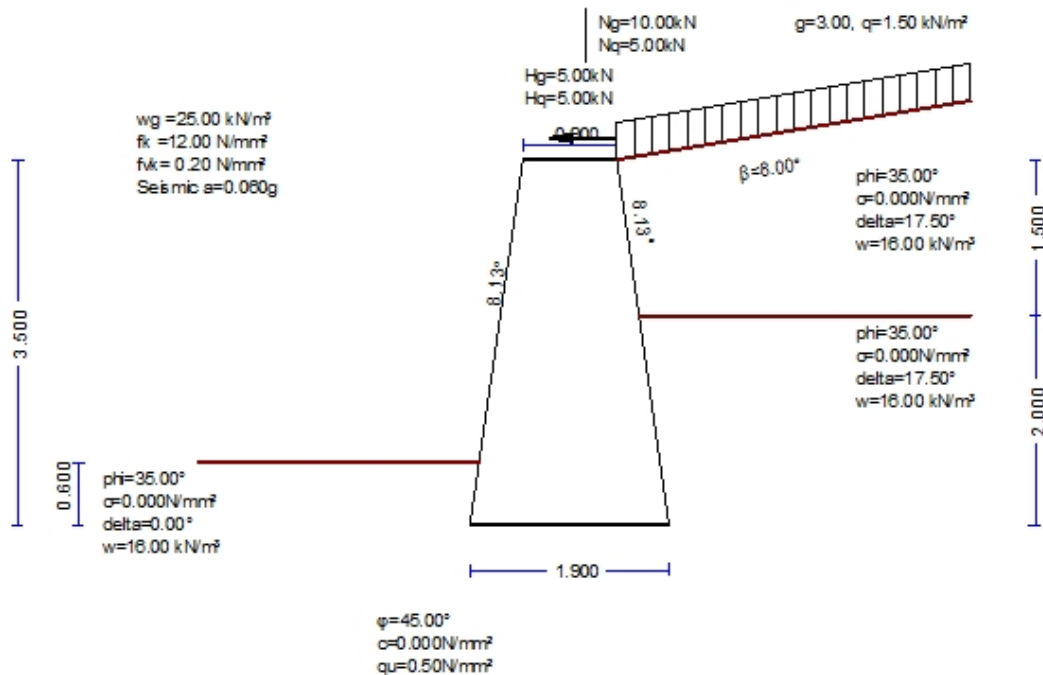


1. A-GRAVITA-01

Muro a retta a gravità

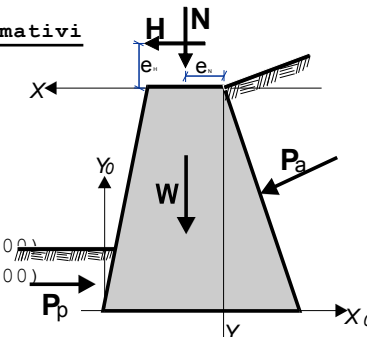
(EC2 EN1992-1-1:2004, UNI EN1990-1-1:2004, EC7 EN1997-1-1:2004, EC8 EN1998-5:2004,)



1.1. Caratteristiche del muro-Parametri-Requisiti normativi

Dimensioni

Altezza del muro	h= 3.500 m
Lunghezza trasversale del muro	L= 1.000 m
Larghezza del muro alla sommità	B1= 0.900 m
Larghezza del muro alla base	B= 1.900 m
Pendenza (inclinazione) a valle	8.130 °
Pendenza (inclinazione) a monte	8.130 °



Carichi

Verticale carico permanente	$N_g = 10.00$ kN/m
Verticale carico variabile	$N_q = 5.00$ kN/m
Eccentricità del carico verticale	$e_N = 0.30$ m
Orizzontale carico permanente	$H_g = 5.00$ kN/m
Orizzontale carico variabile	$H_q = 5.00$ kN/m
Eccentricità del carico orizzontale	$e_H = 0.15$ m

Peso del muro

Peso unitario del materiale del muro $\gamma_g=25.000 \text{ kN/m}^3$
 Area della sezione del muro $A= 4.900 \text{ m}^2$
 Peso proprio per metro di muro $W= 4.900 \times 25.000 = 122.50 \text{ kN/m}$
 Centro di gravità del muro a $x=0.450 \text{ m}$, $y=1.958 \text{ m}$ ($x_o=0.950 \text{ m}$, $y_o=1.542 \text{ m}$)

Materiali del muro

Resistenza a compressione	12.00 N/mm ²
Resistenza a taglio	0.20 N/mm ²

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
	Permanenti Favorevoli	γ_{Gstb}	0.90	1.00	1.00
	Variabili Sfavorevoli	γ_{Qdst}	1.50	1.50	1.30
	Variabili Favorevoli	γ_{Qstb}	0.00	0.00	0.00
Parametri del terreno	Angolo di resistenza a taglio	γ_{ϕ}	1.25	1.00	1.25
	Coesione effettiva	γ_c	1.25	1.00	1.25
	Resistenza a taglio non drenata	γ_{cu}	1.40	1.00	1.40
	Resistenza non confinata	γ_{qu}	1.40	1.00	1.40
	Peso specifico	γ_w	1.00	1.00	1.00

1.3. Caratteristiche del suolo di fondazione

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

1.4. Coefficienti sismici

(EC8 EN1998-5:2004, §7.3.2)

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

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

Forza sismica orizzontale dovuta al peso proprio	$F_{wx} = 122.50 \times 0.040 = 4.90 \text{ kN/m}$
Forza sismica verticale dovuta al peso proprio	$F_{wy} = 122.50 \times 0.020 = 2.45 \text{ kN/m}$
Forza sismica orizzontale dovuta al carico in sommità Ng	$F_{gx} = 10.00 \times 0.040 = 0.40 \text{ kN/m}$
Forza sismica verticale dovuta al carico in sommità Ng	$F_{gy} = 10.00 \times 0.020 = 0.20 \text{ kN/m}$
Forza sismica orizzontale dovuta al carico in sommità Nq	$F_{qx} = 5.00 \times 0.040 = 0.20 \text{ kN/m}$
Forza sismica verticale dovuta al carico in sommità Nq	$F_{qy} = 5.00 \times 0.020 = 0.10 \text{ kN/m}$

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

1.5.1. Parte di parete da $y=0.000 \text{ m}$ a $y=1.500 \text{ m}$, $H_s=1.500 \text{ m}$

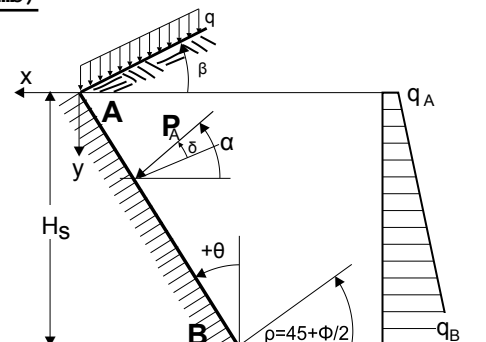
Punto superiore A $x = 0.000 \text{ m}$ $y = 0.000 \text{ m}$
 Punto inferiore B $x = -0.214 \text{ m}$ $y = 1.500 \text{ m}$

Caratteristiche del terreno

Tipo di terreno	Ghiaia fina
Peso specifico del terreno	$\gamma = 16.00 \text{ kN/m}^3$
Peso specifico del terreno (saturo)	$\gamma_s = 20.00 \text{ kN/m}^3$
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	$\beta = 8.00^\circ$
Angolo di inclinazione del retro del muro	$\theta = 8.13^\circ$
Angolo di attrito interno tra terreno e muro	$\delta = 17.50^\circ$

Carichi sulla superficie del terreno

Carico uniforme permanente	$g = 3.00 \text{ kN/m}^2$
Carico uniforme variabile	$q = 1.50 \text{ kN/m}^2$



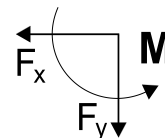
Spinta del terreno secondo la teoria di Coulomb

Angolo del piano di rottura $\rho=45^\circ+\varphi/2=59.00$ EQU STR GEO
 Coefficiente di spinta attiva $K_a = 0.435$ 0.338 0.435
 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

Pressione del terreno alla sommità ($y=y_A$) $q_A = 1.28$ EQU STR GEO 1.28 kN/m²
 Pressione del terreno in basso ($y=y_A+1.50$ m) $q_B = 11.72$ 9.10 11.72 kN/m²
 Azione del terreno $P_a = \frac{1}{2}(q_A+q_B)H$ $P_a = 9.75$ 7.57 9.75 kN/m
 Angolo dell'azione del terreno $\alpha = 20.50$ 25.63 20.50 °
 Azione del terreno in direzione x $P_{ax} = 8.79$ 6.83 8.79 kN/m
 Azione del terreno in direzione y $P_{ay} = 4.22$ 3.27 4.22 kN/m
 Momento dell'azione alla sommità ($x=0, y=0$) $M = -8.93$ -6.94 -8.93 kNm/m
 Punto di applicazione dell'azione $x = -0.136$ m, $y = 0.951$ m



Azioni variabili

Pressione del terreno alla sommità ($y=y_A$) $q_A = 0.64$ EQU STR GEO 0.64 kN/m²
 Pressione del terreno in basso ($y=y_A+1.50$ m) $q_B = 0.64$ 0.50 0.64 kN/m²
 Azione del terreno $P_a = \frac{1}{2}(q_A+q_B)H$ $P_a = 0.96$ 0.75 0.96 kN/m
 Angolo dell'azione del terreno $\alpha = 20.50$ 25.63 20.50 °
 Azione del terreno in direzione x $P_{ax} = 0.87$ 0.68 0.87 kN/m
 Azione del terreno in direzione y $P_{ay} = 0.42$ 0.32 0.42 kN/m
 Momento dell'azione alla sommità ($x=0, y=0$) $M = -0.70$ -0.54 -0.70 kNm/m
 Punto di applicazione dell'azione $x = -0.107$ m, $y = 0.750$ m

Azioni e momenti totali

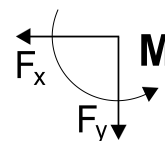
Azioni e momenti nel punto inferiore B ($x=-0.214$ m, $y=1.500$ m)

Azioni permanenti

Azione totale orizzontale del terreno $F_{sx} = 8.79$ EQU STR GEO 8.79 kN/m
 Azione totale verticale del terreno $F_{sy} = 4.22$ 3.27 4.22 kN/m
 Momento totale dell'azione del terreno $M_s = 5.15$ 4.00 5.15 kNm/m

Azioni variabili

Azione totale orizzontale del terreno $F_{sx} = 0.87$ EQU STR GEO 0.87 kN/m
 Azione totale verticale del terreno $F_{sy} = 0.42$ 0.32 0.42 kN/m
 Momento totale dell'azione del terreno $M_s = 0.70$ 0.54 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, $K_e^* = 0.463$
 Pressione addizionale del terreno dovuta all'azione sismica
 oltre il caso di carico STR $\xi = (K_e^* / K_e - 1) = (0.463 / 0.338 - 1) = 0.370$

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

Azione del terreno dovuta all'azione sismica (Azioni permanenti) $F_x = 1.370 \times 6.83 = 9.36$ kN/m
 Azione del terreno dovuta all'azione sismica (Azioni variabili) $F_x = 1.370 \times 0.68 = 0.93$ kN/m

1.5.2. Parte di parete da y=1.500 m a y=3.500 m, Hs=2.000 m

Punto superiore A x=-0.214 m y= 1.500 m

Punto inferiore B x=-0.500 m y= 3.500 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

$\varphi = 35.00^\circ$

Coesione del terreno

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

Angolo di inclinazione del terreno

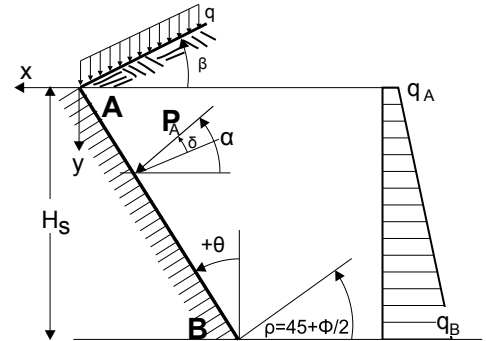
$\beta = 0.00^\circ$

Angolo di inclinazione del retro del muro

$\theta = 8.13^\circ$

Angolo di attrito interno tra terreno e muro

$\delta = 17.50^\circ$



Carichi sulla superficie del terreno

Carico uniforme permanente

$g = 27.00 \text{ kN/m}^2$

Carico uniforme variabile

$q = 1.50 \text{ kN/m}^2$

Spinta del terreno secondo la teoria di Coulomb

EQU STR GEO

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

62.50 59.00°

Coefficiente di spinta attiva K_a

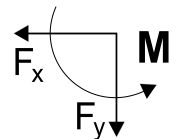
= 0.388 0.307 0.388

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

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

Azioni permanenti

	EQU	STR	GEO
Pressione del terreno alla sommità ($y=y_A$)	$q_A = 10.48$	8.29	10.48 kN/m ²
Pressione del terreno in basso ($y=y_A + 2.00\text{m}$)	$q_B = 22.90$	18.11	22.90 kN/m ²
Azione del terreno $P_a = \frac{1}{2}(q_A + q_B)H$	$P_a = 33.38$	26.40	33.38 kN/m
Angolo dell'azione del terreno	$\alpha = 20.50$	25.63	20.50 °
Azione del terreno in direzione x	$P_{ax} = 30.10$	23.80	30.10 kN/m
Azione del terreno in direzione y	$P_{ay} = 14.44$	11.42	14.44 kN/m
Momento dell'azione alla sommità ($x=0, y=0$)	$M = -84.40$	-66.73	-84.40 kNm/m
Punto di applicazione dell'azione $x = -0.375 \text{ m}, y = 2.624 \text{ m}$			



Azioni variabili

	EQU	STR	GEO
Pressione del terreno alla sommità ($y=y_A$)	$q_A = 0.58$	0.46	0.58 kN/m ²
Pressione del terreno in basso ($y=y_A + 2.00\text{m}$)	$q_B = 0.58$	0.46	0.58 kN/m ²
Azione del terreno $P_a = \frac{1}{2}(q_A + q_B)H$	$P_a = 1.16$	0.92	1.16 kN/m
Angolo dell'azione del terreno	$\alpha = 20.50$	25.63	20.50 °
Azione del terreno in direzione x	$P_{ax} = 1.05$	0.83	1.05 kN/m
Azione del terreno in direzione y	$P_{ay} = 0.50$	0.40	0.50 kN/m
Momento dell'azione alla sommità ($x=0, y=0$)	$M = -2.80$	-2.22	-2.80 kNm/m
Punto di applicazione dell'azione $x = -0.357 \text{ m}, y = 2.500 \text{ m}$			

Azioni e momenti totali

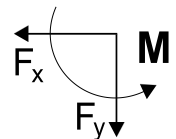
Azioni e momenti nel punto inferiore B ($x = -0.500 \text{ m}, y = 3.500 \text{ m}$)

Azioni permanenti

	EQU	STR	GEO
Azione totale orizzontale del terreno	$F_{sx} = 38.89$	30.63	38.89 kN/m
Azione totale verticale del terreno	$F_{sy} = 18.66$	14.69	18.66 kN/m
Momento totale dell'azione del terreno	$M_s = 52.11$	40.87	52.11 kNm/m

Azioni variabili

	EQU	STR	GEO
Azione totale orizzontale del terreno	$F_{sx} = 1.92$	1.51	1.92 kN/m
Azione totale verticale del terreno	$F_{sy} = 0.92$	0.72	0.92 kN/m
Momento totale dell'azione del terreno	$M_s = 3.68$	2.88	3.68 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, $K_e = 0.410$

Pressione addizionale del terreno dovuta all'azione sismica

oltre il caso di carico STR $\xi = (K_e / K_e - 1) = (0.410 / 0.307 - 1) = 0.336$

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

Azione del terreno dovuta all'azione sismica (Azioni permanenti) $F_x = 1.336 \times 23.80 = 31.80$ kN/m

Azione del terreno dovuta all'azione sismica (Azioni variabili) $F_x = 1.336 \times 0.83 = 1.11$ kN/m

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

1.6.1. Parte di parete da $y=2.900$ m a $y=3.500$ m, $H_s=0.600$ m

Punto superiore A $x=1.314$ m $y=2.900$ m

Punto inferiore B $x=1.314$ m $y=3.500$ m

Caratteristiche del terreno

Tipo di terreno : Ghiaia fina

Peso specifico del terreno

$\gamma = 16.00$ kN/m³

Peso specifico del terreno (saturato)

$\gamma_s = 20.00$ kN/m³

Peso specifico dell'acqua

$\gamma_w = 10.00$ kN/m³

Angolo di attrito interno del terreno

$\varphi = 35.00^\circ$

Coesione del terreno

$c = 0.000$ N/mm²

Angolo di inclinazione del terreno

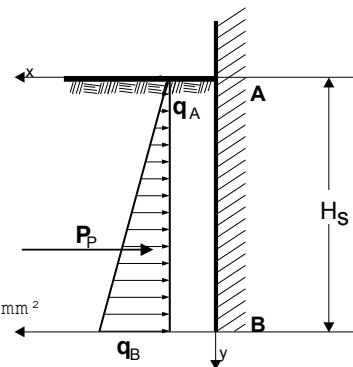
$\beta = 0.00^\circ$

Pressione del terreno sulla superficie verticale

$\theta = 0.00^\circ$

Angolo di attrito interno tra terreno e muro

$\delta = 0.00^\circ$



Spinta del terreno secondo la teoria di Coulomb

EQU STR GEO

Angolo del piano di rottura $\rho = 45^\circ - \varphi/2 = 31.00$ 27.50 31.00°

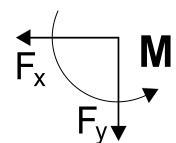
Coefficiente di spinta passiva $K_p = 2.770$ 3.690 2.770

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

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

Azioni permanenti

	EQU	STR	GEO
Pressione del terreno alla sommità ($y=y_A$)	$q_A = 0.00$	0.00	0.00 kN/m ²
Pressione del terreno in basso ($y=y_A + 0.60$ m)	$q_B = -26.59$	-35.42	-26.59 kN/m ²
Azione del terreno $P_a = \frac{1}{2}(q_A + q_B)H$	$P_p = 7.98$	10.63	7.98 kN/m
Angolo dell'azione del terreno	$\alpha = 0.00$	0.00	0.00°
Azione del terreno in direzione x	$P_{px} = -7.98$	-10.63	-7.98 kN/m
Azione del terreno in direzione y	$P_{py} = 0.00$	0.00	0.00 kN/m
Momento dell'azione alla sommità ($x=0, y=0$)	$M = 26.33$	35.08	26.33 kNm/m
Punto di applicazione dell'azione $x=1.314$ m, $y=3.300$ m			

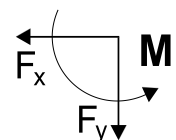


Azioni e momenti totali

Azioni e momenti nel punto inferiore B ($x=1.314$ m, $y=3.500$ m)

Azioni permanenti

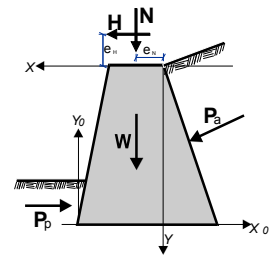
	EQU	STR	GEO
Azione totale orizzontale del terreno	$F_{sx} = -7.98$	-10.63	-7.98 kN/m
Azione totale verticale del terreno	$F_{sy} = 0.00$	0.00	0.00 kN/m
Momento totale dell'azione del terreno	$M_s = -1.60$	-2.13	-1.60 kNm/m



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- 1.50	8.79	4.22	-0.136	0.951
Sovracc. riempimen. accid.	Pq	0.00- 1.50	0.87	0.42	-0.107	0.750
Spinta attiva del terreno	Pa	1.50- 3.50	30.10	14.44	-0.375	2.624
Sovracc. riempimen. accid.	Pq	1.50- 3.50	1.05	0.50	-0.357	2.500
Spinta passiva del terreno	Pp	2.90- 3.50	-7.98	0.00	1.314	3.300
Peso del muro	W		0.00	122.50	0.450	1.958
Carico vert. sommit. perm.	Ng		0.00	10.00	0.300	0.000
Carico vert. sommit. var.	Nq		0.00	5.00	0.300	0.000
Carico orizz. sommit. perm.	Hg		5.00	0.00	0.450	-0.150
Carico orizz. sommit. var.	Hq		5.00	0.00	0.450	-0.150

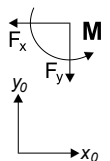


1.7.2. Verifica della capacità portante del terreno (EQU)

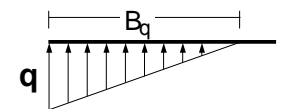
(EC7 EN1997-1-1:2004, §6.5.2)

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

Azione	(γ)	y1 - y2	Fx	Fy	xo	yo	M	
			[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	[kNm/m]
Spinta attiva del terreno	Pax1.10	0.00- 1.50	9.67	4.64	1.536	2.549	17.52	
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.50	0.00- 1.50	1.30	0.63	1.507	2.750	2.64	
Spinta attiva del terreno	Pax1.10	1.50- 3.50	33.11	15.88	1.775	0.876	0.81	
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.50	1.50- 3.50	1.58	0.75	1.757	1.000	0.26	
Peso del muro	W x0.90		0.00	110.25	0.950	1.542	-104.73	
Carico vert. sommit. perm.	Ngx0.90		0.00	9.00	1.100	3.500	-9.90	
Carico orizz. sommit. perm.	Hgx1.10		5.50	0.00	0.950	3.650	20.08	
Carico orizz. sommit. var.	Hqx1.50		7.50	0.00	0.950	3.650	27.38	
			Somma=	141.15			-45.94	



Somma delle forze verticali = 141.15 kN/m
 Somma dei momenti sulla fondazione a valle = -45.94 kNm/m
 Somma dei momenti a metà della base = 88.15 kNm/m
 Eccentricità $ec = 88.15 / 141.15 = 0.625m$, $ec > 1.900 / 6 = 0.317m$
 Pressione sul terreno $q = 0.289 \text{ N/mm}^2$ $Bq = 0.976 \text{ m}$
 Fondazione effettiva $L = 1.900 - 2 \times 0.625 = 0.651 \text{ m}$
 Portata del terreno $Rd = L \cdot qu / \gamma M = 0.651 \times (1000 \times 0.50) / 1.40 = 232.50 \text{ kN/m}$
 Verifica della portata $Vd = 141.15 < Rd = 232.50 \text{ kN/m}$, La verifica è soddisfatta (EC7 Eq.2.2, Eq.6.1)

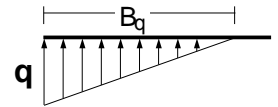


(EC7 Annessi D)

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]	[kN/m]	[m]	[m]	[kNm/m]
Spinta attiva del terreno	Pax1.10	0.00- 1.50	9.67	4.64	1.536	2.549	17.52	
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.50	0.00- 1.50	1.30	0.63	1.507	2.750	2.64	
Spinta attiva del terreno	Pax1.10	1.50- 3.50	33.11	15.88	1.775	0.876	0.81	
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.50	1.50- 3.50	1.58	0.75	1.757	1.000	0.26	
Peso del muro	W x1.10		0.00	134.75	0.950	1.542	-128.01	
Carico vert. sommit. perm.	Ngx1.10		0.00	11.00	1.100	3.500	-12.10	
Carico vert. sommit. var.	Nqx1.50		0.00	7.50	1.100	3.500	-8.25	
Carico orizz. sommit. perm.	Hgx1.10		5.50	0.00	0.950	3.650	20.08	
Carico orizz. sommit. var.	Hqx1.50		7.50	0.00	0.950	3.650	27.38	
			Somma=	175.15			-79.67	

Somma delle forze verticali = 175.15 kN/m
 Somma dei momenti sulla fondazione a valle = -79.67 kNm/m
 Somma dei momenti a metà della base = 86.72 kNm/m
 Eccentricità $ec = 86.72 / 175.15 = 0.495\text{m}$, $ec > 1.900 / 6 = 0.317\text{m}$
 Pressione sul terreno $q = 0.257\text{ N/mm}^2$ $Bq = 1.365\text{ m}$
 Fondazione effettiva $L = 1.900 - 2 \times 0.495 = 0.910\text{ m}$
 Portata del terreno $Rd = L \cdot q_u / \gamma M = 0.910 \times (1000 \times 0.50) / 1.40 = 325.00\text{ kN/m}$
 Verifica della portata $Vd = 175.15 < Rd = 325.00\text{ kN/m}$, La verifica è soddisfatta (EC7 Eq.2.2, Eq.6.1)



(EC7 Annessi D)

1.7.3. Verifica di rottura dovuta al ribaltamento (EQU)

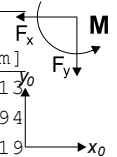
(EC7 EN1997-1-1:2004, §9.7.4)

Ribaltamento rispetto alla fondazione a valle ($x_0=0, y_0=0$) ($x=1.400, y=3.500\text{ m}$)

Azione	(γ)	$y_1 - y_2$	F_x	F_y	x_0	y_0	$Mo+$	$Mo-$	F_x	F_y
			[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	
Spinta attiva del terreno	Pax1.10	0.00- 1.50	9.67	4.64	1.536	2.549	24.65	7.13		
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.50	0.00- 1.50	1.30	0.63	1.507	2.750	3.58	0.94		
Spinta attiva del terreno	Pax1.10	1.50- 3.50	33.11	15.88	1.775	0.876	29.01	28.19		
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.50	1.50- 3.50	1.58	0.75	1.757	1.000	1.58	1.32		
Peso del muro	W x0.90		0.00	110.25	0.950	1.542	0.00	104.73		
Carico vert. sommit. perm.	Ngx0.90		0.00	9.00	1.100	3.500	0.00	9.90		
Carico orizz. sommit. perm.	Hgx1.10		5.50	0.00	0.950	3.650	20.08	0.00		
Carico orizz. sommit. var.	Hqx1.50		7.50	0.00	0.950	3.650	27.38	0.00		
Somma=								106.28	152.21	

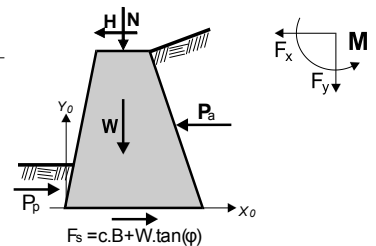
Somma dei momenti ribaltanti = 106.28 kNm/m

Somma dei momenti stabilizzanti = 152.21 kNm/m

Verifica del ribaltamento $Med = 106.28 < Mrd = 152.21\text{ kNm/m}$, 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)	$y_1 - y_2$	F_{x+}	F_{x-}	F_y
			[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
Spinta attiva del terreno	Pax1.10	0.00- 1.50	9.67	0.00	4.64
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.50	0.00- 1.50	1.30	0.00	0.63
Spinta attiva del terreno	Pax1.10	1.50- 3.50	33.11	0.00	15.88
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.50	1.50- 3.50	1.58	0.00	0.75
Spinta passiva del terreno	Ppx0.90	2.90- 3.50	0.00	7.18	0.00
Peso del muro	W x0.90		0.00	0.00	110.25
Carico vert. sommit. perm.	Ngx0.90		0.00	0.00	9.00
Carico orizz. sommit. perm.	Hgx1.10		5.50	0.00	0.00
Carico orizz. sommit. var.	Hqx1.50		7.50	0.00	0.00
Somma=			58.66	7.18	141.15

Attrito del terreno $Rd = Vd \cdot \tan \phi / \gamma M = 141.15 \times \tan(45.00^\circ) / 1.25 = 112.92\text{ kN/m}$

(le forze resistenti dovute alla coesione sono ignorate)

(EC7 §6.5.3. 10)

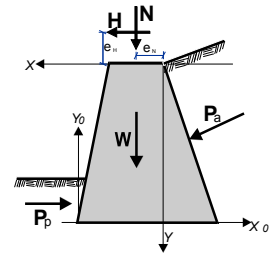
Somma delle forze agenti = 58.66 kN/m

Somma delle forze resistenti $(7.18 + 112.92) = 120.10\text{ kN/m}$ Verifica della resistenza allo scorrimento $Hd = 58.66 < Rd = 120.10\text{ kN/m}$, 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 [kN/m]	Fy [kN/m]	x [m]	y [m]
Spinta attiva del terreno	Pa	0.00- 1.50	6.83	3.27	-0.136	0.951
Sovracc. riempimen. accid.	Pq	0.00- 1.50	0.68	0.32	-0.107	0.750
Spinta attiva del terreno	Pa	1.50- 3.50	23.80	11.42	-0.375	2.624
Sovracc. riempimen. accid.	Pq	1.50- 3.50	0.83	0.40	-0.357	2.500
Spinta passiva del terreno	Pp	2.90- 3.50	-10.63	0.00	1.314	3.300
Peso del muro	W		0.00	122.50	0.450	1.958
Carico vert. sommit. perm.	Ng		0.00	10.00	0.300	0.000
Carico vert. sommit. var.	Nq		0.00	5.00	0.300	0.000
Carico orizz. sommit. perm.	Hg		5.00	0.00	0.450	-0.150
Carico orizz. sommit. var.	Hq		5.00	0.00	0.450	-0.150

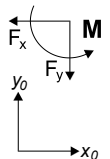


1.8.2. Verifica della capacità portante del terreno (STR)

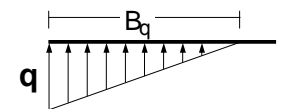
(EC7 EN1997-1-1:2004, §6.5.2)

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- 1.50	8.88	4.25	1.536	2.549	16.11	
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.50	0.00- 1.50	1.02	0.48	1.507	2.750	2.08	
Spinta attiva del terreno	Pax1.30	1.50- 3.50	30.94	14.85	1.775	0.876	0.75	
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.50	1.50- 3.50	1.24	0.60	1.757	1.000	0.20	
Peso del muro	W x1.00		0.00	122.50	0.950	1.542	-116.37	
Carico vert. sommit. perm.	Ngx1.00		0.00	10.00	1.100	3.500	-11.00	
Carico orizz. sommit. perm.	Hgx1.30		6.50	0.00	0.950	3.650	23.72	
Carico orizz. sommit. var.	Hqx1.50		7.50	0.00	0.950	3.650	27.38	
			Somma=	152.68			-57.13	



Somma delle forze verticali = 152.68 kN/m
 Somma dei momenti sulla fondazione a valle = -57.13 kNm/m
 Somma dei momenti a metà della base = 87.92 kNm/m
 Eccentricità $ec = 87.92 / 152.68 = 0.576m$, $ec > 1.900 / 6 = 0.317m$
 Pressione sul terreno $q = 0.272 \text{ N/mm}^2$ $Bq = 1.122 \text{ m}$
 Fondazione effettiva $L = 1.900 - 2 \times 0.576 = 0.748 \text{ m}$
 Portata del terreno $Rd = L \cdot qu / \gamma M = 0.748 \times (1000 \times 0.50) / 1.00 = 374.00 \text{ kN/m}$
 Verifica della portata $Vd = 152.68 < Rd = 374.00 \text{ kN/m}$, La verifica è soddisfatta (EC7 Eq.2.2, Eq.6.1)

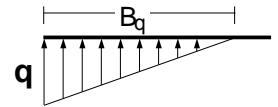


(EC7 Annessi D)

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

Azione	(γ)	y1 - y2	Fx	Fy	xo	yo	M	
			[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	[kNm/m]
Spinta attiva del terreno	Pax1.30	0.00- 1.50	8.88	4.25	1.536	2.549	16.11	
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.50	0.00- 1.50	1.02	0.48	1.507	2.750	2.08	
Spinta attiva del terreno	Pax1.30	1.50- 3.50	30.94	14.85	1.775	0.876	0.75	
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.50	1.50- 3.50	1.24	0.60	1.757	1.000	0.20	
Peso del muro	W x1.30		0.00	159.25	0.950	1.542	-151.28	
Carico vert. sommit. perm.	Ngx1.30		0.00	13.00	1.100	3.500	-14.30	
Carico vert. sommit. var.	Nqx1.50		0.00	7.50	1.100	3.500	-8.25	
Carico orizz. sommit. perm.	Hgx1.30		6.50	0.00	0.950	3.650	23.72	
Carico orizz. sommit. var.	Hqx1.50		7.50	0.00	0.950	3.650	27.38	
			Somma=	199.93			-103.59	

Somma delle forze verticali = 199.93 kN/m
 Somma dei momenti sulla fondazione a valle = -103.59 kNm/m
 Somma dei momenti a metà della base = 86.34 kNm/m
 Eccentricità $ec = 86.34 / 199.93 = 0.432\text{m}$, $ec > 1.900 / 6 = 0.317\text{m}$
 Pressione sul terreno $q = 0.257\text{ N/mm}^2$ $Bq = 1.554\text{ m}$
 Fondazione effettiva $L = 1.900 - 2 \times 0.432 = 1.036\text{ m}$ (EC7 Annessi D)
 Portata del terreno $Rd = L \cdot q_u / \gamma M = 1.036 \times (1000 \times 0.50) / 1.00 = 518.00\text{ kN/m}$
 Verifica della portata $Vd = 199.93 < Rd = 518.00\text{ kN/m}$, 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)

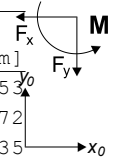
Ribaltamento rispetto alla fondazione a valle ($x_0 = 0, y_0 = 0$) ($x = 1.400, y = 3.500\text{ m}$)

Azione	(γ)	y1 - y2	Fx	Fy	xo	yo	Mo+	Mo-	Fx	Fy
			[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]
Spinta attiva del terreno	Pax1.30	0.00- 1.50	8.88	4.25	1.536	2.549	22.63	6.53		
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.50	0.00- 1.50	1.02	0.48	1.507	2.750	2.80	0.72		
Spinta attiva del terreno	Pax1.30	1.50- 3.50	30.94	14.85	1.775	0.876	27.10	26.35		
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.50	1.50- 3.50	1.24	0.60	1.757	1.000	1.24	1.05		
Peso del muro	W x1.00		0.00	122.50	0.950	1.542	0.00	116.37		
Carico vert. sommit. perm.	Ngx1.00		0.00	10.00	1.100	3.500	0.00	11.00		
Carico orizz. sommit. perm.	Hgx1.30		6.50	0.00	0.950	3.650	23.72	0.00		
Carico orizz. sommit. var.	Hqx1.50		7.50	0.00	0.950	3.650	27.38	0.00		
Somma=								104.87	162.02	

Somma dei momenti ribaltanti = 104.87 kNm/m

Somma dei momenti stabilizzanti = 162.02 kNm/m

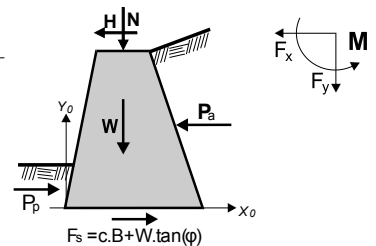
Verifica del ribaltamento $Med = 104.87 < Mrd = 162.02\text{ kNm/m}$, La verifica è soddisfatta



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- 1.50	8.88	0.00	4.25
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.50	0.00- 1.50	1.02	0.00	0.48
Spinta attiva del terreno	Pax1.30	1.50- 3.50	30.94	0.00	14.85
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.50	1.50- 3.50	1.24	0.00	0.60
Spinta passiva del terreno	Ppx1.00	2.90- 3.50	0.00	10.63	0.00
Peso del muro	W x1.00		0.00	0.00	122.50
Carico vert. sommit. perm.	Ngx1.00		0.00	0.00	10.00
Carico orizz. sommit. perm.	Hgx1.30		6.50	0.00	0.00
Carico orizz. sommit. var.	Hqx1.50		7.50	0.00	0.00
Somma=			56.08	10.63	152.68



Attrito del terreno $Rd = Vd \cdot \tan \phi / \gamma M = 152.68 \times \tan(45.00^\circ) / 1.00 = 152.68\text{ kN/m}$

(le forze resistenti dovute alla coesione sono ignorate)

(EC7 §6.5.3. 10)

Somma delle forze agenti = 56.08 kN/m

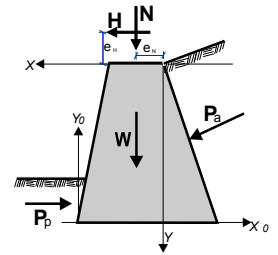
Somma delle forze resistenti $(10.63 + 152.68) = 163.31\text{ kN/m}$

Verifica della resistenza allo scorrimento $Hd = 56.08 < Rd = 163.31\text{ kN/m}$, La verifica è soddisfatta

1.9. Verifiche di stabilità del muro (GEO)

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

Azione		y1 - y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	x [m]	y [m]
Spinta attiva del terreno	Pa	0.00- 1.50	8.79	4.22	-0.136	0.951
Sovracc. riempimen. accid.	Pq	0.00- 1.50	0.87	0.42	-0.107	0.750
Spinta attiva del terreno	Pa	1.50- 3.50	30.10	14.44	-0.375	2.624
Sovracc. riempimen. accid.	Pq	1.50- 3.50	1.05	0.50	-0.357	2.500
Spinta passiva del terreno	Pp	2.90- 3.50	-7.98	0.00	1.314	3.300
Peso del muro	W		0.00	122.50	0.450	1.958
Carico vert. sommit. perm.	Ng		0.00	10.00	0.300	0.000
Carico vert. sommit. var.	Nq		0.00	5.00	0.300	0.000
Carico orizz. sommit. perm.	Hg		5.00	0.00	0.450	-0.150
Carico orizz. sommit. var.	Hq		5.00	0.00	0.450	-0.150

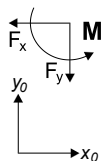


1.9.2. Verifica della capacità portante del terreno (GEO)

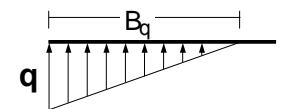
(EC7 EN1997-1-1:2004, §6.5.2)

Verifica per 1.00x(peso proprio+carichi verticali perm.)+0.00x(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- 1.50	8.79	4.22	1.536	2.549	15.93	
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.30	0.00- 1.50	1.13	0.55	1.507	2.750	2.29	
Spinta attiva del terreno	Pax1.00	1.50- 3.50	30.10	14.44	1.775	0.876	0.74	
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.30	1.50- 3.50	1.36	0.65	1.757	1.000	0.22	
Peso del muro	W x1.00		0.00	122.50	0.950	1.542	-116.37	
Carico vert. sommit. perm.	Ngx1.00		0.00	10.00	1.100	3.500	-11.00	
Carico orizz. sommit. perm.	Hgx1.00		5.00	0.00	0.950	3.650	18.25	
Carico orizz. sommit. var.	Hqx1.30		6.50	0.00	0.950	3.650	23.72	
			Somma=	152.36			-66.22	



Somma delle forze verticali = 152.36 kN/m
 Somma dei momenti sulla fondazione a valle = -66.22 kNm/m
 Somma dei momenti a metà della base = 78.52 kNm/m
 Eccentricità $ec = 78.52 / 152.36 = 0.515m$, $ec > 1.900 / 6 = 0.317m$
 Pressione sul terreno $q = 0.234 \text{ N/mm}^2$ $Bq = 1.304 \text{ m}$
 Fondazione effettiva $L = 1.900 - 2 \times 0.515 = 0.869 \text{ m}$
 Portata del terreno $Rd = L \cdot qu / \gamma M = 0.869 \times (1000 \times 0.50) / 1.40 = 310.36 \text{ kN/m}$
 Verifica della portata $Vd = 152.36 < Rd = 310.36 \text{ kN/m}$, La verifica è soddisfatta (EC7 Eq.2.2, Eq.6.1)

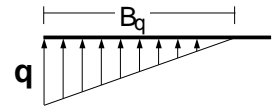


(EC7 Annessi D)

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]	[kN/m]	[m]	[m]	[kNm/m]
Spinta attiva del terreno	Pax1.00	0.00- 1.50	8.79	4.22	1.536	2.549	15.93	
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.30	0.00- 1.50	1.13	0.55	1.507	2.750	2.29	
Spinta attiva del terreno	Pax1.00	1.50- 3.50	30.10	14.44	1.775	0.876	0.74	
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.30	1.50- 3.50	1.36	0.65	1.757	1.000	0.22	
Peso del muro	W x1.00		0.00	122.50	0.950	1.542	-116.37	
Carico vert. sommit. perm.	Ngx1.00		0.00	10.00	1.100	3.500	-11.00	
Carico vert. sommit. var.	Nqx1.30		0.00	6.50	1.100	3.500	-7.15	
Carico orizz. sommit. perm.	Hgx1.00		5.00	0.00	0.950	3.650	18.25	
Carico orizz. sommit. var.	Hqx1.30		6.50	0.00	0.950	3.650	23.72	
			Somma=	158.86			-73.37	

Somma delle forze verticali = 158.86 kN/m
 Somma dei momenti sulla fondazione a valle = -73.37 kNm/m
 Somma dei momenti a metà della base = 77.55 kNm/m
 Eccentricità $ec = 77.55/158.86 = 0.488\text{m}$, $ec > 1.900/6 = 0.317\text{m}$
 Pressione sul terreno $q = 0.229\text{ N/mm}^2$ $Bq = 1.386\text{ m}$
 Fondazione effettiva $L = 1.900 - 2 \times 0.488 = 0.924\text{ m}$ (EC7 Annessi D)
 Portata del terreno $Rd = L \cdot q_u / \gamma M = 0.924 \times (1000 \times 0.50) / 1.40 = 330.00\text{ kN/m}$
 Verifica della portata $Vd = 158.86 < Rd = 330.00\text{ kN/m}$, 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 ($x_0=0, y_0=0$) ($x=1.400, y=3.500\text{ m}$)

Azione	(γ)	$y_1 - y_2$	F_x	F_y	x_0	y_0	$Mo+$	$Mo-$	F_x	F_y
			[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]
Spinta attiva del terreno	Pax1.00	0.00- 1.50	8.79	4.22	1.536	2.549	22.41	6.48		
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.30	0.00- 1.50	1.13	0.55	1.507	2.750	3.11	0.82		
Spinta attiva del terreno	Pax1.00	1.50- 3.50	30.10	14.44	1.775	0.876	26.37	25.63		
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.30	1.50- 3.50	1.36	0.65	1.757	1.000	1.36	1.14		
Peso del muro	W x1.00		0.00	122.50	0.950	1.542	0.00	116.37		
Carico vert. sommit. perm.	Ngx1.00		0.00	10.00	1.100	3.500	0.00	11.00		
Carico orizz. sommit. perm.	Hgx1.00		5.00	0.00	0.950	3.650	18.25	0.00		
Carico orizz. sommit. var.	Hqx1.30		6.50	0.00	0.950	3.650	23.72	0.00		
Somma=								95.22	161.44	

Somma dei momenti ribaltanti = 95.22 kNm/m

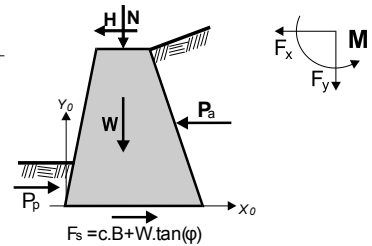
Somma dei momenti stabilizzanti = 161.44 kNm/m

Verifica del ribaltamento $Med = 95.22 < Mrd = 161.44\text{ kNm/m}$, 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)	$y_1 - y_2$	F_{x+}	F_{x-}	F_y
			[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
Spinta attiva del terreno	Pax1.00	0.00- 1.50	8.79	0.00	4.22
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.30	0.00- 1.50	1.13	0.00	0.55
Spinta attiva del terreno	Pax1.00	1.50- 3.50	30.10	0.00	14.44
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.30	1.50- 3.50	1.36	0.00	0.65
Spinta passiva del terreno	Ppx1.00	2.90- 3.50	0.00	7.98	0.00
Peso del muro	W x1.00		0.00	0.00	122.50
Carico vert. sommit. perm.	Ngx1.00		0.00	0.00	10.00
Carico orizz. sommit. perm.	Hgx1.00		5.00	0.00	0.00
Carico orizz. sommit. var.	Hqx1.30		6.50	0.00	0.00
Somma=			52.88	7.98	152.36



Attrito del terreno $Rd = Vd \cdot \tan \phi / \gamma M = 152.36 \times \tan(45.00^\circ) / 1.25 = 121.89\text{ kN/m}$

(le forze resistenti dovute alla coesione sono ignorate)

(EC7 §6.5.3. 10)

Somma delle forze agenti = 52.88 kN/m

Somma delle forze resistenti $(7.98 + 121.89) = 129.87\text{ kN/m}$

Verifica della resistenza allo scorrimento $Hd = 52.88 < Rd = 129.87\text{ kN/m}$, La verifica è soddisfatta

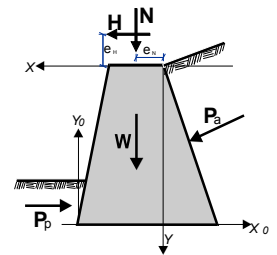
1.10. Progettazione sismica

(DM2008)

Verifiche di stabilità del muro (con carico sismico)

1.10.1. Forze (agenti e resistenti) sulla parete

Azione		y1 - y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	x [m]	y [m]
Spinta attiva del terreno	Pa	0.00- 1.50	6.83	3.27	-0.136	0.951
Sovracc. riempimen. accid.	Pq	0.00- 1.50	0.68	0.32	-0.107	0.750
Spinta attiva del terreno	Pa	1.50- 3.50	23.80	11.42	-0.375	2.624
Sovracc. riempimen. accid.	Pq	1.50- 3.50	0.83	0.40	-0.357	2.500
Spinta passiva del terreno	Pp	2.90- 3.50	-10.63	0.00	1.314	3.300
Peso del muro	W		0.00	122.50	0.450	1.958
Carico vert. sommit. perm.	Ng		0.00	10.00	0.300	0.000
Carico vert. sommit. var.	Nq		0.00	5.00	0.300	0.000
Carico orizz. sommit. perm.	Hg		5.00	0.00	0.450	-0.150
Carico orizz. sommit. var.	Hq		5.00	0.00	0.450	-0.150



1.10.2. Forze aggiuntive dovute al carico sismico

Azione		y1 - y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	x [m]	y [m]
Spinta attiva del terreno	Pa	0.00- 1.50	2.53		-0.136	0.951
Sovracc. riempimen. accid.	Pq	0.00- 1.50	0.25		-0.107	0.750
Spinta attiva del terreno	Pa	1.50- 3.50	8.00		-0.375	2.624
Sovracc. riempimen. accid.	Pq	1.50- 3.50	0.28		-0.357	2.500
Peso del muro	W		4.90	-2.45	0.450	1.958
Carico vert. sommit. perm.	Ng		0.40	-0.20	0.300	0.000
Carico vert. sommit. var.	Nq		0.20	-0.10	0.300	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- 1.50	9.36	3.27	1.536	2.549	18.83	
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.00	0.00- 1.50	0.93	0.32	1.507	2.750	2.08	
Spinta attiva del terreno	Pax1.00	1.50- 3.50	31.80	11.42	1.775	0.876	7.59	
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.00	1.50- 3.50	1.11	0.40	1.757	1.000	0.41	
Peso del muro	W x1.00		4.90	124.95	0.950	1.542	-106.49	
Carico vert. sommit. perm.	Ngx1.00		0.40	9.80	1.100	3.500	-9.38	
Carico vert. sommit. var.	Nqx1.00		0.20	4.90	1.100	3.500	-4.69	
Carico orizz. sommit. perm.	Hgx1.00		5.00	0.00	0.950	3.650	18.25	
Carico orizz. sommit. var.	Hqx1.00		5.00	0.00	0.950	3.650	18.25	
Somma=				155.06				-55.15

Somma delle forze verticali = 155.06 kN/m

Somma dei momenti sulla fondazione a valle = -55.15 kNm/m

Somma dei momenti a metà della base = 92.16 kNm/m

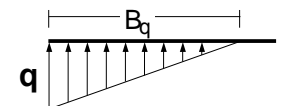
Eccentricità $ec = 92.16 / 155.06 = 0.594m$, $ec > 1.900 / 6 = 0.317m$

Pressione sul terreno $q = 0.291 N/mm^2$ $Bq = 1.067 m$

Fondazione effettiva $L = 1.900 - 2 \times 0.594 = 0.711 m$

Portata del terreno $Rd = L \cdot qu / \gamma M = 0.711 \times (1000 \times 0.50) / 1.00 = 355.50 kN/m$

Verifica della portata $Vd = 155.06 < Rd = 355.50 kN/m$, 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 ($x_0=0, y_0=0$) ($x=1.400, y=3.500$ m)

Azione	(γ)	$y_1 - y_2$	F_x	F_y	x_0	y_0	M_{o+}	M_{o-}	
				[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]
Spinta attiva del terreno	Pax1.00	0.00- 1.50	1.50	9.36	3.27	1.536	2.549	23.85	5.02
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.00	0.00- 1.50	1.50	0.93	0.32	1.507	2.750	2.56	0.48
Spinta attiva del terreno	Pax1.00	1.50- 3.50	3.50	31.80	11.42	1.775	0.876	27.86	20.27
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.00	1.50- 3.50	3.50	1.11	0.40	1.757	1.000	1.11	0.70
Peso del muro	W x1.00			4.90	124.95	0.950	1.542	9.88	116.37*
Carico vert. sommit. perm.	Ngx1.00			0.40	9.80	1.100	3.500	1.62	11.00*
Carico vert. sommit. var.	Nqx1.00			0.20	4.90	1.100	3.500	0.81	5.50*
Carico orizz. sommit. perm.	Hgx1.00			5.00	0.00	0.950	3.650	18.25	0.00
Carico orizz. sommit. var.	Hqx1.00			5.00	0.00	0.950	3.650	18.25	0.00
Somma=								104.19	159.34

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

Somma dei momenti ribaltanti = 104.19 kNm/m

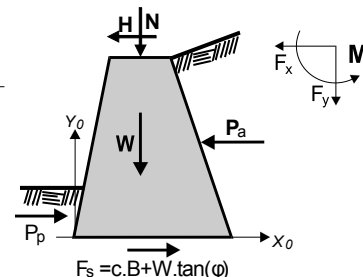
Somma dei momenti stabilizzanti = 159.34 kNm/m

Verifica del ribaltamento $M_{ed}=104.19 < M_{rd}=159.34$ 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)	$y_1 - y_2$	F_{x+}	F_{x-}	F_y
			[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
Spinta attiva del terreno	Pax1.00	0.00- 1.50	1.50	9.36	0.00
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.00	0.00- 1.50	1.50	0.93	0.00
Spinta attiva del terreno	Pax1.00	1.50- 3.50	3.50	31.80	0.00
Sovracc. riempimen. accid.	Pqx1.00	1.50- 3.50	3.50	1.11	0.00
Spinta passiva del terreno	Ppx1.00	2.90- 3.50	3.50	0.00	10.63
Peso del muro	W x1.00			4.90	0.00
Carico vert. sommit. perm.	Ngx1.00			0.40	0.00
Carico vert. sommit. var.	Nqx1.00			0.20	0.00
Carico orizz. sommit. perm.	Hgx1.00			5.00	0.00
Carico orizz. sommit. var.	Hqx1.00			5.00	0.00
Somma=				58.70	10.63



Attrito del terreno $R_d = V_d \cdot \tan \phi / \gamma_M = 150.16 \times \tan(45.00^\circ) / 1.00 = 150.16$ kN/m

(le forze resistenti dovute alla coesione sono ignorate)

(EC7 §6.5.3. 10)

Somma delle forze agenti = 58.70 kN/m

Somma delle forze resistenti $(10.63+150.16) = 160.79$ kN/m

Verifica della resistenza allo scorrimento $H_d=58.70 < R_d=160.79$ 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.)

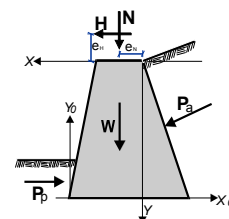
Forze (al baricentro della sezione trasversale) e tensioni nel muro

x, y: baricentro della sezione trasversale, b: larghezza della sezione, e: eccentricità

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, Bq: larghezza effettiva

y	x	b	F_x	F_y	M	e/b	σ_1	σ_2	Bq/B	τ	
[m]	[m]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
0.50	0.450	1.043	15.71	22.97	6.44	-0.269	-0.064	0.000	0.694	0.015	
1.00	0.450	1.186	19.02	38.48	14.15	-0.310	-0.114	0.000	0.570	0.016	
1.50	0.450	1.329	23.90	56.53	23.35	-0.311	-0.150	0.000	0.567	0.018	
2.00	0.450	1.471	29.79	76.84	34.71	-0.307	-0.180	0.000	0.579	0.020	
2.50	0.450	1.614	37.11	99.65	48.67	-0.303	-0.208	0.000	0.592	0.023	
3.00	0.450	1.757	45.88	124.92	65.82	-0.300	-0.237	0.000	0.601	0.026	
3.50	0.450	1.900	56.08	152.68	86.77	-0.299	-0.267	0.000	0.603	0.030	



1.11.2. Verifica di resistenza secondo EC6 EN1996-1-1:2005Verifica 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+ e_s , e_s =eccentricità accidentale= $h/450$, h =altezza del muro) f_k resistenza a compressione caratteristica $f_k = 12.00 \text{ N/mm}^2$ 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	1.043	22.97	6.44	0.270	0.460	22.97	2302.94	(Ned≤Nrd)
1.00	1.186	38.48	14.15	0.312	0.376	38.48	2140.49	(Ned≤Nrd)
1.50	1.329	56.53	23.35	0.314	0.372	56.53	2373.06	(Ned≤Nrd)
2.00	1.471	76.84	34.71	0.310	0.380	76.84	2683.10	(Ned≤Nrd)
2.50	1.614	99.65	48.67	0.306	0.388	99.65	3005.91	(Ned≤Nrd)
3.00	1.757	124.92	65.82	0.304	0.392	124.92	3305.97	(Ned≤Nrd)
3.50	1.900	152.68	86.77	0.303	0.394	152.68	3593.28	(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)

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

(EC6 §3.6.2)

 f_{vko} resistenza a taglio con tensione di compressione nulla $f_{vko} = 0.20 \text{ N/mm}^2$ γ_M fattore parziale di sicurezza per il materiale $\gamma_M = 2.50$

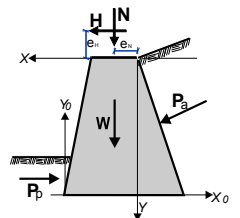
y	t	Fx	σ_d	Ved	Vrd	
[m]	[m]	[kN/m]	[N/mm ²]	[kN/m]	[kN/m]	
0.50	1.043	15.71	0.022	15.71	87.11	(Ved≤Vrd)
1.00	1.186	19.02	0.032	19.02	100.95	(Ved≤Vrd)
1.50	1.329	23.90	0.043	23.90	115.46	(Ved≤Vrd)
2.00	1.471	29.79	0.052	29.79	129.92	(Ved≤Vrd)
2.50	1.614	37.11	0.062	37.11	145.13	(Ved≤Vrd)
3.00	1.757	45.88	0.071	45.88	160.52	(Ved≤Vrd)
3.50	1.900	56.08	0.080	56.08	176.32	(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	Fx	Fy	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	0.450	1.043	12.84	27.22	4.78	-0.200	-0.049	0.000	0.901	0.012	
1.00	0.450	1.186	16.84	42.07	11.44	-0.251	-0.087	0.000	0.748	0.014	
1.50	0.450	1.329	22.56	59.25	20.10	-0.268	-0.122	0.000	0.697	0.017	
2.00	0.450	1.471	29.02	78.55	31.16	-0.276	-0.155	0.000	0.673	0.020	
2.50	0.450	1.614	37.28	100.14	45.60	-0.283	-0.190	0.000	0.650	0.023	
3.00	0.450	1.757	47.08	124.01	63.91	-0.291	-0.227	0.000	0.627	0.027	
3.50	0.450	1.900	58.45	150.16	86.80	-0.299	-0.267	0.000	0.602	0.031	



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 $f_k = 12.00 \text{ N/mm}^2$ 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	1.043	27.22	4.78	0.201	0.598	27.22	2993.83	($N_{ed} \leq N_{rd}$)
1.00	1.186	42.07	11.44	0.253	0.494	42.07	2812.24	($N_{ed} \leq N_{rd}$)
1.50	1.329	59.25	20.10	0.271	0.458	59.25	2921.67	($N_{ed} \leq N_{rd}$)
2.00	1.471	78.55	31.16	0.279	0.442	78.55	3120.87	($N_{ed} \leq N_{rd}$)
2.50	1.614	100.14	45.60	0.286	0.428	100.14	3315.80	($N_{ed} \leq N_{rd}$)
3.00	1.757	124.01	63.91	0.295	0.410	124.01	3457.78	($N_{ed} \leq N_{rd}$)
3.50	1.900	150.16	86.80	0.303	0.394	150.16	3593.28	($N_{ed} \leq N_{rd}$)

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)

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

(EC6 §3.6.2)

 f_{vko} resistenza a taglio con tensione di compressione nulla $f_{vko} = 0.20 \text{ N/mm}^2$ 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	1.043	12.84	0.026	12.84	87.78	($V_{ed} \leq V_{rd}$)
1.00	1.186	16.84	0.035	16.84	101.52	($V_{ed} \leq V_{rd}$)
1.50	1.329	22.56	0.045	22.56	115.89	($V_{ed} \leq V_{rd}$)
2.00	1.471	29.02	0.053	29.02	130.15	($V_{ed} \leq V_{rd}$)
2.50	1.614	37.28	0.062	37.28	145.13	($V_{ed} \leq V_{rd}$)
3.00	1.757	47.08	0.071	47.08	160.52	($V_{ed} \leq V_{rd}$)
3.50	1.900	58.45	0.079	58.45	176.02	($V_{ed} \leq V_{rd}$)