho_1=A_{s1}/(b_w \cdot d)=629/(1000 \times 376)=0.0017$
 $v_{min}=0.035 \cdot k^{1.50} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.40$ N/mm² (EC2 Eq.6.3N)
 $V_{rd,c(min)}=0.001 \times (0.40 \times 2 \times 376/418) \times 1000 \times 376=270.86$ kN/m
 $V_{rdc}=0.001 \times [0.120 \times 1.73 \times (0.17 \times 25.00)^{0.33} \times 2 \times 376/418] \times 1000 \times 376=227.71$, $V_{rdc}=V_{rdc(min)}=270.86$ kN/m
 $V_{ed}=64.28$ kN/m $\leq V_{rdc}=270.86$ kN/m, taglio e punzonatura OK



1.13. Stima dei materiali

CLS per metro di lunghezza del muro	2.526 m ³ /m		
Acciaio di armatura per metro di muro	92.630 kg/m		
Quantità totale di CLS del muro	1.000x	2.526=	2.526 m ³
Quantità totale di acciaio del muro	1.000x	92.630=	92.630 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	160  160	5	16	1.580	3.280	25.91
2	4	160  160	4	16	1.580	3.280	20.73
3	9	 1000	14	8	0.395	1.000	5.53
4	7	70  70	4	14	1.210	2.680	12.97
5	8	70  70	4	14	1.210	2.680	12.97
6	10	 1000	12	14	1.210	1.000	14.52
Peso totale [kg]							92.63

