



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA
CORSO DI STUDI IN RIASSETTO DEL TERRITORIO E
TUTELA DEL PAESAGGIO

PROGETTAZIONE DI UN MURO DI SOSTEGNO A MENSOLA

Andreetta Luca
2067548
luca.andreetta.1@studenti.unipd.it

Anno accademico 2024 / 2025

RELAZIONE TECNICA DEL CORSO DI OPERE DI
PROTEZIONE DEI VERSANTI

Indice

1	Introduzione	3
2	Dimensionamento del muro	4
2.1	Predimensionamento	4
2.2	Dimensionamento	4
2.3	Caratteristiche del terreno	5
3	Calcolo dei pesi, dei carichi e delle spinte	5
3.1	Calcolo dei pesi	5
3.2	Calcolo delle spinte	6
4	Verifica al ribaltamento (GEO, A1 M1 R3)	6
5	Verifica a scorrimento (GEO, A1 M1 R3)	8
6	Verifica della capacità portante terreno-fondazione (GEO, A1 M1 R3)	8
7	Verifiche strutturali	10
7.1	Sezione 1	10
7.2	Sezione 2 e 3	11
8	Predimensionamento armatura	12
9	Verifica agli Stati Limiti Ultimi Strutturali (SLU-STR)	13
9.1	Verifica SLU: momenti resistenti	13
9.2	Verifica SLU: resistenza al taglio	14
10	Disegno di massima dell'opera	14
11	Conclusioni	16

1 Introduzione

In questa relazione si andrà ad esporre il procedimento per il dimensionamento di un muro a mensola, costruito in calcestruzzo armato.

Le opere di sostegno hanno la funzione di garantire una condizione di stabilità a volumi di terreno, nei casi in cui tale equilibrio non ci sarebbe. Una delle tipologie di opere di sostegno più utilizzate sono i muri, ovvero strutture con la funzione di contrastare le spinte (orizzontali o inclinate) trasmesse dal terreno, generalmente mediante il peso proprio del corpo.

Esistono diverse tipologie di muri, la cui scelta avverrà secondo diversi criteri tecnici, economici e funzionali, e sono:

- a gabbioni;
- a gravità;
- a mensola;
- a catasta;
- a contrafforti.

Il muro a mensola, rispetto quello a gravità, è molto più economico, poiché richiede l'utilizzo di meno cemento armato per la costruzione. Infatti, l'azione resistiva della struttura alle spinte esterne è prevalentemente dovuta al peso proprio del terreno.

L'utilizzo del cemento armato per la costruzione del muro a mensola permette alla struttura di resistere, entro certi limiti, sia alla forza compressiva (grazie alla resistenza del cemento) e sia alla forza di trazione (dovuta all'armatura in acciaio).

Le verifiche del muro sono state svolte mediante i criteri degli Stati Limite Ultimi (SLU) relativi alla geotecnica del suolo (GEO) ed alla struttura (STR), secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC-2018).

Verifica		Coefficiente parziale (R3)	
Capacità portante della fondazione		$\gamma_R = 1,4$	
Scorrimento		$\gamma_R = 1,1$	
Ribaltamento		$\gamma_R = 1,15$	
Resistenza del terreno a valle		$\gamma_R = 1,4$	

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

		Coefficiente γ_f	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_{2(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

Figura 1: Coefficienti per l'applicazione delle NTC-2018.

In particolare, le verifiche svolte riguardano il ribaltamento, lo scorrimento, il collasso della fondazione, la stabilità globale e la resistenza strutturale complessiva. Il muro di cui è prevista la costruzione, presenta alcune specifiche di progetto, indicate nella seguente tabella.

Tabella 1: Valori di progetto dell'opera.

Altezza muro	H	3 m
Resist. cilindrica caratteristica (cls)	f_{ck}	30 N/mm ²
Peso specifico terreno	γ_D	18600 N/m ³
Distanza lembo super. fondazione-piano campagna	D_p	0.4 m
Lunghezza muro	L	10 m
Peso specifico cls	γ_{CLS}	25000 N/m ³
Angolo di resistenza al taglio del terreno	ϕ	30°
Carico distribuito sul terreno	q	6000 N/m ²

2 Dimensionamento del muro

2.1 Predimensionamento

Il predimensionamento del muro avviene per via geometrica, secondo le misure indicate in figura 2. Scelta un'altezza del muro H, si prosegue alla determinazione di primo tentativo di tutte le altre misure dell'opera.

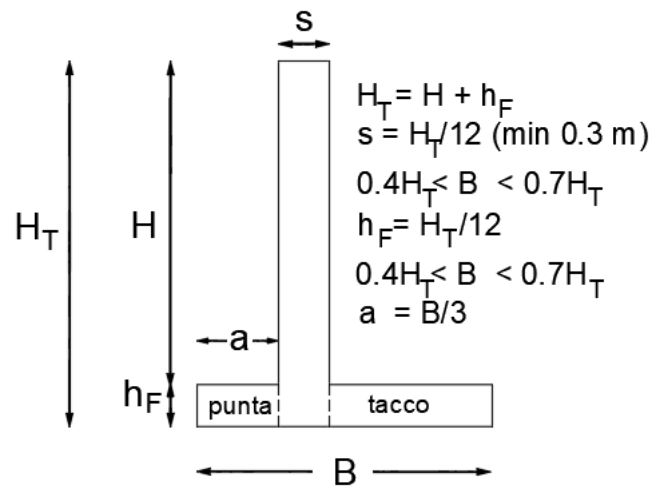


Figura 2: Quote relative al predimensionamento (geometrico) del muro a mensola, secondo la normativa U.S.A. (U.S.A. Building Code).

Il tacco (t) e la punta (a) rappresentano le principali componenti geometriche della fondazione (B).

2.2 Dimensionamento

Partendo dalle dimensioni di massima dell'opera, ed utilizzando le diverse formule di verifica (che verranno esposte successivamente), in modo iterativo si è giunti al dimensionamento finale della struttura.

Altezza muro	H	3 m
Distanza lembo super. fondazione-piano campagna	D_p	0.4 m
Lunghezza muro	L	10 m
Altezza fondazione	H_f	0.5 m
Altezza totale	H_t	3.5 m
Spessore muro	s	0.5 m
Larghezza fondazione	B	2.65 m
Tacco fondazione	t	1.75 m
Punta fondazione	a	0.4 m

2.3 Caratteristiche del terreno

Il peso specifico del terreno asciutto (γ_D) è funzione del peso specifico del terreno saturo (γ_s) e della sua porosità (n). La formula che lega queste tre caratteristiche è:

$$\gamma_d = \gamma_s \cdot (1 - n)$$

Essendo che l'angolo di resistenza al taglio del terreno è pari a $\phi = 33^\circ$, il coefficiente di spinta attiva K_A è ricavato da:

$$K_A = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45 - \frac{30}{2} \right) = 0.33$$

3 Calcolo dei pesi, dei carichi e delle spinte

Al fine di poter effettuare il corretto dimensionamento dell'opera, è necessario considerare i carichi, i pesi e le spinte del sistema.

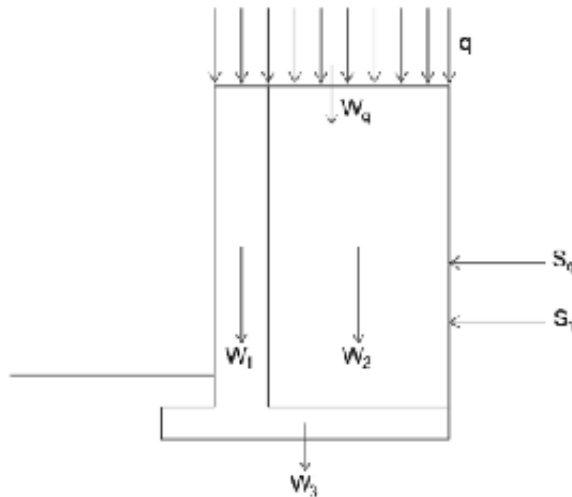


Figura 3: Immagine schematica dei pesi e delle spinte agenti sul muro.

3.1 Calcolo dei pesi

Il calcolo dei pesi avviene considerando una sezione di muro pari ad 1 metro.

Muro (mensola verticale)

$$W_1 = \gamma_{cls} \cdot s \cdot H = 25000 \cdot 0.5 \cdot 3 = 37500 \text{ N/m}$$

Fondazione (mensola orizzontale)

$$W_2 = \gamma_{cls} \cdot H_f \cdot B = 25000 \cdot 0.5 \cdot 2.65 = 33125 \text{ N/m}$$

Terreno

$$W_3 = \gamma_D \cdot H \cdot t = 17850 \cdot 3 \cdot 1.75 = 97650 \text{ N/m}$$

Carico permanente

$$W_q = q \cdot t = 6000 \cdot 1.75 = 10500 \text{ N/m}$$

Peso totale (forza stabilizzante)

$$F_{STAB} = W_1 + W_2 + W_3 + W_q = 37500 + 33125 + 97650 + 10500 = 178775 \text{ N/m}$$

3.2 Calcolo delle spinte

Attiva (teoria di Rankine)

$$S_1 = \frac{1}{2} \cdot K_A \cdot \gamma_D \cdot H_t^2 = \frac{1}{2} \cdot 0.33 \cdot 18600 \cdot 3.5^2 = 37975 \text{ N/m}$$

Carico permanente

$$S_q = q \cdot K_A \cdot H_t = 6000 \cdot 0.33 \cdot 3.5 = 7000 \text{ N/m}$$

Spinta totale (forza destabilizzante)

$$F_{DESTAB} = S_1 + S_q = 37975 + 7000 = 44975 \text{ N/m}$$

4 Verifica al ribaltamento (GEO, A1 M1 R3)

Il ribaltamento della struttura è il fenomeno che si genera quando, considerando il punto (fulcro) R, il momento stabilizzante è inferiore rispetto al momento destabilizzante.

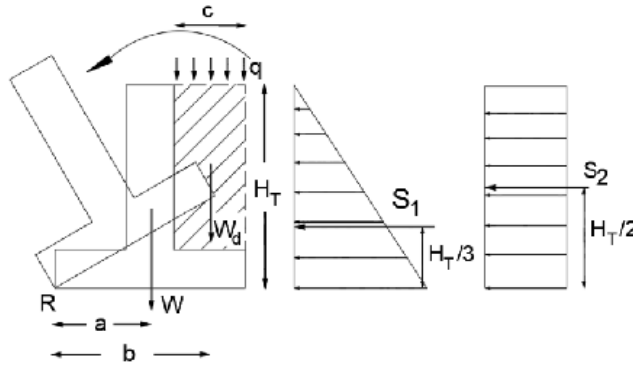


Figura 4: Schematizzazione del fenomeno di ribaltamento che interessa il muro.

Secondo la NTC-2018, la verifica al ribaltamento è accettata nel caso in cui la resistenza di progetto (R_d) è maggiore o uguale rispetto all'azione di progetto (E_d).

La resistenza di progetto è pari al prodotto tra i momenti stabilizzanti ed un coefficiente di riduzione, mentre l'azione di progetto è il prodotto tra un coefficiente di sicurezza ed i momenti destabilizzanti:

$$\gamma_{G1_{Rd}} \cdot \frac{M_{STAB}}{\gamma_R} \geq \gamma_{G1_{Ed}} \cdot M_{DESTAB}$$

Dove:

- $\gamma_{G1_{Rd}} = 1.00;$
- $\gamma_R = 1.15;$
- $\gamma_{G1_{Ed}} = 1.30.$

Muro

$$M_1 = W_1 \cdot \left(a + \frac{s}{2}\right) = 37500 \cdot \left(0.4 + \frac{0.5}{2}\right) = 24375 \text{ Nm}$$

Fondazione

$$M_2 = W_2 \cdot \frac{B}{2} = 33125 \cdot \frac{2.65}{2} = 43890 \text{ Nm}$$

Terreno

$$M_3 = W_3 \cdot \left(a + s + \frac{t}{2}\right) = 97650 \cdot \left(0.4 + 0.5 + \frac{1.75}{2}\right) = 173328 \text{ Nm}$$

Carico permanente

$$M_q = W_q \cdot \left(a + s + \frac{t}{2}\right) = 10500 \cdot \left(0.4 + 0.5 + \frac{1.75}{2}\right) = 18637 \text{ Nm}$$

Momento stabilizzante

$$M_{STAB} = M_1 + M_2 + M_3 + M_q = 24375 + 43890 + 173328 + 18637 = 260231 \text{ Nm}$$

Spinta attiva

$$M_{S1} = S_1 \cdot \frac{1}{3} H_t = 37975 \cdot \frac{1}{3} \cdot 3.5 = 44304 \text{ Nm}$$

Spinta del carico permanente

$$M_{Sq} = S_q \cdot \frac{1}{2} H_t = 7000 \cdot \frac{1}{2} \cdot 3.5 = 12250 \text{ Nm}$$

Momento destabilizzante

$$M_{DESTAB} = M_{S1} + M_{Sq} = 44304 + 12250 = 56554 \text{ Nm}$$

Resistenza di progetto

$$R_d = \frac{\gamma_{G1} \cdot M_{STAB}}{\gamma_R} = \frac{1 \cdot 260231}{1.15} = 226289 \text{ Nm}$$

Azione di progetto

$$E_d = \gamma_{G1} \cdot M_{DESTAB} = 1.3 \cdot 56554 = 73520 \text{ Nm}$$

Essendo che la resistenza è superiore all'azione di progetto, la verifica a ribaltamento del muro è accettata.

5 Verifica a scorrimento (GEO, A1 M1 R3)

Il fenomeno dello scorrimento avviene nel caso in cui la componente orizzontale totale delle spinte è superiore rispetto all'attrito che si genera tra la fondazione del muro ed il terreno sottostante.

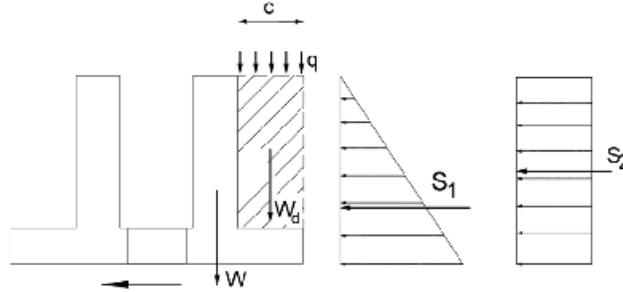


Figura 5: Schematizzazione del fenomeno di scorrimento che interessa il muro.

Secondo le NTC-2018, la verifica a scorrimento necessita che vengano presi in considerazione la resistenza e l'azione di progetto, ovvero le forze stabilizzanti ed instabilizzanti moltiplicate per certi coefficienti. La verifica viene accettata se la resistenza R_d è superiore rispetto all'azione E_d .

$$\gamma_{G1} = \frac{F_{STAB} \cdot \tan(\delta)}{\gamma_R} \geq \gamma_{G1} \cdot F_{DESTAB}$$

Dove:

- $\gamma_{G1_{Rd}} = 1.00$;
- $\gamma_R = 1.10$;
- $\gamma_{G1_{Ed}} = 1.30$

Resistenza di progetto

$$R_d = \gamma_{G1} \cdot \frac{F_{STAB} \cdot \tan(\delta)}{\gamma_R} = 1.00 \cdot \frac{178775 \cdot \tan(33)}{1.10} = 59153 \text{ N}$$

Dove:

$$\delta = \frac{2}{3} \cdot \phi = \frac{2}{3} \cdot 30 = 20$$

Azione di progetto

$$E_d = \gamma_{G1} \cdot F_{DESTAB} = 1.3 \cdot 44975 = 58468 \text{ N}$$

Essendo che la resistenza di progetto è superiore rispetto all'azione di progetto, la verifica allo scorrimento del muro è accettata.

6 Verifica della capacità portante terreno-fondazione (GEO, A1 M1 R3)

Mediante questa verifica si procede a valutare se il terreno sotto la fondazione dell'opera è in grado di sostenere il peso del muro stesso e del volume di terreno sopra il tacco.

Questo accertamento permette di prevedere la possibilità che si verifichi un cedimento del terreno, e di conseguenza un collasso del muro.

Anche per questa verifica, la resistenza di progetto dev'essere almeno uguale all'azione di progetto.

$$\gamma_{G1} \cdot \frac{Q_{lim}}{\gamma_R} \geq \gamma_{G1} \cdot F_{STAB}$$

Dove:

- $\gamma_{G1_{Rd}} = 1.00$;
- $\gamma_R = 1.40$;
- $\gamma_{G1_{Ed}} = 1.00$

Base reagente

$$B_r = 2 \cdot \frac{\gamma_{G1} \cdot M_{STAB} - \gamma_{G1} \cdot M_{DESTAB}}{\gamma_{G1} \cdot F_{STAB}} = 2 \cdot \frac{1 \cdot 26231 - 1.3 \cdot 56554}{1 \cdot 178775} = 2.09 \text{ m}$$

Capacità portante

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot (\gamma_D \cdot B_r \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma) + (\gamma_D \cdot D \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q \cdot i_q) =$$

$$0.5 \cdot (18600 \cdot 2.09 \cdot 20.09 \cdot 1.06 \cdot 0.326) + (18600 \cdot 0.5 \cdot 18.40 \cdot 1.06 \cdot 1.12 \cdot 0.326) =$$

$$255516 \text{ N/m}^2$$

Fattori di capacità portante

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan(\phi)} \cdot \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) = e^{\pi \cdot \tan(30)} \cdot \tan^2 \left(45 + \frac{30}{2} \right) = 18.40$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(\phi) = 2 \cdot (18.40 - 1) \tan(30) = 20.09$$

Fattori di forma

$$S_\gamma = S_q = 1 + 0.1 \cdot \left(\frac{B_r}{LL} \right) \cdot \frac{1 + \sin(\phi)}{1 - \sin(\phi)} = 1 + 0.1 \cdot \left(\frac{2.09}{10} \right) \cdot \frac{1 + \sin(30)}{1 - \sin(30)} = 1.06$$

Fattori di inclinazione del carico

$$i_\gamma = i_q = \left(1 - \frac{\gamma_{G1} \cdot F_{DESTAB}}{\gamma_{G1} \cdot F_{STAB} + B_r \cdot LL} \right)^{m+1} = \left(1 - \frac{1.3 \cdot 44975}{1 \cdot 178775 + 2.09 \cdot 10} \right)^{1.83+1} = 0.326$$

$$m = \frac{2 + \frac{B_r}{LL}}{1 + \frac{B_r}{LL}} = \frac{2 + \frac{2.09}{10}}{1 + \frac{2.09}{10}} = 1.83$$

Fattore di profondità

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan(\phi) \cdot (1 - \sin(\phi))^2 \cdot \frac{D}{B_r} = 1 + 2 \cdot \tan(30) \cdot (1 - \sin(30))^2 \cdot \frac{0.9}{2.09} = 1.12$$

$$D = h_f + D_p = 0.5 + 0.4 = 0.9 \text{ m}$$

Carico limite del terreno

$$Q_{lim} = q_{lim} \cdot B_r \cdot 1 = 255516 \cdot 2.09 = 533720 \text{ N}$$

Resistenza di progetto

$$R_d = \gamma_{G1} \cdot \frac{Q_{lim}}{\gamma_r} = 1.00 \cdot \frac{533720}{1.40} = 381228 \text{ N}$$

Azione di progetto

$$E_d = \gamma_{G1} \cdot F_{STAB} = 1.00 \cdot 178775 = 178775 \text{ N}$$

Essendo che la resistenza di progetto è superiore rispetto all'azione, la capacità portante terreno-fondazione è verificata.

7 Verifiche strutturali

Le verifiche che riguardano la struttura del muro vengono svolte considerando tre porzioni dell'opera:

- sezione 1: sezione orizzontale alla base del muro;
- sezione 2: sezione verticale della mensola di fondazione in corrispondenza dell'inizio del tacco;
- sezione 3: sezione verticale della mensola di fondazione in corrispondenza dell'inizio della punta.

Le forze che agiscono sul muro in modo orizzontale creano una sollecitazione di taglio. Il peso del muro genera invece una sollecitazione normale alla sezione orizzontale del muro, ovvero una pressoflessione. Le sezioni della fondazione (tacco e punta), sono soggette ad una sollecitazione di taglio e momento, entrambi distribuite in modo lineare.

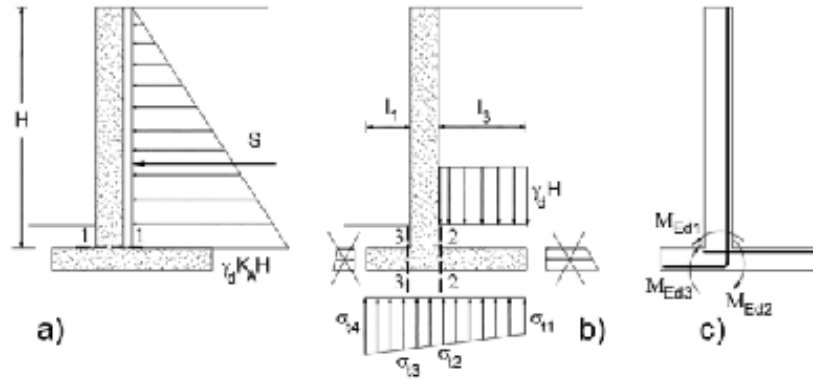


Figura 6: Schematizzazione delle tensioni agenti sulle varie sezioni del muro.

7.1 Sezione 1

La sezione 1 dell'opera interessa l'altezza del muro (escludendo la fondazione) e lo spessore del muro s .

Su questa sezione si valuta il momento flettente e lo sforzo di taglio, generati dal carico permanente q e dalla spinta attiva del terreno rispetto al punto C.

Spinte rispetto a C

$$S_{1C} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_D \cdot K_a \cdot H^2 = \frac{1}{2} \cdot 18600 \cdot 0.33 \cdot 3^2 = 27900 \text{ N/m}$$

$$S_{qC} = q \cdot K_a \cdot H = 6000 \cdot 0.33 \cdot 3 = 6000 \text{ N/m}$$

$$F_{ORIZ} = S_{1C} + S_{qC} = 27900 + 6000 = 33900 \text{ N/m}$$

Momenti stabilizzanti rispetto a C

$$M_{S_{1C}} = S_{1C} \cdot \frac{H}{3} = 27900 \cdot \frac{3}{3} = 27900 \text{ Nm}$$

$$M_{S_{qC}} = S_{qC} \cdot \frac{H}{2} = 6000 \cdot \frac{3}{2} = 9000 \text{ Nm}$$

$$M_{Stot} = M_{S_{1C}} + M_{S_{qC}} = 27900 + 9000 = 36900 \text{ Nm}$$

Momento destabilizzante rispetto a C

$$M_{Ed1} = \gamma_{G1} \cdot M_{Stot} = 1.3 \cdot 36900 = 47970 \text{ Nm}$$

Sforzo di taglio rispetto a C

$$V_{Ed1} = \gamma_{G1} \cdot F_{ORIZ} = 1.3 \cdot 33900 = 44070 \text{ N}$$

7.2 Sezione 2 e 3

Nelle sezioni 2 e 3 del muro si generano delle sollecitazioni di momento e di taglio. Inoltre, nella sezione 2 si generano delle ulteriori tensioni di momento e taglio dovute al peso del terreno che grava sul tacco.

Sforzo normale

$$N = F_{VERT} = 178775 \text{ N}$$

Momento

$$M = N \cdot e_g = 178775 \cdot 0.28 = 50165 \text{ Nm}$$

Eccentricità

$$e_c = \frac{B_r}{2} = \frac{2.09}{2} = 1.04 \text{ m}$$
$$e_g = \frac{B}{2} - e_c = \frac{2.65}{2} - 1.04 = 0.28 \text{ m}$$

Momento d'inerzia

$$J = \frac{1}{12} \cdot B^3 = \frac{1}{12} \cdot 2.65^3 = 1.55 \text{ m}^4$$

Tensioni

$$\sigma_{t1} = \frac{N}{B} - \left(\frac{M}{J} \cdot \frac{B}{2} \right) = \frac{178775}{2.65} - \left(\frac{50165}{1.55} \cdot \frac{2.65}{2} \right) = 24601 \text{ N/m}^2$$
$$\sigma_{t2} = \frac{N}{B} - \left(\frac{M}{J} \cdot \left(\frac{B}{2} - t \right) \right) = \frac{178775}{2.65} - \left(\frac{50165}{1.55} \cdot \left(\frac{2.65}{2} - 1.75 \right) \right) = 81210 \text{ N/m}^2$$
$$\sigma_{t3} = \frac{N}{B} + \left(\frac{M}{J} \cdot \left(s + t - \frac{B}{2} \right) \right) = \frac{178775}{2.65} + \left(\frac{50165}{1.55} \cdot \left(0.5 + 1.75 - \frac{2.65}{2} \right) \right) = 97384 \text{ N/m}^2$$
$$\sigma_{t4} = \frac{N}{B} + \frac{M}{J} \cdot \frac{B}{2} = \frac{178775}{2.65} + \frac{50165}{1.55} \cdot \frac{2.65}{2} = 110323 \text{ N/m}^2$$

Momenti flettenti

$$M_{Ed2} = W_d \cdot \left(\frac{t}{3} \right) - \sigma_{t1} \cdot \frac{t^3}{2} - (\sigma_{t2} - \sigma_{t1}) \cdot \frac{t^2}{6} =$$
$$97650 \cdot \left(\frac{1.75}{3} \right) - 24601 \cdot \frac{1.75^3}{2} - (81210 - 24601) \cdot \frac{1.75^2}{6} = 28067 \text{ Nm}$$
$$M_{Ed3} = \sigma_{t3} \cdot \frac{a^2}{2} + (\sigma_{t4} - \sigma_{t3}) \cdot \frac{a^2}{3} = 97384 \cdot \frac{0.4^2}{2} + (110323 - 97384) \cdot \frac{0.4^2}{3} = 8481 \text{ Nm}$$

Sforzi di taglio

$$V_{Ed2} = W_d - \sigma_{t1} \cdot t - (\sigma_{t2} - \sigma_{t1}) \cdot \frac{t}{2} = 97650 - 24601 \cdot 1.75 - (81210 - 24601) \cdot \frac{1.75}{2} = 15565 \text{ N}$$

$$V_{Ed3} = \sigma_{t3} \cdot a + \frac{1}{2} \cdot (\sigma_{t4} - \sigma_{t3}) \cdot a = 97384 \cdot 0.4 + \frac{1}{2} \cdot (110323 - 97384) \cdot 0.4 = 41542 \text{ N}$$

8 Predimensionamento armatura

Conoscendo le tensioni che si generano sul corpo del muro, è possibile calcolare la quantità di armatura minima per garantire la solidità dell'opera, per le sezioni 1, 2 e 3.

Resistenza di progetto (acciaio)

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{450}{1.15} = 391 \text{ N/mm}^2 = 391304347 \text{ N/m}^2$$

Resistenza di progetto (calcestruzzo)

$$f_{cd} = 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{1.50} = 17 \text{ N/mm}^2$$

Deformazione ultima accettabile (acciaio)

$$\epsilon_{yd} = 0.196\%$$

Predimensionamento per sezioni

Sezione 1

$$A_{S1} \geq \frac{M_{Ed1}}{0.9 \cdot (H_f - d) \cdot f_{yd}} \rightarrow \frac{47970}{0.9 \cdot (0.5 - 0.4) \cdot 391304347} = 0.000296 \text{ m}^2$$

Sezione 2

$$A_{S2} \geq \frac{M_{Ed2}}{0.9 \cdot (H_f - d) \cdot f_{yd}} \rightarrow \frac{28067}{0.9 \cdot (0.5 - 0.4) \cdot 391304347} = 0.000173 \text{ m}^2$$

Sezione 3

$$A_{S3} \geq \frac{M_{Ed3}}{0.9 \cdot (H_f - d) \cdot f_{yd}} \rightarrow \frac{8481}{0.9 \cdot (0.5 - 0.4) \cdot 391304347} = 0.000052 \text{ m}^2$$

Dopo aver calcolato la sezione minima per ogni tratto di armatura, si procede scegliendo un diametro tabellato e caratteristico per tutto il muro.

Diametro mm	Numero barre										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	12
	sezione [cm ²]										
6	0,28	0,57	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54	2,83	3,39
8	0,50	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52	5,03	6,03
10	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85	9,42
12	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31	13,57
14	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,78	12,32	13,85	15,39	18,47
16	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11	24,13
18	2,54	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	25,45	30,54
20	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	31,42	37,70
22	3,80	7,60	11,40	15,21	19,01	22,81	26,61	30,41	34,21	38,01	45,62
24	4,52	9,05	13,57	18,10	22,62	27,14	31,67	36,19	40,72	45,24	54,29
25	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	49,09	58,90
26	5,31	10,62	15,93	21,24	26,55	31,86	37,17	42,47	47,78	53,09	63,71
28	6,16	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26	55,42	61,58	73,89
30	7,07	14,14	21,21	28,27	35,34	42,41	49,48	56,55	63,62	70,69	84,82
32	8,04	16,08	21,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42	96,51

Figura 7: Valori normati delle armature da utilizzare.

Si è scelto di adottare delle armature con sezione di 0.004524 m², relativo a delle verghe di 24 mm di diametro, per le aree tese, ed una armatura con sezione 0.000339 m² per le aree compresse.

9 Verifica agli Stati Limiti Ultimi Strutturali (SLU-STR)

In questa sezione verrà esposto il procedimento per la verifica agli Stati Limiti Ultimi della struttura del muro; gli SLU sono le condizioni per cui la struttura dimensionata perde la finalità per cui è stata progettata, dati gli eccessivi sforzi a cui è stata sottoposta.

La struttura può arrivare alla condizione degli Stati Limiti Ultimi per:

- crisi del calcestruzzo;
- crisi dell'acciaio;
- crisi simultanea di calcestruzzo ed acciaio.

I campi di rottura, con cui è probabile l'ottenimento di una condizione di SLU, sono sette:

- campo 1-2: crisi dell'acciaio;
- campo 3-4: crisi dell'acciaio e/o del calcestruzzo;
- campo 5-6-7: crisi del calcestruzzo con acciaio in deformazione.

Per ogni tratto di muro analizzato (sezione 1, 2 e 3), si procederà ad utilizzare differenti valori del coefficiente k ; in ogni caso, tale valore dev'essere compreso tra 0.259 e 0.450, relativo ai campi 3 e 4.

Per il campo 4 si assumono i coefficienti:

- $K_b = 0.416$;
- $K_{bil} = 0.641$;
- $\beta = 0.81$;

Sezione 1 e 2-3

Coefficiente

$$k_1 = k_2 = k_3 = f_{yd} \cdot \frac{A_s - A'_s}{\beta \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h_1} = 391 \cdot \frac{0.004524 - 0.000339}{0.81 \cdot 17 \cdot 1 \cdot 0.46} = 0.259$$

$$h_1 = h_{2-3} = s - d = 0.5 - 0.04 = 0.46 \text{ m}$$

Posizione dell'asse neutro

$$Y_{n1} = k_1 \cdot h_1 = 0.259 \cdot 0.46 = 0.12 \text{ m}$$

9.1 Verifica SLU: momenti resistenti

Anche per questa verifica, affinché il dimensionamento sia accettato, è necessario che la resistenza di progetto sia maggiore dell'azione di progetto. **Sezione 1 e 2-3**

$$\begin{aligned} M_{Rd1} = M_{Rd2} = M_{Rd3} &= f_{yd} \cdot 10^{-6} \cdot A'_s \cdot (h_1 - d) + \beta \cdot f_{cd} \cdot k_1 \cdot h_1 \cdot (h_1 - k_{bil} \cdot k_1 \cdot h_1) \cdot 10^6 = \\ &= 391 \cdot 10^{-6} \cdot 0.000339 \cdot 0.46 + 0.81 \cdot 17 \cdot 1 \cdot 0.259 \cdot (0.46 - 0.641 \cdot 0.259 \cdot 0.46) \cdot 10^6 = \\ &= 684177 \text{ Nm} \end{aligned}$$

Le azioni di progetto calcolate sono:

- Sezione 1: $M_{Ed1} = 47970 \text{ Nm}$;
- Sezione 2: $M_{Ed2} = 28067 \text{ Nm}$;
- Sezione 3: $M_{Ed3} = 8481 \text{ Nm}$;

Essendo che per tutti e tre i casi l'azione di progetto è inferiore rispetto alla resistenza di progetto, la verifica strutturale a rottura è accettata.

9.2 Verifica SLU: resistenza al taglio

In questo capitolo si espone la verifica alla resistenza di taglio di ogni sezione di muro, secondo le NTC-2018.

Sezione 1 e 2-3

$$kk_1 = kk_2 = kk_3 = 1 + \left(\frac{200}{h_1} \right)^{0.5} = 1 + \left(\frac{200}{0.46} \right)^{0.5} = 1.66$$

$$N_{Ed1} = \gamma_{G1} \cdot \gamma_{cls} \cdot H \cdot s = 1.00 \cdot 25000 \cdot 3 \cdot 0.5 = 37500 \text{ m}$$

Sforzi resistenti

Sezione 1

$$\begin{aligned} V_{Rd1} &= \left[\frac{0.18 \cdot K K_1 \cdot \left(\left(100 \cdot \frac{f_{ck} \cdot A_{s1}}{b \cdot h_1} \right)^{1/3} \right)}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \frac{N_{Ed1}}{b \cdot k_1 \cdot h_1} \right] \cdot (b \cdot h_1 \cdot 10^6) = \\ &= \left[\frac{0.18 \cdot 1.66 \cdot \left(\left(100 \cdot \frac{30 \cdot 0.004524}{1 \cdot 0.46} \right)^{1/3} \right)}{1.5} + 0.15 \cdot \frac{37500}{1 \cdot 0.259 \cdot 0.46} \right] \cdot (1 \cdot 0.46 \cdot 10^6) = \\ &= 304797 \text{ N} \end{aligned}$$

Sezione 2 e 3

$$\begin{aligned} V_{Rd2-3} &= \left[\frac{0.18 \cdot K K_{2-3} \cdot \left(\left(100 \cdot \frac{f_{ck} \cdot A_{s2-3}}{h_{2-3}} \right)^{1/3} \right)}{\gamma_c} \right] \cdot (b \cdot h_{2-3} \cdot 10^6) = \\ &= \left[\frac{0.18 \cdot 1.66 \cdot \left(\left(100 \cdot \frac{30 \cdot 0.004524}{0.46} \right)^{1/3} \right)}{1.5} \right] \cdot (1 \cdot 0.46 \cdot 10^6) = 283040 \text{ N} \end{aligned}$$

Le azioni di progetto del muro sono:

- Sezione 1: $V_{Ed1} = 44070 \text{ N}$;
- Sezione 2: $V_{Ed2} = 15565 \text{ N}$;
- Sezione 3: $V_{Ed3} = 41542 \text{ N}$;

Anche in questo caso, le resistenze di progetto risultano superiori rispetto alle azioni; pertanto, la struttura risulta verificata alla resistenza al taglio.

10 Disegno di massima dell'opera

Mediante il software AutoCad è stato possibile disegnare il profilo del muro e delle armature da introdurre nel momento della sua costruzione.

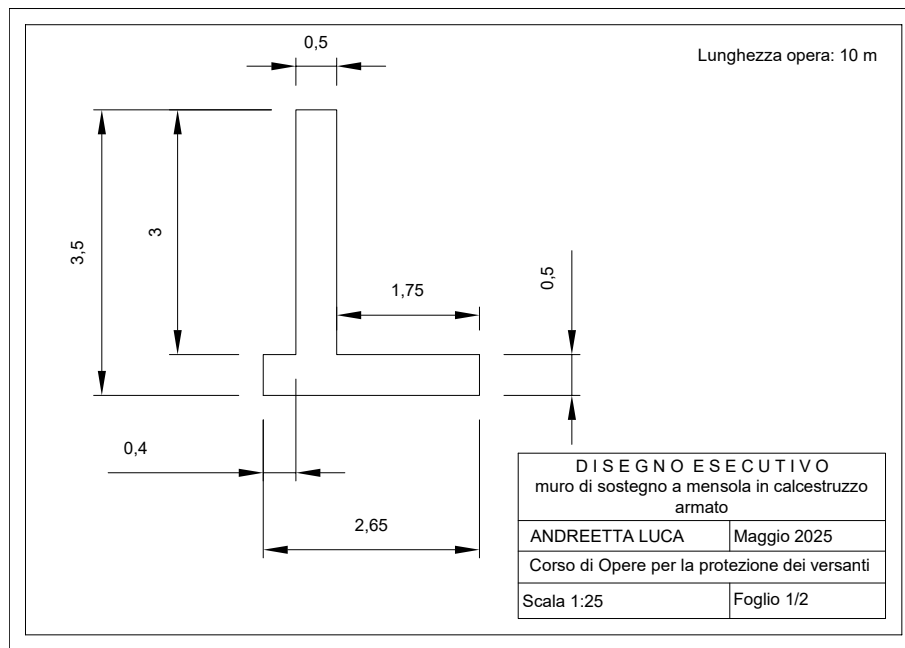


Figura 8: Profilo dell'opera, realizzato in AutoCad.

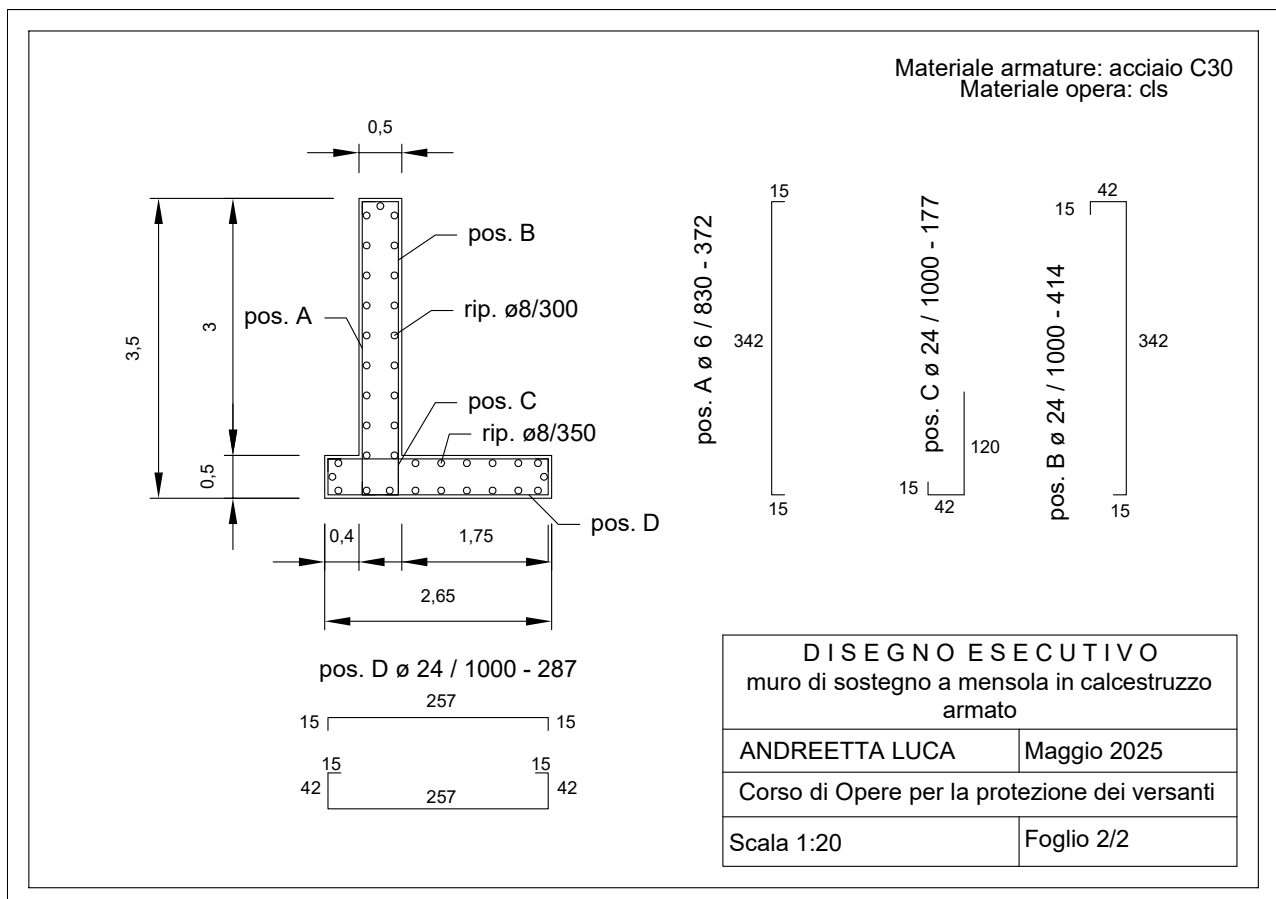


Figura 9: Schematizzazione delle armature in acciaio da introdurre nel muro durante la costruzione.

11 Conclusioni

Alla fine di ogni verifica, è possibile definire la struttura come correttamente dimensionata secondo i criteri Strutturali e Geotecnici, secondo la normativa NTC-2018.

I criteri di verifica dell'opera sono i GEO A1-M1-R3.