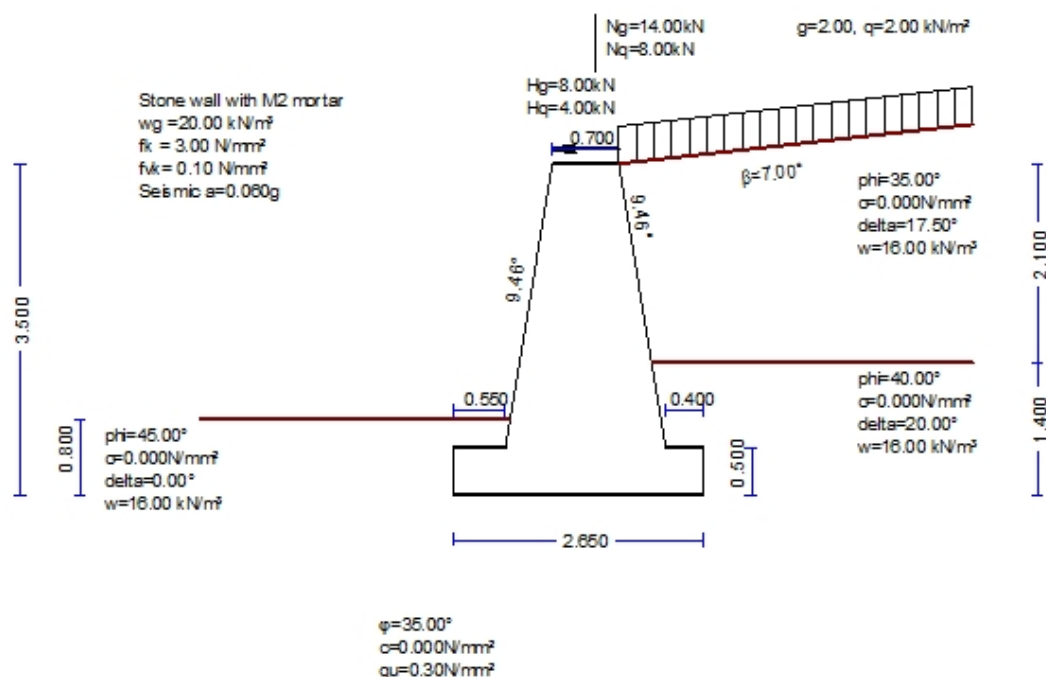


1. MURO GR-D1

Muro a retta a gravità

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



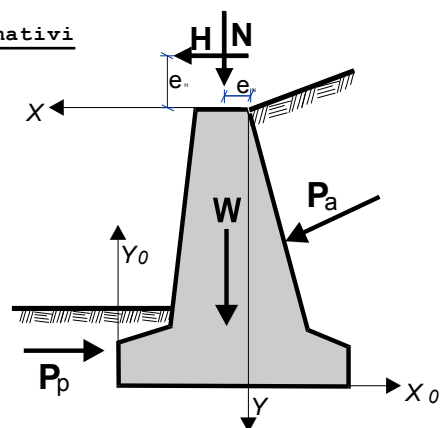
1.1. Caratteristiche del muro-Parametri-Requisiti normativi

Dimensioni

Altezza del muro	$h = 3.500 \text{ m}$
Lunghezza trasversale del muro	$L = 1.000 \text{ m}$
Spessore superiore del muro	$B1 = 0.700 \text{ m}$
Spessore inferiore del muro	$B2 = 1.700 \text{ m}$
Larghezza della base del muro	$B = 2.650 \text{ m}$
Larghezza della fondazione a valle	0.550 m
Larghezza della fondazione a monte	0.400 m
Altezza della parete	3.000 m
Spessore della fondazione del muro	0.500 m
Spessore della fondazione a valle	0.500 m
Spessore della fondazione a monte	0.500 m
Pendenza (inclinazione) a valle	$9.462^\circ (1:6.00)$
Pendenza (inclinazione) a monte	$9.462^\circ (1:6.00)$

Carichi

Verticale carico permanente	$N_g = 14.00 \text{ kN/m}$
Verticale carico variabile	$N_q = 8.00 \text{ kN/m}$
Eccentricità del carico verticale	$e_N = 0.25 \text{ m}$
Orizzontale carico permanente	$H_g = 8.00 \text{ kN/m}$
Orizzontale carico variabile	$H_q = 4.00 \text{ kN/m}$
Eccentricità del carico orizzontale	$e_H = 0.10 \text{ m}$



Peso del muro

Peso unitario del materiale del muro $\gamma_g=20.000 \text{ kN/m}^3$
 Area della sezione del muro $A= 4.925 \text{ m}^2$
 Peso proprio per metro di muro $W= 4.925 \times 20.000 = 98.50 \text{ kN/m}$
 Centro di gravità del muro a $x=0.370 \text{ m}$, $y=2.123 \text{ m}$ ($x_o=1.380 \text{ m}$, $y_o=1.377 \text{ m}$)

Materiali del muro

Resistenza a compressione 3.00 N/mm^2
 Resistenza a taglio 0.10 N/mm^2

Peso del riempimento

Peso del riempimento per metro $W_s=19.75 \text{ kN/m}$
 Centro di gravità del riempimento $x=-0.702 \text{ m}$, $y=1.457 \text{ m}$

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 $c=0.000 \text{ N/mm}^2$

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 $F_{wx}= 98.50 \times 0.040 = 3.94 \text{ kN/m}$
 Forza sismica verticale dovuta al peso proprio $F_{wy}= 98.50 \times 0.020 = 1.97 \text{ kN/m}$
 Forza sismica orizzontale dovuta al carico in sommità N_g $F_{gx}= 14.00 \times 0.040 = 0.56 \text{ kN/m}$
 Forza sismica verticale dovuta al carico in sommità N_g $F_{gy}= 14.00 \times 0.020 = 0.28 \text{ kN/m}$
 Forza sismica orizzontale dovuta al carico in sommità N_q $F_{qx}= 8.00 \times 0.040 = 0.32 \text{ kN/m}$
 Forza sismica verticale dovuta al carico in sommità N_q $F_{qy}= 8.00 \times 0.020 = 0.16 \text{ kN/m}$
 Forza sismica orizzontale dovuta al riempimento $F_{wsx}= 19.75 \times 0.040 = 0.79 \text{ kN/m}$
 Forza sismica verticale dovuta al riempimento $F_{wsy}= 19.75 \times 0.020 = 0.39 \text{ kN/m}$

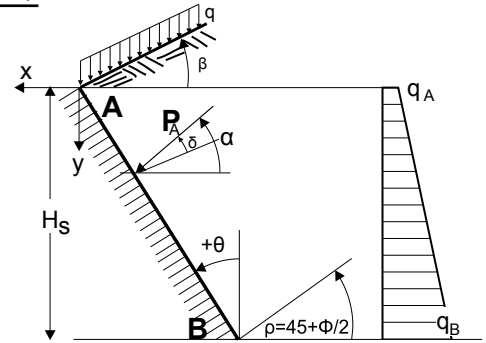
1.5. Calcolo della spinta attiva del terreno (teoria di Coulomb)

1.5.1. Parte di parete da y=0.000 m a y=2.100 m, Hs=2.100 m

Punto superiore A x= 0.000 m y= 0.000 m
Punto inferiore B x=-0.350 m y= 2.100 m

Caratteristiche del terreno

Tipo di terreno : Ghiaia fina
Peso specifico del terreno $\gamma = 16.00 \text{ kN/m}^3$
Peso specifico del terreno (saturato) $\gamma_s = 20.00 \text{ kN/m}^3$
Peso specifico dell'acqua $\gamma_w = 10.00 \text{ kN/m}^3$
Angolo di attrito interno del terreno $\phi = 35.00^\circ$
Coesione del terreno $c = 0.000 \text{ N/mm}^2$
Angolo di inclinazione del terreno $\beta = 7.00^\circ$
Angolo di inclinazione del retro del muro $\theta = 9.46^\circ$
Angolo di attrito interno tra terreno e muro $\delta = 17.50^\circ$



Carichi sulla superficie del terreno

Carico uniforme permanente $g = 2.00 \text{ kN/m}^2$
Carico uniforme variabile $q = 2.00 \text{ kN/m}^2$

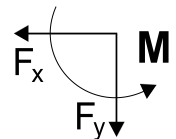
Spinta del terreno secondo la teoria di Coulomb

Angolo del piano di rottura $\rho = 45^\circ + \phi/2 = 59.00^\circ$
Coefficiente di spinta attiva $K_a = 0.441$
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=yA)	qA= 0.86	0.68	0.86 kN/m ²
Pressione del terreno in basso (y=yA+ 2.10m)	qB= 15.68	12.31	15.68 kN/m ²
Azione del terreno $P_a = \frac{1}{2}(q_A + q_B)H$	Pa= 17.37	13.64	17.37 kN/m
Angolo dell'azione del terreno	$\alpha = 21.57$	26.96	21.57 °
Azione del terreno in direzione x	Pax= 15.48	12.16	15.48 kN/m
Azione del terreno in direzione y	Pay= 7.88	6.18	7.88 kN/m
Momento dell'azione alla sommità (x=0, y=0)	M = -22.90	-17.98	-22.90 kNm/m
Punto di applicazione dell'azione	x= -0.227 m	y= 1.363 m	



Azioni variabili

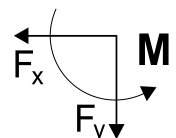
	EQU	STR	GEO
Pressione del terreno alla sommità (y=yA)	qA= 0.86	0.68	0.86 kN/m ²
Pressione del terreno in basso (y=yA+ 2.10m)	qB= 0.86	0.68	0.86 kN/m ²
Azione del terreno $P_a = \frac{1}{2}(q_A + q_B)H$	Pa= 1.81	1.43	1.81 kN/m
Angolo dell'azione del terreno	$\alpha = 21.57$	26.96	21.57 °
Azione del terreno in direzione x	Pax= 1.61	1.27	1.61 kN/m
Azione del terreno in direzione y	Pay= 0.82	0.65	0.82 kN/m
Momento dell'azione alla sommità (x=0, y=0)	M = -1.83	-1.45	-1.83 kNm/m
Punto di applicazione dell'azione	x= -0.175 m	y= 1.050 m	

Azioni e momenti totali

Azioni e momenti nel punto inferiore B (x=-0.350 m, y=2.100 m)

Azioni permanenti

	EQU	STR	GEO
Azione totale orizzontale del terreno	Fsx= 15.48	12.16	15.48 kN/m
Azione totale verticale del terreno	Fsy= 7.88	6.18	7.88 kN/m
Momento totale dell'azione del terreno	Ms = 12.36	9.72	12.36 kNm/m



Azioni variabili

		EQU	STR	GEO
Azione totale orizzontale del terreno	Fsx=	1.61	1.27	1.61 kN/m
Azione totale verticale del terreno	Fsy=	0.82	0.65	0.82 kN/m
Momento totale dell'azione del terreno	Ms =	1.83	1.45	1.83 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, $K_e^* = 0.469$

Pressione addizionale del terreno dovuta all'azione sismica

oltre il caso di carico STR $\xi = (K_e^* / K_e - 1) = (0.469 / 0.346 - 1) = 0.355$

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

Azione del terreno dovuta all'azione sismica (Azioni permanenti) $F_x = 1.355 \times 12.16 = 16.48$ kN/m

Azione del terreno dovuta all'azione sismica (Azioni variabili) $F_x = 1.355 \times 1.27 = 1.72$ kN/m

1.5.2. Parte di parete da $y=2.100$ m a $y=3.500$ m, $H_s=1.400$ m

Punto superiore A $x=-0.350$ m $y=2.100$ m

Punto inferiore B $x=-0.583$ m $y=3.500$ m

Caratteristiche del terreno

Tipo di terreno : Ghiaia media

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

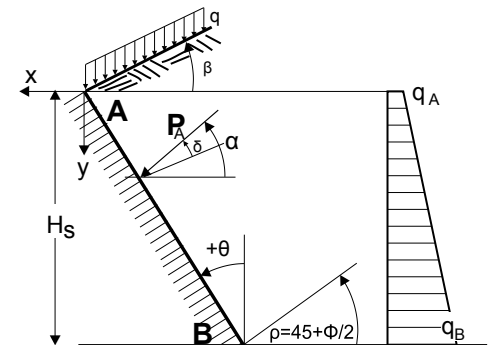
Angolo di attrito interno del terreno $\varphi = 40.00^\circ$

Coesione del terreno $c = 0.000$ N/mm²

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

Angolo di inclinazione del retro del muro $\theta = 9.46^\circ$

Angolo di attrito interno tra terreno e muro $\delta = 20.00^\circ$



Carichi sulla superficie del terreno

Carico uniforme permanente $g = 35.60$ kN/m²

Carico uniforme variabile $q = 2.00$ kN/m²

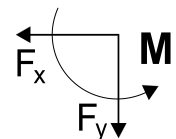
Spinta del terreno secondo la teoria di Coulomb

	EQU	STR	GEO
Angolo del piano di rottura $\rho = 45^\circ + \varphi/2 = 61.00$	61.00	61.00	61.00°
Coefficiente di spinta attiva K_a	0.350	0.269	0.350
Pressione del terreno $q(y) = q_A + \gamma \cdot y \cdot K_a$			

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

Azioni permanenti

	EQU	STR	GEO
Pressione del terreno alla sommità ($y=y_A$)	$q_A = 12.46$	9.58	12.46 kN/m ²
Pressione del terreno in basso ($y=y_A + 1.40$ m)	$q_B = 20.30$	15.61	20.30 kN/m ²
Azione del terreno $P_a = \frac{1}{2}(q_A + q_B)H$	$P_a = 22.93$	17.63	22.93 kN/m
Angolo dell'azione del terreno	$\alpha = 23.57$	29.46	23.57°
Azione del terreno in direzione x	$P_{ax} = 19.96$	15.35	19.96 kN/m
Azione del terreno in direzione y	$P_{ay} = 11.28$	8.67	11.28 kN/m
Momento dell'azione alla sommità ($x=0, y=0$)	$M = -62.38$	-47.97	-62.38 kNm/m
Punto di applicazione dell'azione $x = -0.476$ m, $y = 2.856$ m			



Azioni variabili

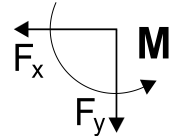
		EQU	STR	GEO
Pressione del terreno alla sommità ($y=y_A$)	$q_A=$	0.70	0.54	0.70 kN/m ²
Pressione del terreno in basso ($y=y_A+1.40$ m)	$q_B=$	0.70	0.54	0.70 kN/m ²
Azione del terreno $P_a=\frac{1}{2}(q_A+q_B)H$	$P_a=$	0.98	0.76	0.98 kN/m
Angolo dell'azione del terreno	$\alpha =$	23.57	29.46	23.57 °
Azione del terreno in direzione x	$P_{ax}=$	0.85	0.66	0.85 kN/m
Azione del terreno in direzione y	$P_{ay}=$	0.48	0.37	0.48 kN/m
Momento dell'azione alla sommità ($x=0, y=0$)	$M =$	-2.60	-2.02	-2.60 kNm/m
Punto di applicazione dell'azione	$x= -0.467$ m, $y= 2.800$ m			

Azioni e momenti totali

Azioni e momenti nel punto inferiore B ($x=-0.583$ m, $y=3.500$ m)

Azioni permanenti

		EQU	STR	GEO
Azione totale orizzontale del terreno	$F_{sx}=$	35.44	27.51	35.44 kN/m
Azione totale verticale del terreno	$F_{sy}=$	19.16	14.85	19.16 kN/m
Momento totale dell'azione del terreno	$M_s =$	49.93	39.00	49.93 kNm/m



Azioni variabili

		EQU	STR	GEO
Azione totale orizzontale del terreno	$F_{sx}=$	2.46	1.93	2.46 kN/m
Azione totale verticale del terreno	$F_{sy}=$	1.30	1.02	1.30 kN/m
Momento totale dell'azione del terreno	$M_s =$	4.93	3.88	4.93 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, $K_e^* = 0.371$

Pressione addizionale del terreno dovuta all'azione sismica

oltre il caso di carico STR $\xi = (K_e^* / K_e - 1) = (0.371 / 0.269 - 1) = 0.379$

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

Azione del terreno dovuta all'azione sismica (Azioni permanenti) $F_x = 1.379 \times 15.35 = 21.17$ kN/m

Azione del terreno dovuta all'azione sismica (Azioni variabili) $F_x = 1.379 \times 0.66 = 0.91$ kN/m

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

1.6.1. Parte di parete da $y=2.700$ m a $y=3.500$ m, $H_s=0.800$ m

Punto superiore A $x= 1.750$ m $y= 2.700$ m

Punto inferiore B $x= 1.750$ m $y= 3.500$ m

Caratteristiche del terreno

Tipo di terreno : Ghiaia grossolan

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

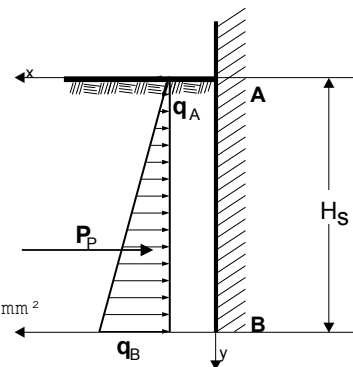
Angolo di attrito interno del terreno $\varphi = 45.00^\circ$

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 $\delta = 0.00^\circ$



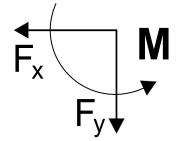
Spinta del terreno secondo la teoria di Coulomb

Angolo del piano di rottura $\rho=45^\circ-\varphi/2=27.00$ EQU STR GEO
 Coefficiente di spinta passiva $K_p = 3.852$ 5.828 3.852
 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 kN/m^2
 Pressione del terreno in basso ($y=y_A+0.80\text{m}$) $q_B = -49.31$ -74.60 -49.31 kN/m^2
 Azione del terreno $P_a = \frac{1}{2}(q_A+q_B)H$ $P_p = 19.72$ 29.84 19.72 kN/m
 Angolo dell'azione del terreno $\alpha = 0.00$ 0.00 0.00 $^\circ$
 Azione del terreno in direzione x $P_{px} = -19.72$ -29.84 -19.72 kN/m
 Azione del terreno in direzione y $P_{py} = 0.00$ 0.00 0.00 kN/m
 Momento dell'azione alla sommità ($x=0, y=0$) $M = 63.75$ 96.47 63.75 kNm/m
 Punto di applicazione dell'azione $x = 1.750\text{ m}$, $y = 3.233\text{ m}$

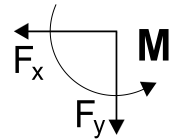


Azioni e momenti totali

Azioni e momenti nel punto inferiore B ($x=1.750\text{ m}$, $y=3.500\text{ m}$)

Azioni permanenti

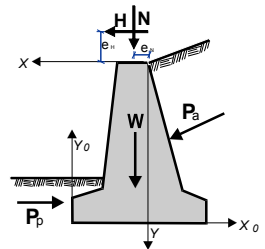
Azione totale orizzontale del terreno $F_{sx} = -19.72$ -29.84 -19.72 kN/m
 Azione totale verticale del terreno $F_{sy} = 0.00$ 0.00 0.00 kN/m
 Momento totale dell'azione del terreno $M_s = -5.27$ -7.97 -5.27 kNm/m



1.7. Verifiche di stabilità del muro (EQU)

1.7.1. Forze (agenti e resistenti) sulla parete (EQU)

Azione		$y_1 - y_2$	F_x [kN/m]	F_y [kN/m]	x [m]	y [m]
Spinta attiva del terreno	P_a	0.00- 2.10	15.48	7.88	-0.227	1.364
Sovracc. riempimen. accid.	P_q	0.00- 2.10	1.61	0.82	-0.175	1.050
Spinta attiva del terreno	P_a	2.10- 3.50	19.96	11.28	-0.476	2.856
Sovracc. riempimen. accid.	P_q	2.10- 3.50	0.85	0.48	-0.467	2.800
Spinta passiva del terreno	P_p	2.70- 3.50	-19.72	0.00	1.750	3.233
Peso del muro	W		0.00	98.50	0.370	2.123
Peso del riempimento	W_s		0.00	19.75	-0.702	1.457
Carico vert. sommit. perm.	N_g		0.00	14.00	0.250	0.000
Carico vert. sommit. var.	N_q		0.00	8.00	0.250	0.000
Carico orizz. sommit. perm.	H_g		8.00	0.00	0.350	-0.100
Carico orizz. sommit. var.	H_q		4.00	0.00	0.350	-0.100

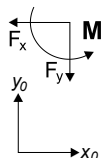


1.7.2. Verifica della capacità portante del terreno (EQU)

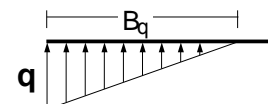
(EC7 EN1997-1-1:2004, §6.5.2)

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

Azione	(γ)	$y_1 - y_2$	F_x	F_y [kN/m]	x_0 [m]	y_0 [m]	M [kNm/m]
Spinta attiva del terreno	$P_{ax}1.10$	0.00- 2.10	17.03	8.67	1.977	2.136	19.24
Sovracc. riempimen. accid.	$P_{qx}1.50$	0.00- 2.10	2.42	1.23	1.925	2.450	3.54
Spinta attiva del terreno	$P_{ax}1.10$	2.10- 3.50	21.96	12.41	2.226	0.644	-13.49
Sovracc. riempimen. accid.	$P_{qx}1.50$	2.10- 3.50	1.28	0.72	2.217	0.700	-0.69
Peso del muro	$W \times 0.90$		0.00	88.65	1.380	1.377	-122.34
Peso del riempimento	$W_s \times 0.90$		0.00	17.77	2.452	2.043	-43.59
Carico vert. sommit. perm.	$N_{gx}0.90$		0.00	12.60	1.500	3.500	-18.90
Carico orizz. sommit. perm.	$H_{gx}1.10$		8.80	0.00	1.400	3.600	31.68
Carico orizz. sommit. var.	$H_{qx}1.50$		6.00	0.00	1.400	3.600	21.60
			Somma=	142.05			-122.95



Somma delle forze verticali = 142.05 kN/m
 Somma dei momenti sulla fondazione a valle = -122.95 kNm/m
 Somma dei momenti a metà della base = 65.27 kNm/m
 Eccentricità $ec=65.27/142.05=0.459m$, $ec>2.650/6=0.442m$
 Pressione sul terreno $q=0.109 \text{ N/mm}^2$ $Bq=2.597 \text{ m}$
 Fondazione effettiva $L=2.650-2 \times 0.459=1.731 \text{ m}$
 Portata del terreno $Rd=L \cdot q/\gamma M=1.731 \times (1000 \times 0.30)/1.40=370.93 \text{ kN/m}$
 Verifica della portata $Vd=142.05 < Rd=370.93 \text{ kN/m}$, La verifica è soddisfatta (EC7 Eq.2.2, Eq.6.1)

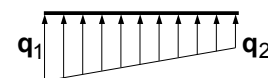


(EC7 Annessi D)

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]	[kNm/m]
Spinta attiva del terreno	Pax1.10	0.00- 2.10	17.03	17.03	8.67	1.977	2.136	19.24
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.50	0.00- 2.10	2.42	2.42	1.23	1.925	2.450	3.54
Spinta attiva del terreno	Pax1.10	2.10- 3.50	21.96	21.96	12.41	2.226	0.644	-13.49
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.50	2.10- 3.50	1.28	1.28	0.72	2.217	0.700	-0.69
Peso del muro	W x1.10		0.00	108.35	1.380	1.377		-149.52
Peso del riempimento	Wsx1.10		0.00	21.73	2.452	2.043		-53.27
Carico vert. sommit. perm.	Ngx1.10		0.00	15.40	1.500	3.500		-23.10
Carico vert. sommit. var.	Nqx1.50		0.00	12.00	1.500	3.500		-18.00
Carico orizz. sommit. perm.	Hgx1.10		8.80	0.00	1.400	3.600		31.68
Carico orizz. sommit. var.	Hqx1.50		6.00	0.00	1.400	3.600		21.60
			Somma=	180.51				-182.01

Somma delle forze verticali = 180.51 kN/m
 Somma dei momenti sulla fondazione a valle = -182.01 kNm/m
 Somma dei momenti a metà della base = 57.17 kNm/m
 Eccentricità $ec=57.17/180.51=0.317m$, $ec \leq 2.650/6=0.442m$
 Pressione sul terreno $q1=0.117 \text{ N/mm}^2$ $q2=0.019 \text{ N/mm}^2$
 Fondazione effettiva $L=2.650-2 \times 0.317=2.017 \text{ m}$
 Portata del terreno $Rd=L \cdot q/\gamma M=2.017 \times (1000 \times 0.30)/1.40=432.21 \text{ kN/m}$
 Verifica della portata $Vd=180.51 < Rd=432.21 \text{ kN/m}$, La verifica è soddisfatta (EC7 Eq.2.2, Eq.6.1)



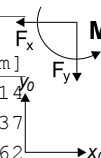
(EC7 Annessi D)

1.7.3. Verifica di rottura dovuta al ribaltamento (EQU)

(EC7 EN1997-1-1:2004, §9.7.4)

Ribaltamento rispetto alla fondazione a valle ($xo=0, yo=0$) ($x=1.750, y=3.500 \text{ m}$)

Azione	(γ)	y1 - y2	Fx	Fy	xo	yo	Mo+	Mo-	
				[kN/m]		[kN/m]	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]
Spinta attiva del terreno	Pax1.10	0.00- 2.10	17.03	17.03	8.67	1.977	2.136	36.38	17.14
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.50	0.00- 2.10	2.42	2.42	1.23	1.925	2.450	5.91	2.37
Spinta attiva del terreno	Pax1.10	2.10- 3.50	21.96	21.96	12.41	2.226	0.644	14.14	27.62
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.50	2.10- 3.50	1.28	1.28	0.72	2.217	0.700	0.90	1.59
Peso del muro	W x0.90		0.00	88.65	1.380	1.377		0.00	122.34
Peso del riempimento	Wsx0.90		0.00	17.77	2.452	2.043		0.00	43.59
Carico vert. sommit. perm.	Ngx0.90		0.00	12.60	1.500	3.500		0.00	18.90
Carico orizz. sommit. perm.	Hgx1.10		8.80	0.00	1.400	3.600		31.68	0.00
Carico orizz. sommit. var.	Hqx1.50		6.00	0.00	1.400	3.600		21.60	0.00
			Somma=					110.61	233.55

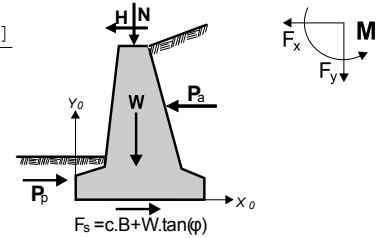


Somma dei momenti ribaltanti = 110.61 kNm/m
 Somma dei momenti stabilizzanti = 233.55 kNm/m
 Verifica del ribaltamento $Med=110.61 < Mrd=233.55 \text{ kNm/m}$, La verifica è soddisfatta

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]	[kN/m]
Spinta attiva del terreno	Pax1.10	0.00- 2.10	2.10	17.03	0.00	8.67
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.50	0.00- 2.10	2.10	2.42	0.00	1.23
Spinta attiva del terreno	Pax1.10	2.10- 3.50	3.50	21.96	0.00	12.41
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.50	2.10- 3.50	3.50	1.28	0.00	0.72
Spinta passiva del terreno	Ppx0.90	2.70- 3.50	3.50	0.00	17.75	0.00
Peso del muro	W x0.90			0.00	0.00	88.65
Peso del riempimento	Wsx0.90			0.00	0.00	17.77
Carico vert. sommit. perm.	Ngx0.90			0.00	0.00	12.60
Carico orizz. sommit. perm.	Hgx1.10			8.80	0.00	0.00
Carico orizz. sommit. var.	Hqx1.50			6.00	0.00	0.00
Somma=				57.49	17.75	142.05



Attrito del terreno $R_d = V_d \cdot \tan \phi / \gamma_M = 142.05 \cdot \tan(35.00^\circ) / 1.25 = 79.57 \text{ kN/m}$

(le forze resistenti dovute alla coesione sono ignorate)

(EC7 §6.5.3. 10)

Somma delle forze agenti = 57.49 kN/m

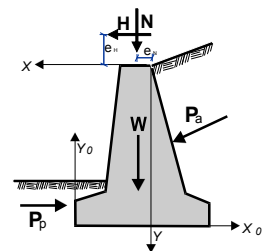
Somma delle forze resistenti (17.75+79.57) = 97.32 kN/m

Verifica della resistenza allo scorrimento $H_d = 57.49 < R_d = 97.32 \text{ kN/m}$, 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- 2.10	12.16	6.18	-0.227	1.363
Sovracc. riempimen. accid.	Pq	0.00- 2.10	1.27	0.65	-0.175	1.050
Spinta attiva del terreno	Pa	2.10- 3.50	15.35	8.67	-0.476	2.856
Sovracc. riempimen. accid.	Pq	2.10- 3.50	0.66	0.37	-0.467	2.800
Spinta passiva del terreno	Pp	2.70- 3.50	-29.84	0.00	1.750	3.233
Peso del muro	W		0.00	98.50	0.370	2.123
Peso del riempimento	Ws		0.00	19.75	-0.702	1.457
Carico vert. sommit. perm.	Ng		0.00	14.00	0.250	0.000
Carico vert. sommit. var.	Nq		0.00	8.00	0.250	0.000
Carico orizz. sommit. perm.	Hg		8.00	0.00	0.350	-0.100
Carico orizz. sommit. var.	Hq		4.00	0.00	0.350	-0.100

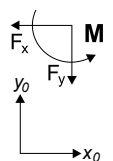


1.8.2. Verifica della capacità portante del terreno (STR)

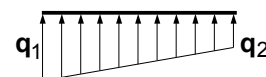
(EC7 EN1997-1-1:2004, §6.5.2)

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]	[m]	[m]	[kNm/m]
Spinta attiva del terreno	Pax1.30	0.00- 2.10	15.81	8.03	1.977	2.137	17.90	
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.50	0.00- 2.10	1.90	0.98	1.925	2.450	2.79	
Spinta attiva del terreno	Pax1.30	2.10- 3.50	19.95	11.27	2.226	0.644	-12.23	
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.50	2.10- 3.50	0.99	0.56	2.217	0.700	-0.54	
Peso del muro	W x1.00		0.00	98.50	1.380	1.377	-135.93	
Peso del riempimento	Wsx1.00		0.00	19.75	2.452	2.043	-48.43	
Carico vert. sommit. perm.	Ngx1.00		0.00	14.00	1.500	3.500	-21.00	
Carico orizz. sommit. perm.	Hgx1.30		10.40	0.00	1.400	3.600	37.44	
Carico orizz. sommit. var.	Hqx1.50		6.00	0.00	1.400	3.600	21.60	
Somma=				153.09			-138.40	



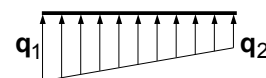
Somma delle forze verticali = 153.09 kN/m
 Somma dei momenti sulla fondazione a valle = -138.40 kNm/m
 Somma dei momenti a metà della base = 64.44 kNm/m
 Eccentricità $ec=64.44/153.09=0.421m$, $ec \leq 2.650/6=0.442m$
 Pressione sul terreno $q1=0.113 \text{ N/mm}^2$ $q2=0.003 \text{ N/mm}^2$
 Fondazione effettiva $L=2.650-2 \times 0.421= 1.808 \text{ m}$ (EC7 Annessi D)
 Portata del terreno $Rd=L \cdot qu/\gamma M=1.808 \times (1000 \times 0.30)/1.00= 542.40 \text{ kN/m}$
 Verifica della portata $Vd=153.09 < Rd=542.40 \text{ kN/m}$, 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- 2.10	15.81	15.81	8.03	1.977	2.137	17.90
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.50	0.00- 2.10	1.90	1.90	0.98	1.925	2.450	2.79
Spinta attiva del terreno	Pax1.30	2.10- 3.50	19.95	19.95	11.27	2.226	0.644	-12.23
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.50	2.10- 3.50	0.99	0.99	0.56	2.217	0.700	-0.54
Peso del muro	W x1.30		0.00	128.05	1.380	1.377		-176.71
Peso del riempimento	Wsx1.30		0.00	25.67	2.452	2.043		-62.96
Carico vert. sommit. perm.	Ngx1.30		0.00	18.20	1.500	3.500		-27.30
Carico vert. sommit. var.	Nqx1.50		0.00	12.00	1.500	3.500		-18.00
Carico orizz. sommit. perm.	Hgx1.30		10.40	0.00	1.400	3.600		37.44
Carico orizz. sommit. var.	Hqx1.50		6.00	0.00	1.400	3.600		21.60
			Somma=	204.76				-218.01

Somma delle forze verticali = 204.76 kN/m
 Somma dei momenti sulla fondazione a valle = -218.01 kNm/m
 Somma dei momenti a metà della base = 53.30 kNm/m
 Eccentricità $ec=53.30/204.76=0.260m$, $ec \leq 2.650/6=0.442m$
 Pressione sul terreno $q1=0.123 \text{ N/mm}^2$ $q2=0.032 \text{ N/mm}^2$
 Fondazione effettiva $L=2.650-2 \times 0.260= 2.129 \text{ m}$ (EC7 Annessi D)
 Portata del terreno $Rd=L \cdot qu/\gamma M=2.129 \times (1000 \times 0.30)/1.00= 638.70 \text{ kN/m}$
 Verifica della portata $Vd=204.76 < Rd=638.70 \text{ kN/m}$, La verifica è soddisfatta (EC7 Eq.2.2, Eq.6.1)

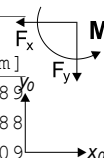


1.8.3. Verifica di rottura dovuta al ribaltamento (STR)

(EC7 EN1997-1-1:2004, §9.7.4)

Ribaltamento rispetto alla fondazione a valle ($xo=0, yo=0$) ($x=1.750, y=3.500 \text{ m}$)

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- 2.10	15.81	15.81	8.03	1.977	2.137	33.79	15.81
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.50	0.00- 2.10	1.90	1.90	0.98	1.925	2.450	4.66	1.88
Spinta attiva del terreno	Pax1.30	2.10- 3.50	19.95	19.95	11.27	2.226	0.644	12.86	25.09
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.50	2.10- 3.50	0.99	0.99	0.56	2.217	0.700	0.69	1.23
Peso del muro	W x1.00		0.00	98.50	1.380	1.377		0.00	135.93
Peso del riempimento	Wsx1.00		0.00	19.75	2.452	2.043		0.00	48.43
Carico vert. sommit. perm.	Ngx1.00		0.00	14.00	1.500	3.500		0.00	21.00
Carico orizz. sommit. perm.	Hgx1.30		10.40	0.00	1.400	3.600		37.44	0.00
Carico orizz. sommit. var.	Hqx1.50		6.00	0.00	1.400	3.600		21.60	0.00
			Somma=					111.04	249.45

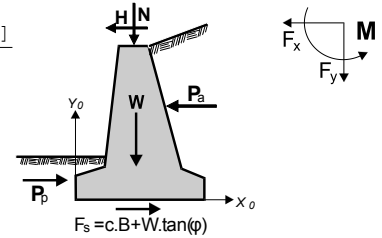


Somma dei momenti ribaltanti = 111.04 kNm/m
 Somma dei momenti stabilizzanti = 249.45 kNm/m
 Verifica del ribaltamento $Med=111.04 < Mrd=249.45 \text{ kNm/m}$, La verifica è soddisfatta

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	0.00- 2.10	15.81	0.00	8.03	
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.50	0.00- 2.10	1.90	0.00	0.98	
Spinta attiva del terreno	Pax1.30	2.10- 3.50	19.95	0.00	11.27	
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.50	2.10- 3.50	0.99	0.00	0.56	
Spinta passiva del terreno	Ppx1.00	2.70- 3.50	0.00	29.84	0.00	
Peso del muro	W x1.00		0.00	0.00	98.50	
Peso del riempimento	Wsx1.00		0.00	0.00	19.75	
Carico vert. sommit. perm.	Ngx1.00		0.00	0.00	14.00	
Carico orizz. sommit. perm.	Hgx1.30		10.40	0.00	0.00	
Carico orizz. sommit. var.	Hqx1.50		6.00	0.00	0.00	
Somma=			55.05	29.84	153.09	



Attrito del terreno $R_d = V_d \cdot \tan \phi / \gamma_M = 153.09 \times \tan(35.00^\circ) / 1.00 = 107.19 \text{ kN/m}$

(le forze resistenti dovute alla coesione sono ignorate)

(EC7 §6.5.3. 10)

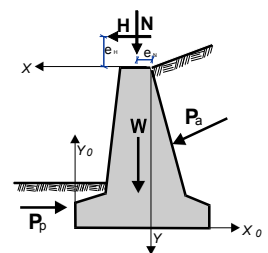
Somma delle forze agenti = 55.05 kN/m

Somma delle forze resistenti (29.84+107.19) = 137.03 kN/m

Verifica della resistenza allo scorrimento $H_d = 55.05 < R_d = 137.03 \text{ kN/m}$, La verifica è soddisfatta

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

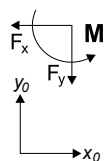
Azione		y1 - y2	Fx	Fy	x	y
			[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]
Spinta attiva del terreno	Pa	0.00- 2.10	15.48	7.88	-0.227	1.364
Sovracc. riempimen. accid.	Pq	0.00- 2.10	1.61	0.82	-0.175	1.050
Spinta attiva del terreno	Pa	2.10- 3.50	19.96	11.28	-0.476	2.856
Sovracc. riempimen. accid.	Pq	2.10- 3.50	0.85	0.48	-0.467	2.800
Spinta passiva del terreno	Pp	2.70- 3.50	-19.72	0.00	1.750	3.233
Peso del muro	W		0.00	98.50	0.370	2.123
Peso del riempimento	Ws		0.00	19.75	-0.702	1.457
Carico vert. sommit. perm.	Ng		0.00	14.00	0.250	0.000
Carico vert. sommit. var.	Nq		0.00	8.00	0.250	0.000
Carico orizz. sommit. perm.	Hg		8.00	0.00	0.350	-0.100
Carico orizz. sommit. var.	Hq		4.00	0.00	0.350	-0.100

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

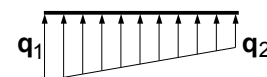
(EC7 EN1997-1-1:2004, §6.5.2)

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- 2.10	15.48	7.88	1.977	2.136	17.49	
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.30	0.00- 2.10	2.09	1.07	1.925	2.450	3.07	
Spinta attiva del terreno	Pax1.00	2.10- 3.50	19.96	11.28	2.226	0.644	-12.26	
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.30	2.10- 3.50	1.10	0.62	2.217	0.700	-0.60	
Peso del muro	W x1.00		0.00	98.50	1.380	1.377	-135.93	
Peso del riempimento	Wsx1.00		0.00	19.75	2.452	2.043	-48.43	
Carico vert. sommit. perm.	Ngx1.00		0.00	14.00	1.500	3.500	-21.00	
Carico orizz. sommit. perm.	Hgx1.00		8.00	0.00	1.400	3.600	28.80	
Carico orizz. sommit. var.	Hqx1.30		5.20	0.00	1.400	3.600	18.72	
Somma=				153.10			-150.14	



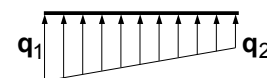
Somma delle forze verticali = 153.10 kN/m
 Somma dei momenti sulla fondazione a valle = -150.14 kNm/m
 Somma dei momenti a metà della base = 52.72 kNm/m
 Eccentricità $ec=52.72/153.10=0.344m$, $ec \leq 2.650/6=0.442m$
 Pressione sul terreno $q_1=0.103 \text{ N/mm}^2$ $q_2=0.013 \text{ N/mm}^2$
 Fondazione effettiva $L=2.650-2 \times 0.344=1.961 \text{ m}$ (EC7 Annessi D)
 Portata del terreno $Rd=L \cdot q_u / \gamma M = 1.961 \times (1000 \times 0.30) / 1.40 = 420.21 \text{ kN/m}$
 Verifica della portata $Vd=153.10 < Rd=420.21 \text{ kN/m}$, La verifica è soddisfatta (EC7 Eq.2.2, Eq.6.1)



Verifica per $1.00 \times (\text{peso proprio} + \text{carichi verticali perm.}) + 1.30 \times (\text{carichi vert. variab.})$

Azione	(γ)	y1 - y2	Fx	Fy	xo	yo	M	
				[kN/m]		[m]	[m]	[kNm/m]
Spinta attiva del terreno	Pax1.00	0.00- 2.10	2.10	15.48	7.88	1.977	2.136	17.49
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.30	0.00- 2.10		2.09	1.07	1.925	2.450	3.07
Spinta attiva del terreno	Pax1.00	2.10- 3.50	3.50	19.96	11.28	2.226	0.644	-12.26
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.30	2.10- 3.50		1.10	0.62	2.217	0.700	-0.60
Peso del muro	W x1.00			0.00	98.50	1.380	1.377	-135.93
Peso del riempimento	Wsx1.00			0.00	19.75	2.452	2.043	-48.43
Carico vert. sommit. perm.	Ngx1.00			0.00	14.00	1.500	3.500	-21.00
Carico vert. sommit. var.	Nqx1.30			0.00	10.40	1.500	3.500	-15.60
Carico orizz. sommit. perm.	Hgx1.00			8.00	0.00	1.400	3.600	28.80
Carico orizz. sommit. var.	Hqx1.30			5.20	0.00	1.400	3.600	18.72
			Somma=		163.50			-165.74

Somma delle forze verticali = 163.50 kN/m
 Somma dei momenti sulla fondazione a valle = -165.74 kNm/m
 Somma dei momenti a metà della base = 50.90 kNm/m
 Eccentricità $ec=50.90/163.50=0.311m$, $ec \leq 2.650/6=0.442m$
 Pressione sul terreno $q_1=0.105 \text{ N/mm}^2$ $q_2=0.018 \text{ N/mm}^2$
 Fondazione effettiva $L=2.650-2 \times 0.311=2.027 \text{ m}$ (EC7 Annessi D)
 Portata del terreno $Rd=L \cdot q_u / \gamma M = 2.027 \times (1000 \times 0.30) / 1.40 = 434.36 \text{ kN/m}$
 Verifica della portata $Vd=163.50 < Rd=434.36 \text{ kN/m}$, La verifica è soddisfatta (EC7 Eq.2.2, Eq.6.1)

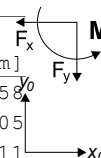


1.9.3. Verifica di rottura dovuta al ribaltamento (GEO)

(EC7 EN1997-1-1:2004, §9.7.4)

Ribaltamento rispetto alla fondazione a valle ($x_o=0, y_o=0$) ($x=1.750, y=3.500 \text{ m}$)

Azione	(γ)	y1 - y2	Fx	Fy	xo	yo	Mo+	Mo-	
				[kN/m]		[m]	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]
Spinta attiva del terreno	Pax1.00	0.00- 2.10	2.10	15.48	7.88	1.977	2.136	33.07	15.58
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.30	0.00- 2.10		2.09	1.07	1.925	2.450	5.12	2.05
Spinta attiva del terreno	Pax1.00	2.10- 3.50	3.50	19.96	11.28	2.226	0.644	12.85	25.11
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.30	2.10- 3.50		1.10	0.62	2.217	0.700	0.78	1.38
Peso del muro	W x1.00			0.00	98.50	1.380	1.377	0.00	135.93
Peso del riempimento	Wsx1.00			0.00	19.75	2.452	2.043	0.00	48.43
Carico vert. sommit. perm.	Ngx1.00			0.00	14.00	1.500	3.500	0.00	21.00
Carico orizz. sommit. perm.	Hgx1.00			8.00	0.00	1.400	3.600	28.80	0.00
Carico orizz. sommit. var.	Hqx1.30			5.20	0.00	1.400	3.600	18.72	0.00
			Somma=					99.34	249.48



Somma dei momenti ribaltanti = 99.34 kNm/m
 Somma dei momenti stabilizzanti = 249.48 kNm/m
 Verifica del ribaltamento $Med=99.34 < Mrd=249.48 \text{ kNm/m}$, La verifica è soddisfatta

(EC7 EN1997-1-1:2004, §9.7.3, §6.5.3)

(EC7 §6.5.3. 10)

Verifica della resistenza allo scorrimento $H_d=51.83 < R_d=105.48 \text{ kN/m}$, La verifica è soddisfatta

(DM2008)

1.10.1. Forze (agenti e resistenti) sulla parete

1.10.2. Forze addizionali dovute al carico sismico

Azione	y1 - y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	x [m]	y [m]
Spinta attiva del terreno Pa	0.00- 2.10	4.32		-0.227	1.363
Sovracc. riempimen. accid. PQ	0.00- 2.10	0.45		-0.175	1.050
Spinta attiva del terreno Pa	2.10- 3.50	5.82		-0.476	2.856
Sovracc. riempimen. accid. PQ	2.10- 3.50	0.25		-0.467	2.800
Peso del muro W		3.94	-1.97	0.370	2.123
Peso del riempimento Ws		0.79	-0.39	-0.702	1.457
Carico vert. sommit. perm. Ng		0.56	-0.28	0.250	0.000
Carico vert. sommit. var. Nq		0.32	-0.16	0.250	0.000

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

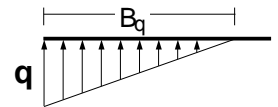
(EC7 §6.5.2)

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- 2.10	2.10	16.48	6.18	1.977	2.137	23.00
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.00	0.00- 2.10	2.10	1.72	0.65	1.925	2.450	2.96
Spinta attiva del terreno	Pax1.00	2.10- 3.50	3.50	21.17	8.67	2.226	0.644	-5.66
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.00	2.10- 3.50	3.50	0.91	0.37	2.217	0.700	-0.19
Peso del muro	W x1.00			3.94	100.47	1.380	1.377	-127.79
Peso del riempimento	Wsx1.00			0.79	20.14	2.452	2.043	-45.86
Carico vert. sommit. perm.	Ngx1.00			0.56	13.72	1.500	3.500	-18.62
Carico vert. sommit. var.	Nqx1.00			0.32	7.84	1.500	3.500	-10.64
Carico orizz. sommit. perm.	Hgx1.00			8.00	0.00	1.400	3.600	28.80
Carico orizz. sommit. var.	Hqx1.00			4.00	0.00	1.400	3.600	14.40
			Somma=		158.04			-139.60

Somma delle forze verticali = 158.04 kN/m

Somma dei momenti sulla fondazione a valle = -139.60 kNm/m

Somma dei momenti a metà della base = 69.80 kNm/m

Eccentricità $ec = 69.80/158.04 = 0.442m$, $ec \leq 2.650/6 = 0.442m$ Pressione sul terreno $q_1 = 0.119 \text{ N/mm}^2$ $q_2 = 0.000 \text{ N/mm}^2$ Fondazione effettiva $L = 2.650 - 2 \times 0.442 = 1.767 \text{ m}$ Portata del terreno $R_d = L \cdot q_u / \gamma_M = 1.767 \times (1000 \times 0.30) / 1.00 = 530.10 \text{ kN/m}$ Verifica della portata $V_d = 158.04 < R_d = 530.10 \text{ kN/m}$, 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 ($x_o = 0, y_o = 0$) ($x = 1.750, y = 3.500 \text{ m}$)

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- 2.10	2.10	16.48	6.18	1.977	2.137	35.22	12.22
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.00	0.00- 2.10	2.10	1.72	0.65	1.925	2.450	4.21	1.25
Spinta attiva del terreno	Pax1.00	2.10- 3.50	3.50	21.17	8.67	2.226	0.644	13.64	19.30
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.00	2.10- 3.50	3.50	0.91	0.37	2.217	0.700	0.63	0.82
Peso del muro	W x1.00			3.94	100.47	1.380	1.377	8.14	135.93*
Peso del riempimento	Wsx1.00			0.79	20.14	2.452	2.043	2.57	48.43*
Carico vert. sommit. perm.	Ngx1.00			0.56	13.72	1.500	3.500	2.38	21.00*
Carico vert. sommit. var.	Nqx1.00			0.32	7.84	1.500	3.500	1.36	12.00*
Carico orizz. sommit. perm.	Hgx1.00			8.00	0.00	1.400	3.600	28.80	0.00
Carico orizz. sommit. var.	Hqx1.00			4.00	0.00	1.400	3.600	14.40	0.00
			Somma=					111.35	250.95

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

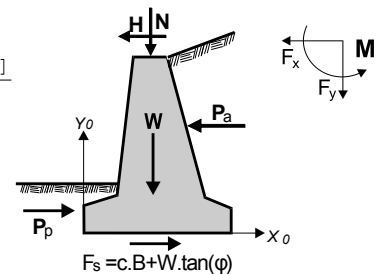
Somma dei momenti ribaltanti = 111.35 kNm/m

Somma dei momenti stabilizzanti = 250.95 kNm/m

Verifica del ribaltamento $Med = 111.35 < Mrd = 250.95 \text{ kNm/m}$, 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- 2.10	2.10	16.48	0.00	6.18
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.00	0.00- 2.10	2.10	1.72	0.00	0.65
Spinta attiva del terreno	Pax1.00	2.10- 3.50	3.50	21.17	0.00	8.67
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.00	2.10- 3.50	3.50	0.91	0.00	0.37
Spinta passiva del terreno	Ppx1.00	2.70- 3.50	3.50	0.00	29.84	0.00
Peso del muro	W x1.00			3.94	0.00	96.53
Peso del riempimento	Wsx1.00			0.79	0.00	19.36
Carico vert. sommit. perm.	Ngx1.00			0.56	0.00	13.72
Carico vert. sommit. var.	Nqx1.00			0.32	0.00	7.84
Carico orizz. sommit. perm.	Hgx1.00			8.00	0.00	0.00
Carico orizz. sommit. var.	Hqx1.00			4.00	0.00	0.00
			Somma=	57.89	29.84	153.32



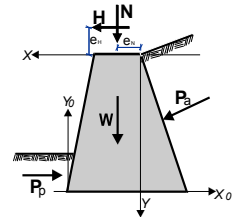
Attrito del terreno $R_d = V_d \cdot \tan \phi / \gamma_M = 153.32 \cdot \tan(35.00^\circ) / 1.00 = 107.36 \text{ kN/m}$
 (le forze resistenti dovute alla coesione sono ignorate) (EC7 §6.5.3. 10)
 Somma delle forze agenti = 57.89 kN/m
 Somma delle forze resistenti $(29.84 + 107.36) = 137.20 \text{ kN/m}$
 Verifica della resistenza allo scorrimento $H_d = 57.89 < R_d = 137.20 \text{ kN/m}$, La verifica è soddisfatta

1.11. Progettazione del muro

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

Forze (al baricentro della sezione trasversale) e tensioni nel muro
 x, y: baricentro della sezione trasversale, b: larghezza della sezione, e: eccentricità
 Fx: forza orizzontale, Fy: forza verticale, M: momento, e/b: eccentricità relativa
 σ_1, σ_2 : tensioni normali nella sezione, τ : tensioni di taglio, Bq: larghezza effettiva

y	x	b	Fx	Fy	M	e/b	σ_1	σ_2	Bq/B	τ	
[m]	[m]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]		[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		[N/mm ²]
0.50	0.350	0.867	18.05	22.67	7.26	-0.370	-0.134	0.000	0.391	0.021	
1.00	0.350	1.033	21.32	33.83	16.24	-0.464	-0.615	0.000	0.107	0.021	
1.50	0.350	1.200	26.16	47.47	26.64	-0.468	-0.817	0.000	0.097	0.022	
2.00	0.350	1.367	32.62	63.59	39.15	-0.451	-0.627	0.000	0.148	0.024	
2.50	0.350	1.533	39.12	81.67	54.54	-0.435	-0.550	0.000	0.194	0.026	
3.00	0.350	1.700	46.47	102.00	72.51	-0.418	-0.489	0.000	0.246	0.027	



1.11.2. Verifica di resistenza secondo EC6 EN1996-1-1:2005

Verifica di resistenza per tensioni normali $N_{ed} \leq N_{rd}$

(EC6 §6.1)

Carico resistente verticale $N_{rd} = \Phi \cdot f_k \cdot t / \gamma_M$, Carico di progetto verticale N_{ed}

(EC6 §6.1.2)

Φ fattore riduttivo della portata per la snellezza e l'eccentricità del carico $\Phi = 1 - 2e/t$

e=eccentricità del carico+es, es=eccentricità accidentale=h/450, h=altezza del muro)

f_k resistenza a compressione caratteristica $f_k = 3.00 \text{ N/mm}^2$

γ_M fattore parziale di sicurezza per il materiale $\gamma_M = 2.50$

y	t	Fy	M	e/t	Φ	Ned	Nrd	
[m]	[m]	[kN/m]	[kNm/m]				[kN/m]	[kN/m]
0.50	0.867	22.67	7.26	0.371	0.258	22.67	268.42	(Ned≤Nrd)
1.00	1.033	33.83	16.24	0.466	0.068	33.83	84.29	(Ned≤Nrd)
1.50	1.200	47.47	26.64	0.471	0.058	47.47	83.52	(Ned≤Nrd)
2.00	1.367	63.59	39.15	0.454	0.092	63.59	150.92	(Ned≤Nrd)
2.50	1.533	81.67	54.54	0.439	0.122	81.67	224.43	(Ned≤Nrd)
3.00	1.700	102.00	72.51	0.422	0.156	102.00	318.24	(Ned≤Nrd)

Progettazione per la resistenza a taglio $V_{ed} \leq V_{rd}$

(EC6 §6.2.1)

Resistenza a taglio $V_{rd} = f_{vk} \cdot t / \gamma_M$, carico di taglio di progetto V_{ed}

(EC6 §6.2.1)

$f_{vk} = f_{vko} + 0.40 \cdot \sigma_d$, σ_d tensione di compressione di progetto

(EC6 §3.6.2)

f_{vko} resistenza a taglio con tensione di compressione nulla $f_{vko} = 0.10 \text{ N/mm}^2$

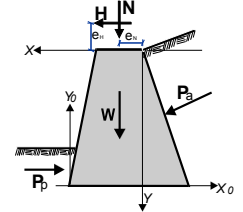
γ_M fattore parziale di sicurezza per il materiale $\gamma_M = 2.50$

y	t	Fx	σ_d	Ved	Vrd	
[m]	[m]	[kN/m]	[N/mm ²]	[kN/m]	[kN/m]	
0.50	0.867	18.05	0.026	18.05	38.29	(Ved≤Vrd)
1.00	1.033	21.32	0.033	21.32	46.77	(Ved≤Vrd)
1.50	1.200	26.16	0.040	26.16	55.68	(Ved≤Vrd)
2.00	1.367	32.62	0.047	32.62	64.96	(Ved≤Vrd)
2.50	1.533	39.12	0.053	39.12	74.32	(Ved≤Vrd)
3.00	1.700	46.47	0.060	46.47	84.32	(Ved≤Vrd)

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

Forze (al baricentro della sezione trasversale) e tensioni nel muro (con carico sismico)
 x, y : baricentro della sezione trasversale, b : larghezza della sezione, e : eccentricità
 F_x : forza orizzontale, F_y : forza verticale, M : momento, e/b : eccentricità relativa
 σ_1, σ_2 : tensioni normali nella sezione, τ : tensioni di taglio, B_q : larghezza effettiva

y	x	b	F _x	F _y	M	e/b	σ_1	σ_2	B _q /B	τ	
[m]	[m]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]			[N/mm ²]	[N/mm ²]		[N/mm ²]
0.50	0.350	0.867	14.91	29.86	5.69	-0.290	-0.083	0.000	0.630	0.017	
1.00	0.350	1.033	18.64	40.42	13.41	-0.384	-0.187	0.000	0.349	0.018	
1.50	0.350	1.200	24.07	53.24	22.95	-0.403	-0.271	0.000	0.291	0.020	
2.00	0.350	1.367	31.25	68.33	35.09	-0.404	-0.322	0.000	0.289	0.023	
2.50	0.350	1.533	38.20	85.27	49.96	-0.399	-0.352	0.000	0.303	0.025	
3.00	0.350	1.700	46.59	104.29	68.53	-0.395	-0.382	0.000	0.314	0.027	



1.11.4. Verifica di resistenza secondo EC6 EN1996-1-1:2005 (con carico sismico)

Verifica di resistenza per tensioni normali $N_{ed} \leq N_{rd}$ (con carico sismico)

(EC6 §6.1)

Carico resistente verticale $N_{rd} = \Phi \cdot f_k \cdot t / \gamma_M$, Carico di progetto verticale N_{ed}

(EC6 §6.1.2)

Φ fattore riduttivo della portata per la snellezza e l'eccentricità del carico $\Phi = 1 - 2e/t$

e = eccentricità del carico + e_s , e_s = eccentricità accidentale = $h/450$, h = altezza del muro

f_k resistenza a compressione caratteristica $f_k = 3.00 \text{ N/mm}^2$

γ_M fattore parziale di sicurezza per il materiale $\gamma_M = 2.50$

y	t	F _y	M	e/t	Φ	N _{ed}	N _{rd}	
[m]	[m]	[kN/m]	[kNm/m]			[kN/m]	[kN/m]	
0.50	0.867	29.86	5.69	0.291	0.418	29.86	434.89	(N _{ed} ≤ N _{rd})
1.00	1.033	40.42	13.41	0.386	0.228	40.42	282.63	(N _{ed} ≤ N _{rd})
1.50	1.200	53.24	22.95	0.406	0.188	53.24	270.72	(N _{ed} ≤ N _{rd})
2.00	1.367	68.33	35.09	0.407	0.186	68.33	305.11	(N _{ed} ≤ N _{rd})
2.50	1.533	85.27	49.96	0.403	0.194	85.27	356.88	(N _{ed} ≤ N _{rd})
3.00	1.700	104.29	68.53	0.399	0.202	104.29	412.08	(N _{ed} ≤ N _{rd})

Progettazione per la resistenza a taglio $V_{ed} \leq V_{rd}$ (con carico sismico)

(EC6 §6.2.1)

Resistenza a taglio $V_{rd} = f_{vk} \cdot t / \gamma_M$, carico di taglio di progetto V_{ed}

(EC6 §6.2.1)

$f_{vk} = f_{vko} + 0.40 \cdot \sigma_d$, σ_d tensione di compressione di progetto

(EC6 §3.6.2)

f_{vko} resistenza a taglio con tensione di compressione nulla $f_{vko} = 0.10 \text{ N/mm}^2$

γ_M fattore parziale di sicurezza per il materiale $\gamma_M = 2.50$

y	t	F _x	σ_d	V _{ed}	V _{rd}	
[m]	[m]	[kN/m]	[N/mm ²]	[kN/m]	[kN/m]	
0.50	0.867	14.91	0.034	14.91	39.40	(V _{ed} ≤ V _{rd})
1.00	1.033	18.64	0.039	18.64	47.77	(V _{ed} ≤ V _{rd})
1.50	1.200	24.07	0.044	24.07	56.45	(V _{ed} ≤ V _{rd})
2.00	1.367	31.25	0.050	31.25	65.62	(V _{ed} ≤ V _{rd})
2.50	1.533	38.20	0.056	38.20	75.06	(V _{ed} ≤ V _{rd})
3.00	1.700	46.59	0.061	46.59	84.59	(V _{ed} ≤ V _{rd})