

Il progetto strutturale dei muri di sostegno

Calcolo secondo MSL

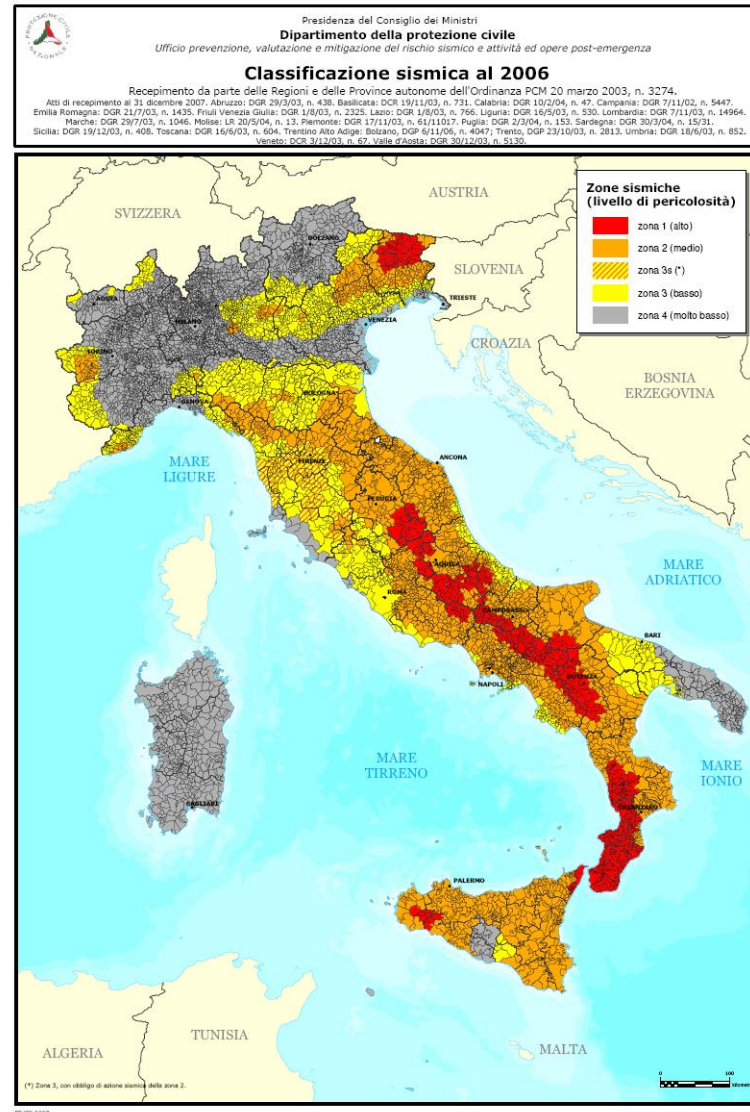
prima parte: muri a gravità

Il calcolo delle strutture

Una struttura deve essere progettata, realizzata e collaudata in modo da consentire il suo utilizzo in relazione alla destinazione d'uso con un accettabile *livello di sicurezza*, per tutta la *vita nominale* e nel rispetto del *principio di economicità*.

Per raggiungere la sicurezza strutturale, le NTC 2018 contemplano il solo calcolo con il Metodo agli *stati limite*

Il calcolo delle strutture



I muri di sostegno

I muri di sostegno sono strutture adatte a sopportare e sostenere terrapieni naturali o artificiali che non siano in grado di autosostenersi.

Le principali tipologie di muri di sostegno sono:

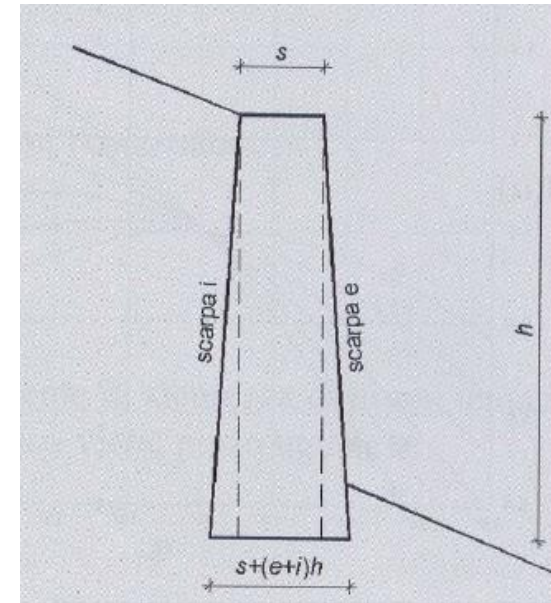
1. Muri a gravità
2. Muri a mensola

I muri di sostegno

Muri a gravità

Utilizzano il proprio peso per contrastare la spinta del terreno.

(materiali: pietrame, mattoni, calcestruzzo)

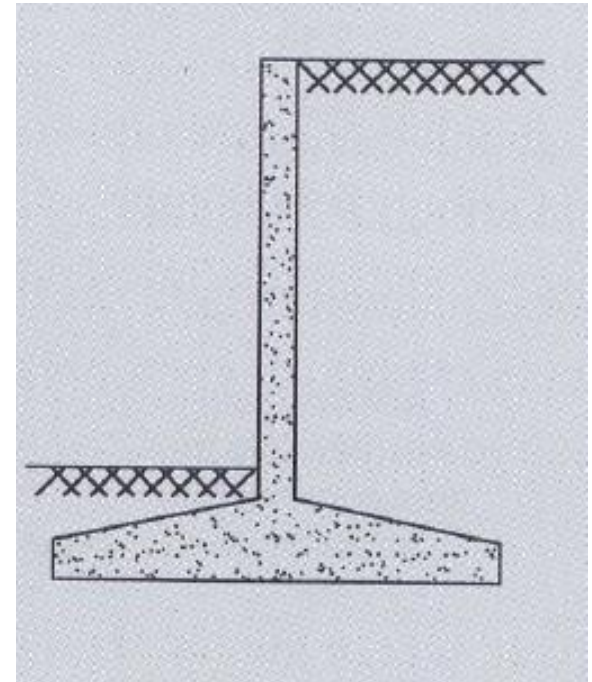


I muri di sostegno

Muri a mensola

Si caratterizzano per la presenza di una suola di fondazione, in cui è inserita la parete verticale, che permette di sfruttare il peso del rinterro che si scarica sulla suola, per equilibrare la spinta del terreno.

(materiali: calcestruzzo armato)



I muri di sostegno



Muro a mensola



Muro a gravità

Tema maturità 2011

Il terreno di un parco pubblico, situato in zona sismica 4 e dotato di alcuni spazi pavimentati, deve essere sistemato a terrazze. Per la realizzazione delle terrazze dovrà essere progettato un muro di sostegno (a gravità o in cemento armato) di altezza 5 m.

Il terreno presenta le seguenti caratteristiche:

- superficie superiore orizzontale
- ϕ_k = angolo di attrito interno del terreno = 30°
- γ_t = peso volumico del terreno = 16 kN/m^3
- $\sigma_{t,\text{lim}}$ = tensione limite sul terreno di fondazione = $0,2 \text{ N/mm}^2$.

Il candidato, partendo dall'ipotesi semplificativa dell'assenza di attrito terra-muro e dopo aver prefissato, a sua scelta, gli altri dati eventualmente occorrenti, proceda alla progettazione e verifica di stabilità dell'opera, ipotizzando che sul piano di campagna, alla quota più elevata, insista un sovraccarico costituito da una aliquota permanente q_g pari a 6 kN/m^2 ed una variabile q_q pari a 5 kN/m^2 (sovraccarico totale: $q = q_g + q_q = 11 \text{ kN/m}^2$).

Il candidato procederà alla rappresentazione grafica della soluzione proposta in scala liberamente scelta.

Infine, redigerà una relazione sui motivi delle scelte operate e sui criteri adottati nella progettazione ed effettuerà il computo metrico dei materiali occorrenti per la costruzione del muro, nell'ipotesi che il fronte della terra da sostenere abbia una lunghezza di 20 m.

Dati a disposizione

- superficie superiore orizzontale
- φ_k = angolo di attrito interno del terreno = 30°
- γ_t = peso volumico del terreno = 16 kN/m^3
- $\sigma_{t,amm}$ = tensione ammissibile sul terreno di fondazione = $0,2 \text{ N/mm}^2$
- q_g = sovraccarico permanente = 6 kN/m^2
- q_q = sovraccarico accidentale = 5 kN/m^2
- dislivello = 5 m

Dimensionamento di massima

2.6 Dimensionamento di massima dei muri di sostegno semplici a gravità

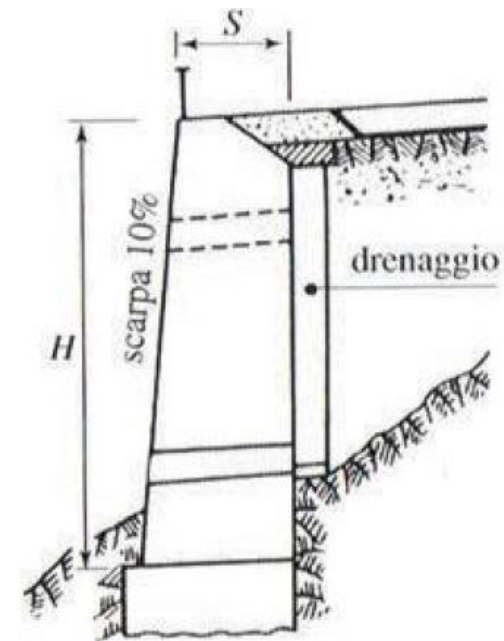
La tabella seguente consente di determinare, in via approssimativa, lo spessore in sommità b (e, quindi, anche alla base) per muri di sostegno semplici a gravità, in funzione di:

- rapporto fra altezza equivalente del sovraccarico h_1 e altezza del muro h ;
- scarpa s ;
- angolo di attrito interno φ del terreno.

Il dimensionamento è effettuato per terreni aventi peso specifico pari a 1600 kg/m^3 e peso specifico del calcestruzzo pari a 2400 kg/m^3 .

Tab. 8 – Calcolo di massima dei muri di sostegno semplici.

$\frac{h_1}{h}$	Valori di $\frac{b}{h}$								
	$\varphi = 45^\circ$			$\varphi = 33^\circ$			$\varphi = 27^\circ$		
	$s = 0$	$s = 0,1$	$s = 0,2$	$s = 0$	$s = 0,1$	$s = 0,2$	$s = 0$	$s = 0,1$	$s = 0,2$
0	0,273	0,179	0,096	0,361	0,265	0,179	0,408	0,312	0,224
0,1	0,299	0,204	0,120	0,393	0,296	0,209	0,443	0,342	0,257
0,2	0,319	0,224	0,139	0,417	0,321	0,232	0,468	0,371	0,282
0,3	0,335	0,240	0,154	0,436	0,339	0,250	0,487	0,390	0,300
0,4	0,348	0,252	0,166	0,450	0,353	0,264	0,502	0,405	0,315
0,5	0,359	0,263	0,177	0,462	0,365	0,276	0,513	0,416	0,325
0,6	0,367	0,271	0,184	0,472	0,375	0,286	0,522	0,425	0,334
0,7	0,375	0,279	0,192	0,480	0,383	0,293	0,529	0,432	0,341
0,8	0,382	0,286	0,199	0,486	0,389	0,299	0,535	0,438	0,347
0,9	0,388	0,292	0,204	0,492	0,395	0,305	0,540	0,443	0,352
1	0,393	0,297	0,209	0,497	0,400	0,310	0,544	0,447	0,356
1,5	0,411	0,315	0,227	0,513	0,416	0,325	0,558	0,461	0,369
2	0,423	0,326	0,238	0,523	0,426	0,335	0,566	0,469	0,377
2,5	0,430	0,333	0,245	0,529	0,432	0,341	0,571	0,474	0,382
3	0,436	0,339	0,251	0,534	0,437	0,346	0,574	0,477	0,385
4	0,443	0,349	0,257	0,539	0,442	0,351	0,579	0,482	0,390
5	0,451	0,353	0,265	0,545	0,448	0,357	0,583	0,486	0,394
10	0,458	0,361	0,272	0,550	0,453	0,362	0,587	0,490	0,398
> 10	0,469	0,372	0,283	0,559	0,462	0,370	0,594	0,497	0,405



Dimensionamento di massima

$$h_1 = \frac{q}{\gamma_t} = \frac{11}{16} = 0,69 \approx 0,7 \text{ m}$$

$$\frac{h_1}{h} = \frac{0,7}{5} = 0,14 \quad \left| \rightarrow \frac{b}{h} = 0,3 \right.$$

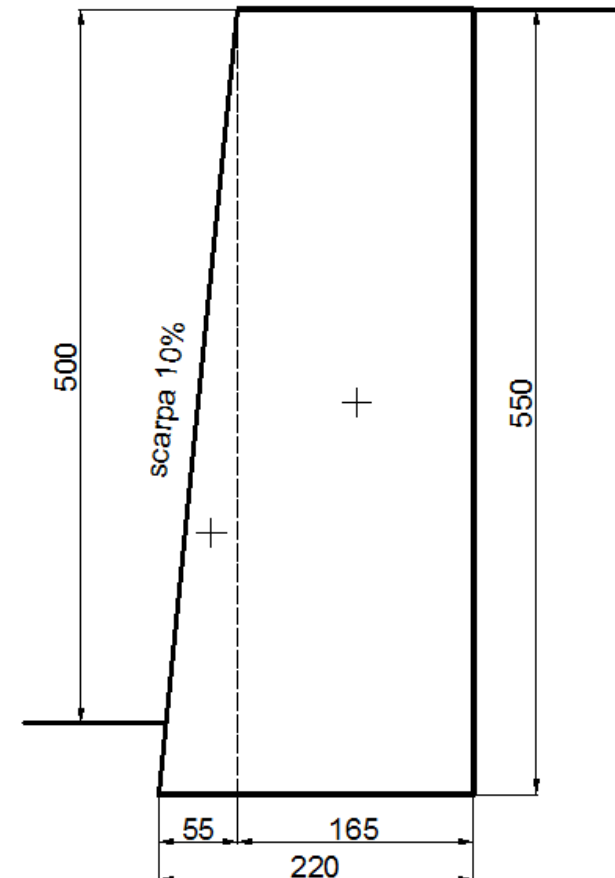
scarpa 10%

$$h = 5 + 0,5 = 5,5 \text{ m}$$

$$b = 0,3 \cdot h = 1,65 \text{ m}$$

Tab. 8 – Calcolo di massima dei muri di sostegno semplici.

$\frac{h_1}{h}$	Valori di $\frac{b}{h}$								
	$\varphi = 45^\circ$			$\varphi = 33^\circ$			$\varphi = 27^\circ$		
	$s = 0$	$s = 0,1$	$s = 0,2$	$s = 0$	$s = 0,1$	$s = 0,2$	$s = 0$	$s = 0,1$	$s = 0,2$
0	0,273	0,179	0,096	0,361	0,265	0,179	0,408	0,312	0,224
0,1	0,299	0,204	0,120	0,393	0,296	0,209	0,443	0,342	0,257
0,2	0,319	0,224	0,139	0,417	0,321	0,232	0,468	0,371	0,282
0,3	0,335	0,240	0,154	0,436	0,339	0,250	0,487	0,390	0,300



NOTA

È sempre bene che la base del muro sia interrata di almeno 50 cm

Progetto secondo MSL

Si considerano tre stati limite, corrispondenti a:

- EQU perdita di equilibrio dell'insieme terreno-struttura
- STR raggiungimento del limite di resistenza degli elementi strutturali
- GEO raggiungimento del limite di resistenza del terreno

In generale, la verifica viene condotta accertandosi che il valore di progetto delle azioni E_d sia inferiore a quello della resistenza stimata R_d :

$$E_d \leq R_d$$

Le azioni vengono calcolate modificando opportunamente i carichi e i parametri geotecnici secondo coefficienti γ (γ_F per le azioni A, γ_M per i parametri geotecnici M), mentre le resistenze R vengono opportunamente ridotte (γ_R).

Le diverse combinazioni dei coefficienti di sicurezza determinano più configurazioni di analisi:

- per le azioni: A1 e A2;
- per i parametri geotecnici M1 e M2;
- per le resistenze: R1, R2 e R3.

Le predette combinazioni vengono applicate a due distinti approcci:

- approccio 1:
 - combinazione 1: A1+M1+R1;
 - combinazione 2: A2+M2+R2;

– **approccio 2: A1+M1+R3**

Verifiche più semplici

Progetto secondo MSL

Coefficienti delle
azioni

Tab. 4

Carichi	Effetto	Coefficiente parziale γ_F	EQU	STR (A1)	GEO (A2)
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Coefficienti dei
parametri
geotecnici

Tab. 5

Grandezza	Coefficiente	M1	M2
Attrito interno $\text{tg}(\varphi)$	γ_φ	1,0	1,25
Coesione C	γ_c	1,0	1,25
Peso specifico γ	γ_t	1,0	1,0

Coefficienti delle
resistenze

Tab. 6

Verifica	Coefficiente parziale		
	(R1)	(R2)	(R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

Progetto secondo MSL

Il metodo agli Stati Limite prevede le seguenti verifiche principali:

1. Verifica al ribaltamento
2. Verifica allo scorrimento sul piano di posa
3. Verifica di collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno

Calcolo della spinta del terreno

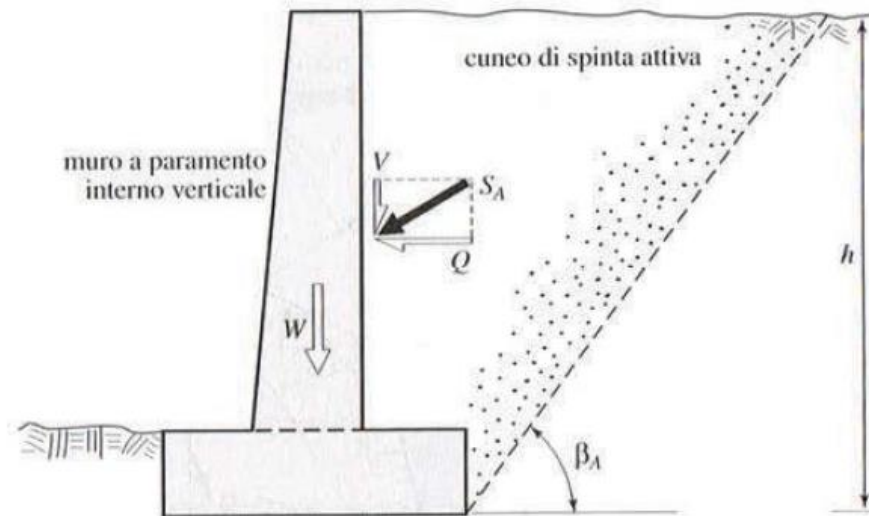


Fig. 1 – Parametri geotecnici e geometrici per la determinazione della spinta secondo Coulomb.

Spinta Attiva, secondo la teoria di Coulomb

$$S = \frac{1}{2} \gamma h^2 \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_a$$

Il punto di applicazione della spinta dista dalla base:

$$y = \frac{h}{3} \cdot \left(\frac{h + 3h_1}{h + 2h_1} \right)$$

S presenta una componente verticale solo se agisce su una superficie inclinata. In caso contrario, S è dotata della sola componente orizzontale, per cui $\rightarrow Q=S$ e $V=0$

SPINTA DOVUTA AL TERRENO

$$S_t = \frac{1}{2} \gamma_t \cdot h^2 \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{1}{2} \cdot 16 \cdot 5^2 \cdot \tan^2 30^\circ = 66,67 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO PERMANENTE

$$S_{g2} = \frac{1}{2} \gamma_t \cdot h_{g2}^2 \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{1}{2} \cdot 16 \cdot (0,375)^2 \cdot \tan^2 30^\circ = 0,375 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$h_{g2} = \frac{6}{16} = 0,375 \text{ m}$$

SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO VARIABILE

$$S_q = \frac{1}{2} \gamma_t \cdot h_q^2 \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{1}{2} \cdot 16 \cdot (0,312)^2 \cdot \tan^2 30^\circ = 0,26 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$h_q = \frac{5}{16} = 0,312 \text{ m}$$

La spinta attiva S viene suddivisa nelle sue componenti di peso proprio permanente, sovraccarico permanente e sovraccarico variabile, perché i coefficienti γ assumono valori differenti nei tre diversi casi.

Azioni di calcolo

W- peso proprio del muro

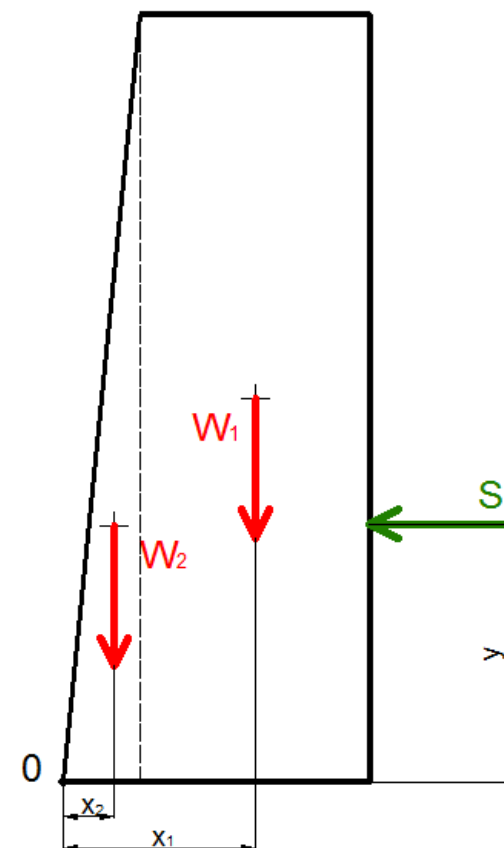
	Volume [m ³ /m]	γ_{cls} [kN/m ³]	W [kN/m]
1	$1,65 \cdot 5,5 = 9,08$	24	217,92
2	$\frac{1}{2} 0,55 \cdot 5,5 = 1,52$	24	36,48
			254,4

DISTANZE DAL CENTRO DI ROTAZIONE O

$$x_1 = \frac{b_1}{2} + b_2 = \frac{1,65}{2} + 0,55 = 1,375 \text{ m}$$

$$x_2 = \frac{2}{3} b_2 = \frac{2}{3} 0,55 = 0,367 \text{ m}$$

$$y = \frac{h}{3} \left(\frac{h + 3h_1}{h + 2h_1} \right) = \frac{5}{3} \left(\frac{5 + 3 \cdot 0,7}{5 + 2 \cdot 0,7} \right) = 1,85 \text{ m}$$



NOTA BENE

Nelle verifiche agli Stati Limite, le azioni non vengono utilizzate così come sono, ma devono essere incrementate (o diminuite) da opportuni coefficienti, in modo da fornire le cosiddette **COMBINAZIONI DI CALCOLO**.

Combinazioni di calcolo

SPINTE DI CALCOLO – per metro lineare di muro

(si usano i coefficienti sfavorevoli, perché tale azione è penalizzante nei confronti del muro)

$$\begin{aligned} S_{t,d} &= S_t \cdot \gamma_{G1} = 66,67 \cdot 1,1 = 73,34 \text{ KN} \\ S_{qz,d} &= S_{qz} \cdot \gamma_{G2} = 0,375 \cdot 1,5 = 0,56 \text{ KN} \\ S_{q,d} &= S_q \cdot \gamma_q = 0,26 \cdot 1,5 = 0,39 \text{ KN} \end{aligned}$$

EQU

Per la verifica a ribaltamento

$$\begin{aligned} S_{t,d} &= S_t \cdot \gamma_{G1} = 66,67 \cdot 1,3 = 86,67 \text{ KN} \\ S_{qz,d} &= S_{qz} \cdot \gamma_{G2} = 0,375 \cdot 1,5 = 0,56 \text{ KN} \\ S_{q,d} &= S_q \cdot \gamma_q = 0,26 \cdot 1,5 = 0,39 \text{ KN} \end{aligned}$$

A1

Per la verifica a slittamento e
per la verifica di collasso per
carico limite

Carichi	Effetto	Coefficiente parziale γ_F	EQU	STR (A1)	GEO (A2)
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Combinazioni di calcolo

PESO MURO DI CALCOLO – per metro lineare di muro

(si usano i coefficienti favorevoli, quando l'azione del peso favorisce la stabilità del muro; quando invece la forza peso determina instabilità, vengono usati i coefficienti sfavorevoli)

$$\begin{aligned} W_{1,d} &= V_1 \cdot \gamma_{ds} \cdot \gamma_{G1} = 9,08 \cdot 24 \cdot 0,9 = 196,13 \text{ kN} \\ W_{2,d} &= V_2 \cdot \gamma_{ds} \cdot \gamma_{G1} = 1,52 \cdot 24 \cdot 0,9 = 32,83 \text{ kN} \\ W_d &= W_{1,d} + W_{2,d} = 228,96 \text{ kN} \end{aligned}$$

EQU

Per la verifica a ribaltamento
(coefficienti favorevoli)

$$\begin{aligned} W_{1,d} &= V_1 \cdot \gamma_{ds} \cdot \gamma_{G1} = 9,08 \cdot 24 \cdot 1,3 = 283,30 \text{ kN} \\ W_{2,d} &= V_2 \cdot \gamma_{ds} \cdot \gamma_{G1} = 1,52 \cdot 24 \cdot 1,3 = 47,42 \text{ kN} \\ W_d &= W_{1,d} + W_{2,d} = 330,72 \text{ kN} \end{aligned}$$

A1

Per la verifica di collasso per
carico limite
(coefficienti sfavorevoli)

$$\begin{aligned} W_{1,d} &= V_1 \cdot \gamma_{ds} \cdot \gamma_{G1} = 9,08 \cdot 24 \cdot 1 = 217,92 \text{ kN} \\ W_{2,d} &= V_2 \cdot \gamma_{ds} \cdot \gamma_{G1} = 1,52 \cdot 24 \cdot 1 = 36,48 \text{ kN} \\ W_d &= W_{1,d} + W_{2,d} = 254,4 \text{ kN} \end{aligned}$$

A1

Per la verifica allo scorrimento
sul piano di posa
(coefficienti favorevoli)

Carichi	Effetto	Coefficiente parziale γ_F	EQU	STR (A1)	GEO (A2)
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Verifiche agli Stati Limite

1. Verifica al ribaltamento

2.3.2 Verifica al ribaltamento

Si conduce in modo analogo a quanto visto per le tensioni ammissibili:

$$\frac{\text{momento stabilizzante } (M_S)}{\text{momento ribaltante } (M_R)} = \frac{V \cdot x + W \cdot x_p}{Q \cdot y} \geq 1,5$$

$$\begin{aligned} V &= 0 \\ Q &= S \end{aligned}$$

ovviamente i valori di V , Q e W sono da modificare secondo i coefficienti γ_F e γ_M .

Combinazione EQU+M2+R2

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1,5$$

$$\frac{M_S}{M_R} = \frac{W_1 \cdot \gamma_{G1} \cdot x_1 + W_2 \cdot \gamma_{G1} \cdot x_2}{(S_e \cdot \gamma_{G1} + S_{g2} \cdot \gamma_{G2} + S_q \cdot \gamma_q) \cdot \gamma}$$

Coefficienti favorevoli per W

Coefficienti sfavorevoli per S

$$\frac{M_S}{M_R} = \frac{217,92 \cdot 0,9 \cdot 1,37 + 36,48 \cdot 0,9 \cdot 0,37}{(66,67 \cdot 1,1 + 0,37 \cdot 1,5 + 0,26 \cdot 1,5) \cdot 1,85} = \frac{291,68}{137,44} = 2,12 > 1,5 \rightarrow \text{OK}$$

Verifica soddisfatta

Verifiche agli Stati Limite

2. Verifica a scorrimento sul piano di posa (Verifica a slittamento)

2.3.3 Verifica allo slittamento

f è la tangente dell'angolo di attrito

Si deve verificare, come noto, che le azioni orizzontali non siano superiori alla resistenza dovuta all'attrito terra-muro a livello di fondazione:

$$\frac{(V+W) \cdot \frac{f}{\gamma_{\phi}} \cdot \frac{1}{\gamma_R}}{Q} \geq 1,3$$

$$\begin{aligned} V &= 0 \\ Q &= S \end{aligned}$$

Combinazione A1+M1+R3 – Approccio 2

$$\frac{W \cdot \gamma_{G1} \cdot \frac{f}{\gamma_{\phi}} \cdot \frac{1}{\gamma_R}}{S_E \cdot \gamma_{G1} + S_{G2} \cdot \gamma_{G2} + S_Q \cdot \gamma_Q} \geq 1,3$$

Coefficienti favorevoli per W

Coefficienti sfavorevoli per S

$$\frac{254,4 \cdot 1 \cdot \frac{0,58}{1} \cdot \frac{1}{1,1}}{(66,67 \cdot 1,3 + 0,37 \cdot 1,5 + 0,26 \cdot 1,5)} = \frac{134,14}{87,62} = 1,53 > 1,3 \rightarrow \text{OK}$$

Verifica soddisfatta

Verifiche agli Stati Limite

3. Verifica di collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno (Verifica allo schiacciamento)

2.3.4 Verifica allo schiacciamento

Anche questa verifica si effettua in modo sostanzialmente analogo a quanto visto per le tensioni ammissibili, avendo cura di modificare le azioni e la resistenza del terreno:

$$\sigma_{\max} \leq \frac{\sigma_{t,\lim}}{\gamma_R}$$

È necessario verificare che il carico verticale trasmesso al terreno non superi il carico limite da esso sopportabile. Con riferimento ai simboli riportati in figura 2 si valutano:

$$u = \frac{M_S - M_R}{(W + V)}; \quad e = \frac{B}{2} - u$$

A seconda dell'eccentricità della risultante dei carichi, possono verificarsi le seguenti due condizioni:

- $e \leq \frac{B}{6}$, in tal caso la tensione massima sul terreno si valuta come segue:

$$\sigma_{\max} = \frac{(W + V)}{100 \cdot B} \cdot \left(1 + \frac{6e}{B} \right)$$

- $e > \frac{B}{6}$, in tal caso la tensione massima diviene:

$$\sigma_{\max} = \frac{2 \cdot (W + V)}{300 \cdot u}$$

Verifiche agli Stati Limite

3. Verifica di collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno (Verifica allo schiacciamento)

Combinazione A1+M1+R3 – Approccio 2

$$\sigma_{\max} \leq \frac{\sigma_{\lim}}{\gamma_R} \quad \frac{\sigma_{\lim}}{\gamma_R} = \frac{0,2}{1,4} = 0,14 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\mu = \frac{M_S - M_R}{W \cdot \gamma_{G1}} = \frac{(W_1 \cdot \gamma_{G1} \cdot x_1 + W_2 \cdot \gamma_{G1} \cdot x_2) - [(S_t \cdot \gamma_{G1} + S_{g2} \cdot \gamma_{G2} + S_q \cdot \gamma_q) \cdot y]}{W \cdot \gamma_{G1}}$$

Coefficienti sfavorevoli per S

Coefficienti sfavorevoli per W

$$\mu = \frac{(217,92 \cdot 1,3 \cdot 1,37 + 36,48 \cdot 1,3 \cdot 0,37) - [(66,67 \cdot 1,3 + 0,37 \cdot 1,5 + 0,26 \cdot 1,5) \cdot 1,85]}{254,4 \cdot 1,3} = \frac{243,56}{330,72} = 0,7$$

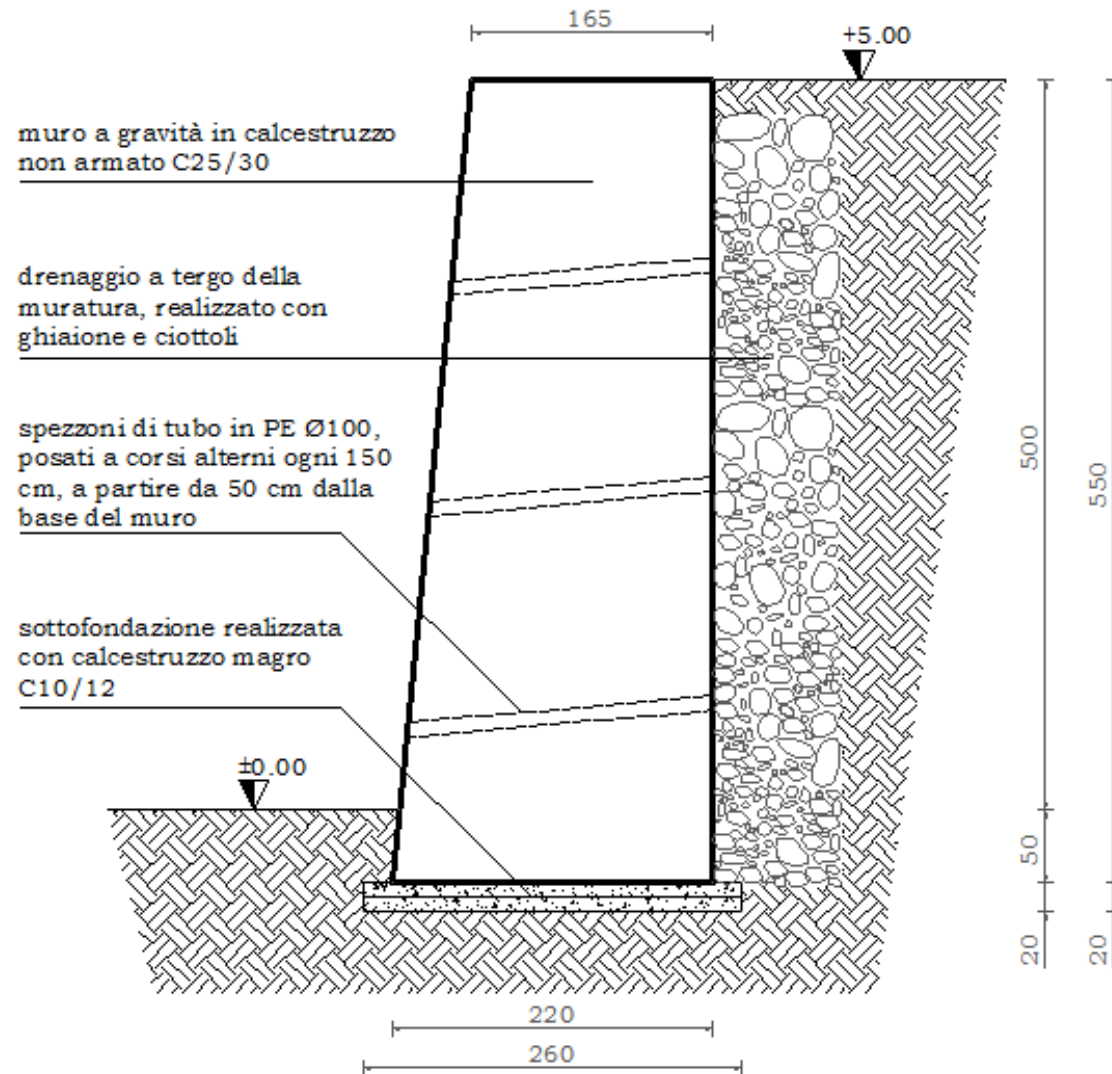
$$e = \frac{B}{2} - \mu = \frac{(1,65 + 0,55)}{2} - 0,74 = 0,36 \text{ m} \quad \frac{B}{6} = \frac{(1,65 + 0,55)}{6} = 0,36 \text{ m}$$

$$e \leq \frac{B}{6} \rightarrow \sigma_{\max} = \frac{W \cdot \gamma_{G1}}{100 \cdot B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right)$$

$$\sigma_{\max} = \frac{254,4 \cdot 1,3}{100 \cdot 2,2} \left(1 + \frac{6 \cdot 0,36}{2,2} \right) = 2,98 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \approx 0,003 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < 0,14 \rightarrow \text{OK}$$

Verifica soddisfatta

Il disegno del muro



Relazione tecnica

1. Descrizione dell'opera

La presente relazione riguarda il progetto di un muro di sostegno da realizzare in un parco pubblico, situato in una zona non sismica.

La struttura sarà del tipo a gravità, con un'altezza fuori terra di 5 metri, spessore in sommità pari a 1,65 m e scarpa sul lato a valle del 10%.

2. Materiali utilizzati

L'opera verrà realizzata in calcestruzzo non armato, del tipo C25/30, con classe di consistenza S4 e classe di esposizione ambientale XC2.

La sottofondazione dell'opera sarà in calcestruzzo magro, tipo C8/10 o C10/12.

3. Prescrizioni costruttive

L'opera sarà realizzata in calcestruzzo semplice, da gettare entro apposite casseforme lignee.

La quota della base del muro dovrà essere più bassa di circa 50 cm rispetto al piano di campagna.

Relazione tecnica

3. Prescrizioni costruttive (segue)

Si avrà cura di posizionare, prima del getto, degli spezzoni di tubo in polietilene, di diametro 10 cm, nell'ordine di uno ogni 1,5 mq, per permettere lo scolo dell'acqua eventualmente raccolta sulla superficie del muro a monte.

Allo scopo di ridurre la pressione dell'acqua sul muro, dovrà essere realizzato un drenaggio in ghiaione e ciottoli, dello spessore di almeno 40 cm, dalla base alla sommità del muro.

Ai soli fini estetici, sarà possibile rivestire il muro così realizzato con materiale lapideo.

4. Criteri di calcolo

Per il dimensionamento dell'opera e le verifiche si è scelto di seguire il metodo agli stati limite. Le verifiche effettuate sono le seguenti:

1. Verifica al ribaltamento
2. Verifica allo scorrimento sul piano di posa
3. Verifica di collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno

Si vedano gli allegati per i calcoli e le combinazioni di carico adottate.

Computo metrico dei materiali occorrenti

n.	materiali	u.m.	q.tà				
			b		h		l
1	calcestruzzo C8/10 per sottofondazioni	m ³	2,60	x	0,20	x	20,00 = 10,40
2	calcestruzzo C25/30 per muro in elevazione						
2.1	sezione 1 (rettangolare)	m ³	1,65	x	5,50	x	20,00 = 181,50
2.2	sezione 2 (triangolare)	m ³	0,50	x	0,55	x	5,50 x 20,00 = 30,25
	totale	m ³					211,75
3	ghiaione e ciottoli per drenaggio	m ³	0,40	x	5,50	x	20,00 = 44,00
4	spezzoni di tubo in PE Ø100 per drenaggio						
4.1	quota +0.50 (uno ogni 1,5 m)	m	13,00	x	2,20		= 28,60
4.2	quota +2.00 (uno ogni 1,5 m)	m	13,00	x	2,00		= 26,00
4.3	quota +3.50 (uno ogni 1,5 m)	m	13,00	x	1,80		= 23,40
	totale	m					78,00
5	casseforme in legno						
5.1	per sottofondazioni	m ²	2,00	x	0,20		x 20,00 = 8,00
5.2	per muro in elevazione monte	m ²	5,50			x	20,00 = 110,00
5.3	per muro in elevazione valle	m ²	5,55			x	20,00 = 111,00
	totale	m ²					229,00