

SISTEMA DI TRASPORTO PUBBLICO DI TIPO FILOVIARIO

GARA D'APPALTO PER LA PROGETTAZIONE ESECUTIVA,
L'ESECUZIONE DEI LAVORI E LA FORNITURA DEI VEICOLI

OFFERTA TECNICA
B2 - PROGETTO DEFINITIVO



PROGETTO:

OPERE STRADALI
OPERE D'ARTE

Opere di adeguamento di Viale delle Nazioni
Relazione di calcolo muri di sostegno

CONCORRENTE
ATI:

SOVECO
COSTRUZIONI SPA

APTS
Advanced Public
Transport Systems bv

CONSORZIO COOPERATIVE COSTRUZIONI
CCC

Società cooperativa
(MANDATARIA/CAPOGRUPPO)

ALPIQ
Alpiq InTec Verona S.p.A.

MAZZI
Impresa Generale Costruzioni
S.p.A.

Balfour Beatty
Rail

SCALA	-
RIF. N°	POB0202RS01A.doc
ALLEGATO N°	PD B0202 RS01A

PROGETTAZIONE
COSTITUENDO R.T.P.:



(MANDATARIA/CAPOGRUPPO)

DIRETTORE TECNICO

Dott. Ing. Massimo Raccosta



DIRETTORE TECNICO

Dott. Arch. Valentina Butterini

REV.	DATA	DESCRIZIONE	ELABORAZIONE	REDATTO	VISTO	APPROVATO
A	Dic. 2010	Emissione	Technital	Pezzini	Pezzini	Renso

Il presente documento non potrà essere copiato, riprodotto o altrimenti pubblicato, in tutto o in parte, senza il consenso scritto. Ogni utilizzo non autorizzato sarà perseguito a norma di legge.
This document may not be copied, reproduced or published, either in part or entirely, without the written permission. Unauthorized use will be prosecuted by law.

INDICE

1. INTRODUZIONE	2
2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO.....	4
3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	5
3.1. CALCESTRUZZO PER LE FONDAZIONI.....	5
3.2. CALCESTRUZZO PER LE ELEVAZIONI	5
3.3. ACCIAIO D'ARMATURA	5
4. IPOTESI DI CALCOLO	6
4.1. PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO.....	6
4.2. PARAMETRI PER LA DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA.....	6
5. ANALISI DEI CARICHI.....	10
5.1. PESO PROPRIO	10
5.2. PESO DEL TERRENO PORTATO.....	10
5.3. SPINTA DELLE TERRE.....	10
5.4. SPINTA DOVUTA A SOVRACCARICHI	10
5.5. AZIONE SISMICA.....	11
6. COMBINAZIONI DELLE AZIONI.....	16
6.1. STATI LIMITE ULTIMI (SLU)	16
6.2. STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE).....	19
7. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)	20
7.1. VERIFICHE GEOTECNICHE (GEO) E DI EQUILIBRIO (EQU).....	20
7.2. VERIFICHE STRUTTURALI (STR)	21
8. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE).....	23
8.1. VERIFICA DI FESSURAZIONE.....	23
9. LEGENDA DEL PROGRAMMA DI CALCOLO	27
10. MURO DI SOSTEGNO HMAX = 2.00M	29
11. MURO DI SOSTEGNO HMAX = 2.50M	30
12. MURO DI SOSTEGNO HMAX = 3.00M	31
13. MURO DI SOSTEGNO HMAX = 3.50M	32
14. MURO DI SOSTEGNO HMAX = 4.50M	33
15. MURO DI SOSTEGNO HMAX = 5.50M	34

1. INTRODUZIONE

La presente relazione di calcolo riporta le verifiche di sicurezza dei muri di sostegno previsti nel progetto definitivo del sistema di trasporto pubblico di tipo filotramviario per la città di Verona.

In particolare i muri in oggetto sono quelli previsti per la realizzazione dell'adeguamento di Viale delle Nazioni.

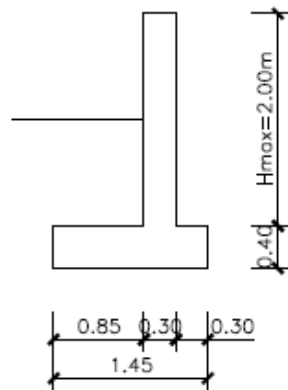
In accordo con quanto richiesto dal D.M. 14/01/2008, Tabella 2.4.I per costruzioni di tipo 2 (*Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale*), si assume una vita nominale delle opere di 50 anni. Inoltre, per la definizione delle azioni sismiche, si assume una classe d'uso II, in quanto opere appartenenti a *"reti viarie non ricadenti in classe d'uso III o IV"*.

Per il dimensionamento e la verifica dei muri è stato utilizzato un programma apposito, elaborato da Technital. Il programma effettua per la condizione statica e per quella sismica le verifiche di sicurezza agli Stati Limite Ultimi e di Esercizio previste dalle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2008).

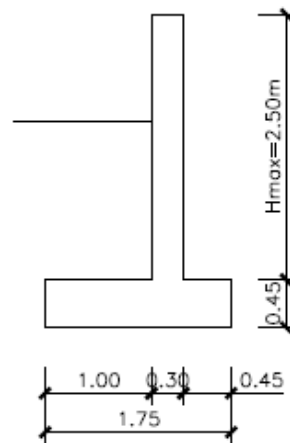
I muri sono previsti su fondazione diretta e sono dimensionati in funzione dell'altezza e delle caratteristiche geotecniche e sismiche del terreno in loco.

Nelle figure seguenti sono riportate le sezioni dei muri impiegati per la realizzazione dell'intervento di adeguamento. Si nota che l'altezza del terreno spingente è sempre inferiore di circa 1m rispetto all'altezza H_{max} del muro.

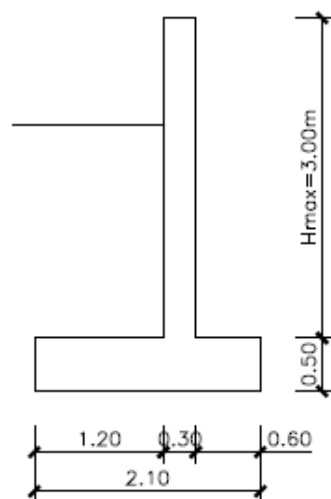
MURO Hmax=2.00



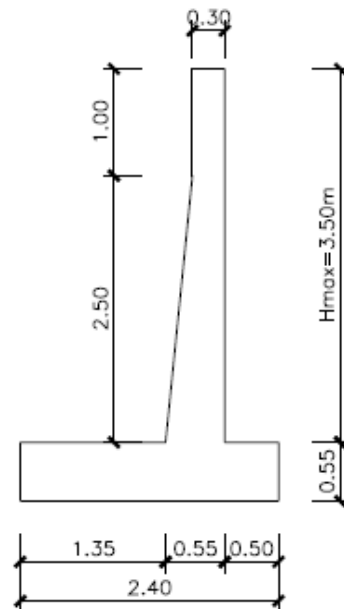
MURO Hmax=2.50



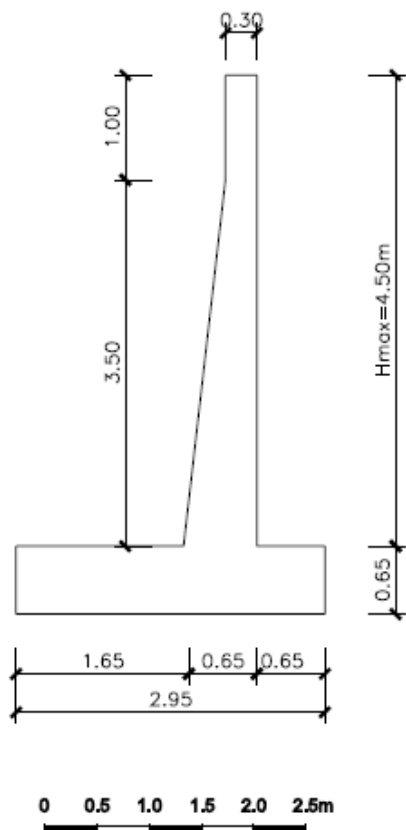
MURO Hmax=3.00



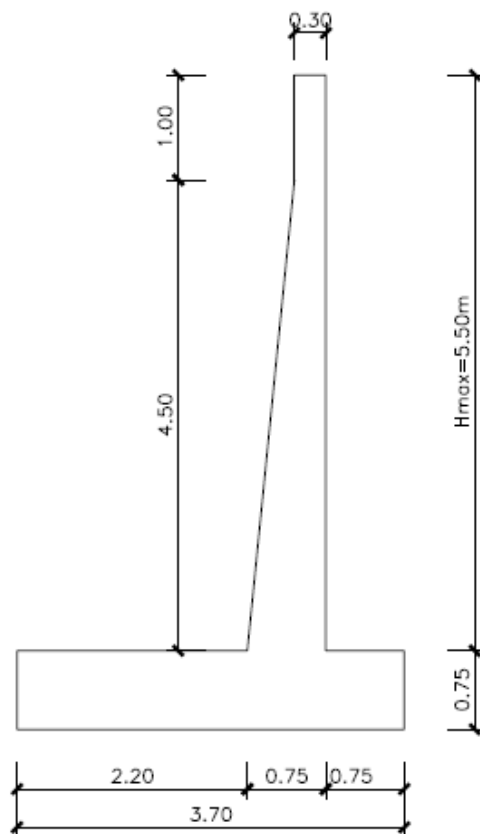
MURO Hmax=3.50



MURO Hmax=4.50



MURO Hmax=5.50



2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Le opere comprese nel presente studio sono conformi alla normativa vigente, ed in particolare a:

- DM 14/01/2008: "Norme tecniche per le costruzioni";
- Circ. 02/02/2009, n. 617 C.S.LL.PP.: "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni";
- EC7_UNI EN 1997-1:1997: "Progettazione geotecnica – Parte 1: regole generali";
- EC8_UNI EN 1998-5:2005: "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti di geotecnica".

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la costruzione dei muri in calcestruzzo armato si adottano i seguenti materiali:

3.1. Calcestruzzo per le fondazioni

Classe di esposizione	XC2
Classe di resistenza	C25/30
Resistenza caratteristica a compressione, R_{ck}	30 [MPa]
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione, f_{ck}	25 [MPa]
Resistenza cilindrica di progetto a compressione, f_{cd}	14,17 [MPa]

3.2. Calcestruzzo per le elevazioni

Classe di esposizione (paramento rivestito in pietra)	XC2/XC3
Classe di resistenza	C28/35
Resistenza caratteristica a compressione, R_{ck}	35 [MPa]
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione, f_{ck}	28 [MPa]
Resistenza cilindrica di progetto a compressione, f_{cd}	15,87 [MPa]

3.3. Acciaio d'armatura

Tipo	B450C
Tensione di snervamento nominale, $f_{y,nom}$	450 [MPa]
Tensione di rottura nominale, $f_{t,nom}$	540 [MPa]
Tensione di progetto, f_{yd}	391 [MPa]

Per la determinazione dei valori di progetto delle resistenze si sono utilizzati i seguenti coefficienti parziali di sicurezza:

- $\gamma_c = 1,50$ per il calcestruzzo;
- $\gamma_c = 1,15$ per l'acciaio d'armatura.

4. IPOTESI DI CALCOLO

4.1. Parametri geotecnici del terreno

Il dimensionamento dei muri di sostegno è stato eseguito considerando un terreno di riempimento a tergo del muro con le seguenti caratteristiche tipiche di un rilevato stradale:

- peso di volume $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
- angolo di attrito $\phi = 35^\circ$
- coesione $c = 0 \text{ kN/m}^2$

Per il terreno di fondazione (Alluvioni dell'Adige costituite da ghiaie poligeniche in matrice sabbiosa molto addensata) si sono assunte le seguenti proprietà meccaniche:

- peso di volume $\gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3$
- angolo di attrito $\phi = 34^\circ$
- coesione $c = 0 \text{ kN/m}^2$

4.2. Parametri per la definizione dell'azione sismica

Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento

Come definito al punto 2.4.3 delle Norme Tecniche, le azioni sismiche sulla costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \times C_U$$

La vita nominale è assunta pari a $V_N = 50$ anni, mentre il valore del coefficiente d'uso è definito, al variare della classe d'uso, dalla tabella 2.4.II delle Norme Tecniche:

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Nel caso in esame, essendo la classe d'uso = II, tale coefficiente vale $C_U = 1,0$ e quindi:

$$V_R = 50 \text{ anni}$$

Per gli Stati Limite Ultimi ci si riferisce allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV); in tale situazione la probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , necessario ad individuare l'azione sismica agente, è pari al 10%.

Il periodo di ritorno dell'azione sismica è dato dall'espressione:

$$T_R = - V_R / \ln(1 - P_{VR})$$

da cui si ottiene:

$$T_R = 475 \text{ anni}$$

Parametri di pericolosità sismica

In generale l'azione sismica è definita sul sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione di tre parametri:

- a_g : accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per le opere di sostegno occorre definire solo i primi due in quanto il terzo parametro (T_c^*) non entra nel calcolo se si utilizza il metodo pseudo-statico.

Tali valori sono calcolati come media pesata dei valori assunti nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il punto caratterizzante la posizione dell'opera, utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici. Per il calcolo dei parametri sismici è stato utilizzato il foglio di calcolo "Spettri di Risposta" ver. 1.0.3 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Nella Tabella 1 sono riportati i parametri sismici ottenuti in corrispondenza della zona di intervento.

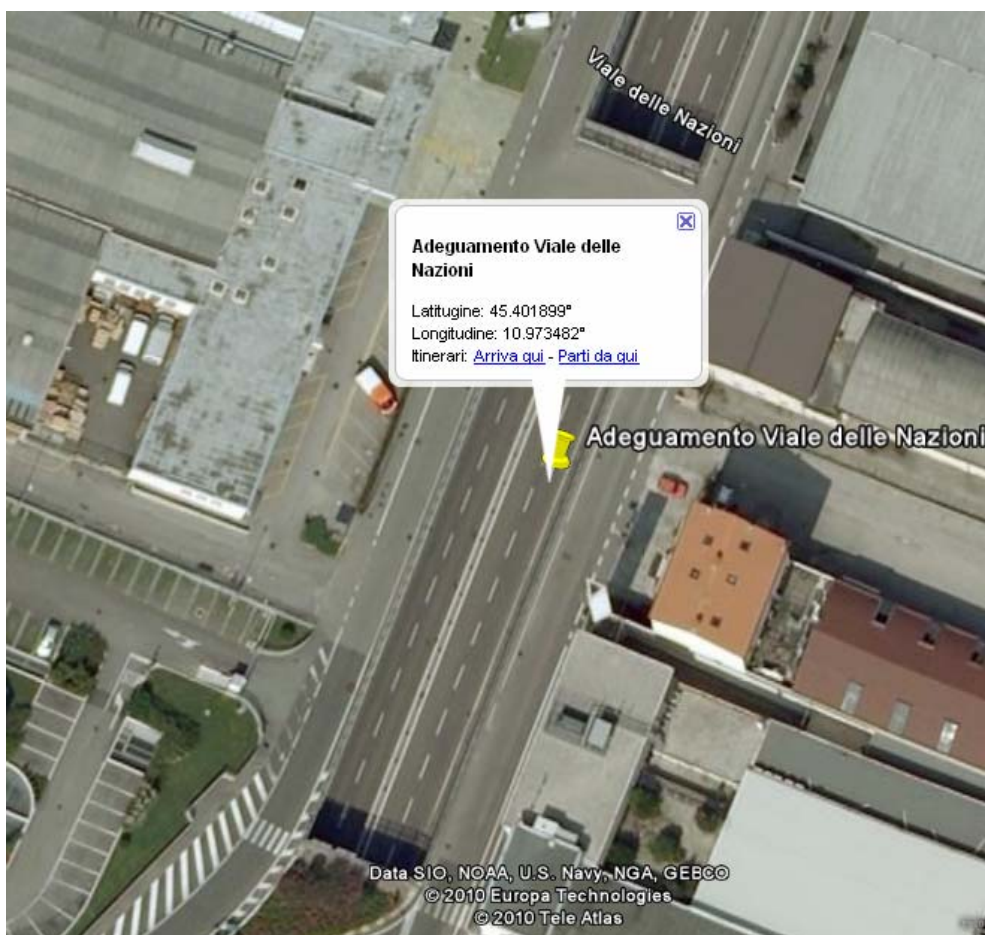


Figura 1 – Adeguamento Viale delle Nazioni - Foto aerea

Tabella 1 – Parametri di pericolosità sismica

Punto	Long. (°)	Lat. (°)	ag/g	Fo	Cat. Suolo
Adeguamento Viale delle Nazioni	10.973482	45.401899	0.153	2.430	C

L'accelerazione orizzontale massima attesa al sito viene valutata con la relazione:

$$a_{\max} = S * a_g = (S_s * S_T) * a_g$$

in cui S è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2 delle NTC, e a_g è l'accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido.

Il coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s ed il coefficiente di amplificazione topografica S_T si ottengono con riferimento alla categoria del sottosuolo e alle condizioni topografiche, secondo le tabelle 3.2.V e 3.2.VI delle Norme Tecniche che vengono riportate qui di seguito per comodità.

Tabella 3.2.V – Espressioni di S_s e di C_c

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tabella 3.2.VI – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Tenuto conto del sito attraversato dall'infrastruttura è stata individuata l'accelerazione massima

$$a_{\max} = S \cdot a_g$$

attesa al sito, in funzione dei relativi coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica.

Considerando la categoria di suolo tipica della zona in esame (C) e la categoria topografica = T1 (Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$) si è ottenuto un valore di $a_{\max}$ di 0,226g.

Ai fini del dimensionamento delle opere tipologiche di sostegno dei terreni è stata pertanto assunta, come accelerazione orizzontale massima attesa al sito, il valore

$$a_{\max} = 0,25 \text{ g}$$

che si ritiene sufficientemente cautelativo e rappresentativo della zona.

5. ANALISI DEI CARICHI

5.1. Peso proprio

Per il peso proprio del muro di sostegno si considera il peso specifico del calcestruzzo armato pari a

$$G_C = 25 \text{ kN/m}^3$$

5.2. Peso del terreno portato

Il peso specifico del terreno portato è stato assunto pari a $G_T = 19 \text{ kN/m}^3$.

5.3. Spinta delle terre

I muri si considerano soggetti ad uno stato di spinta attiva ed il coefficiente di spinta viene calcolato facendo riferimento alla teoria di Coulomb:

$$K_A = \frac{\sin^2(\psi + \phi)}{\sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\sin(\psi - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}} \right]^2} \quad \text{se } \beta \leq \phi$$

$$K_A = \frac{\sin^2(\psi + \phi)}{\sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \delta)} \quad \text{se } \beta > \phi$$

dove, con riferimento alla Figura 3, si definisce:

ϕ = angolo di attrito del terreno;

β = inclinazione terrapieno di monte rispetto all'orizzontale;

δ = angolo di attrito terreno-muro (assunto pari a 0 per i muri di sostegno e pari a $2/3\phi$ per i muri sottoscarpa. Tale criterio si ispira alla teoria di Rankine che prevede, appunto, spinta orizzontale nei muri di sostegno ($\delta = 0$) e spinta parallela al terrapieno inclinato per i muri sottoscarpa);

ψ = inclinazione del paramento interno rispetto alla verticale.

5.4. Spinta dovuta a sovraccarichi

A tergo dei muri di sostegno ($\beta = 0$) è stato considerato un carico accidentale di intensità pari a **P0 = 20kN/m²**. Tale carico non è stato considerato come carico stabilizzante sulla suola di fondazione in quanto si assume che questo possa agire fino al filo posteriore del plinto (Figura 2).

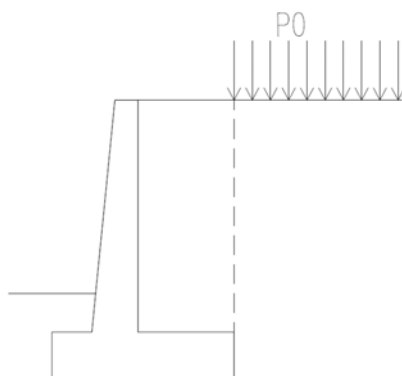


Figura 2 - Applicazione del sovraccarico accidentale

In concomitanza con l'evento sismico non si considera la presenza del sovraccarico variabile.

Per i muri con terrapieno inclinato ($\beta > 0$) non si considera la presenza di sovraccarico accidentale in quanto si considera la scarpata illimitata.

5.5. Azione sismica

Per i muri, in accordo con il § 7.11.6.2.1 delle NTC, l'analisi della sicurezza è stata eseguita mediante analisi pseudo-statica considerando l'equilibrio limite dell'opera di sostegno e del cuneo di terreno a tergo dell'opera.

Per la valutazione delle sollecitazioni sismiche si considerano:

- Le spinte dei terreni comprensive degli effetti sismici;
- Le forze d'inerzia agenti sulla massa del muro e del terreno portato.

Il modello base è costituito dall'opera di sostegno, dal terreno sostenuto in condizione di stato limite di equilibrio attivo, da eventuali sovraccarichi permanenti agenti sul terreno a tergo e, per muri con suola di fondazione posteriore, dalla massa del terreno portato.

L'inerzia del muro e del terreno portato è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

I coefficienti sismici orizzontali e verticali, in accordo con il § 7.11.6.2.1 delle NTC, sono valutati con le seguenti formule:

$$k_h = \beta_m \frac{a_{\max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0,5 k_h$$

dove:

$a_{\max} = 0,25 \text{ g}$ è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
 $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ è l'accelerazione di gravità
 $\beta_m = 0,24$ è un coefficiente riduttivo dell'azione sismica che assume i valori riportati nella tabella 7.11.II delle NTC (nel caso di opere di sostegno che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente assume valore unitario).

Tabella 7.11.II - Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_m	β_m
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,31	0,31
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,29	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,18

I coefficienti sismici orizzontali e verticali assumono di conseguenza i valori:

$$k_h = \beta_m \frac{a_{\max}}{g} = 0,06$$

$$k_v = \pm 0,5 k_h = \pm 0,03$$

Le forze d'inerzia orizzontali e verticali agenti per effetto del sisma sono quindi valutate come:

$$F_o = k_h \times W$$

$$F_v = k_v \times W$$

dove W è il peso della struttura e dei relativi sovraccarichi permanenti. Il punto di applicazione di dette forze d'inerzia è il baricentro delle masse attivate dall'azione sismica.

Per quanto riguarda la **spinta del terreno (statica + sismica)** si fa riferimento all'EC8 – part 5, Annesso E.

La spinta totale agente sotto l'azione sismica sull'opera dovuta al terreno e all'eventuale acqua a tergo del muro è valutata con la formula:

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma^* (1 \pm k_v) K H^2 + E_{ws} + E_{wd}$$

con

H altezza totale del muro

E_{ws} spinta idrostatica dell'acqua

E_{wd} spinta idrodinamica dell'acqua

- γ^* peso specifico del terreno
- k_v coefficiente sismico verticale
- K coefficiente di spinta (statico + dinamico) del terreno valutato con la formulazione proposta da Mononobe e Okabe.

Coefficienti di spinta statica + dinamica secondo Mononobe e Okabe

Coefficiente di spinta attiva ($\delta_{d,max} = 2/3 \phi'_d$)

if $\beta \leq \phi'_d - \theta$

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi'_d - \theta)}{\cos\theta \sin^2\psi \sin(\psi - \theta - \delta_d) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'_d + \delta_d) \sin(\phi'_d - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta_d) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

if $\beta > \phi'_d - \theta$

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \sin^2\psi \sin(\psi - \theta - \delta_d)}$$

Coefficiente di spinta passiva ($\delta = 0$)

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi'_d - \theta)}{\cos\theta \sin^2\psi \sin(\psi + \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin\phi'_d \sin(\phi'_d + \beta - \theta)}{\sin(\psi + \beta) \sin(\psi + \theta)}} \right]^2}.$$

Per la notazione dei simboli utilizzati si veda la figura seguente.

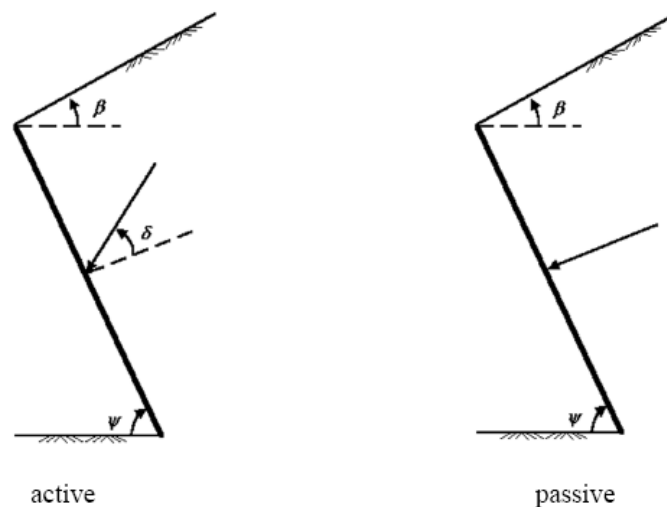


Figura 3 - Notazione utilizzata nella formulazione di Mononobe e Okabe

Per il calcolo dell'angolo θ si fa riferimento all'Annesso E dell'Ec8 – parte 5, che contempla i tre possibili casi sotto riportati:

a) livello di falda al di sotto della struttura di sostegno:

$$\gamma^* = \gamma$$

$$\tan \theta = \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

$$E_{wd} = 0$$

b) terreno immerso impermeabile in condizioni dinamiche:

$$\gamma^* = \gamma - \gamma_w$$

$$\tan \theta = \frac{\gamma}{\gamma - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

$$E_{wd} = 0$$

dove γ peso di volume del terreno saturo
 γ_w peso di volume dell'acqua

c) terreno immerso permeabile in condizioni dinamiche:

$$\gamma^* = \gamma - \gamma_w$$

$$\tan \theta = \frac{\gamma_d}{\gamma - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \mp k_v}$$

$$E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H'^2$$

Dove:

γ_d è il peso asciutto del terreno
 H' è l'altezza della falda dalla base del muro.

Nel caso di opere di sostegno libere di traslare o di ruotare intorno al piede, si può assumere che l'incremento di spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica.

Nel caso delle opere in esame il livello di falda si trova al di sotto dell'opera, pertanto si rientra nel **punto a)**.

La spinta è applicata ad $H/3$ dalla base della fondazione.

I valori dei parametri sismici assunti nei calcoli sono riassunti nella tabella seguente:

parametro	formula o riferimento	valore
β_m	rif. Tabella 7.11.II delle NTC	0,24
a_{max}	$S_S * S_T * a_g$	0,25 g
kh	$\beta_m \times a_{max}/g$	0,06
kv	$\pm 0.5 kh$	$\pm 0,03$

6. COMBINAZIONI DELLE AZIONI

6.1. Stati limite ultimi (SLU)

Le verifiche di sicurezza (SLU) sono state condotte in ottemperanza al DM 14/01/2008, adottando l'**Approccio 1** o l'**Approccio 2**, con le precisazioni indicate nel seguito.

Per le verifiche strutturali (STR) si è utilizzata la Combinazione 1 dell'Approccio 1: (A1+M1+R1), nella quale i coefficienti sui parametri di resistenza del terreno (M1) e sulla resistenza globale del sistema (R1) sono unitari, mentre le azioni sono amplificate attraverso i coefficienti A1 della tabella 6.2.I.

Lo stato limite di ribaltamento non prevede la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione e deve essere trattato come lo stato limite di equilibrio di un corpo rigido (EQU) utilizzando i coefficienti parziali sulle azioni riportati nella tabella 6.2.I e adottando i coefficienti parziali del gruppo M2 (tabella 6.2.II) per il calcolo delle spinte (EQU+M2).

La verifica dello stato limite di scorrimento è svolta per entrambe le combinazioni dell'Approccio 1: (A1+M1+R1) e (A2+M2+R2).

Infine per la verifica della capacità portante (GEO) si è fatto riferimento alla Combinazione dell'approccio 2 (A1+M1+R3), nella quale i parametri di resistenza del terreno sono quelli caratteristici, il coefficiente globale γ_R sulla resistenza del sistema (R3) è pari a 1,4 e le azioni sono amplificate con i coefficienti del gruppo A1.

Qui di seguito si riporta una tabella che sintetizza le combinazioni considerate per le diverse verifiche di sicurezza agli SLU:

Verifica	Combinazione	Note/Riferimenti
Strutturale	Approccio 1: Combinazione 1 (A1+M1+R1)	Coeff. A1 da tabella 6.2.I in esercizio e A1 unitari in sismica. Coeff. M1 e R1 unitari.
Ribaltamento	EQU + M2	Coeff. EQU da tabella 6.2.I; Coeff. M2 per il calcolo delle spinte del terreno (anche in combinazione sismica).
Scorrimento	Approccio 1: Combinazione 1 (A1+M1+R1) Combinazione 2 (A2+M2+R2)	Si considerano entrambe le combinazioni dell'approccio 1. In sismica si considera solo la combinazione 2 (più gravosa).
Capacità portante	Approccio 2: Combinazione (A1+M1+R3)	Coeff. A1 da tabella 6.2.I; Coeff. M1 unitari e coeff. R3 = 1,4 come indicato in tabella 6.5.I.

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	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

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	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

Tabella 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (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	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

Con riferimento al D.M. 14/01/2008 – par. 2.5.3 e Circolare 2-febbraio-2009, par. C.6.5.3.1.1, si riportano i coefficienti di partecipazione delle azioni adottati nelle verifiche:

	COMBINAZIONE	Peso proprio	Spinta del terreno	Spinta del sovraccarico (1)	Vento su barriera antirumore (2)	Sisma
Verifiche strutturali (Approccio 1- Combinazione 1)	STR 01	1.00	1.30	1.50	0,9 (1,5*0,6)	0.00
	STR 02	1.30	1.30	1.50	0,9 (1,5*0,6)	0.00
	SIS 01 (Sisma vert. verso l'alto)	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00
	SIS 02 (Sisma vert. verso il basso)	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00
Ribaltamento (EQU+M2)	EQU 01	0.90	1.10	1.50	0,9 (1,5*0,6)	0.00
	SIS 01 (Sisma vert. verso l'alto)	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00
	SIS 02 (Sisma vert. verso il basso)	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00
Capacità portante (Approccio 2)	STR 02	1.30	1.30	1.50	0,9 (1,5*0,6)	0.00
	SIS 01 (Sisma vert. verso l'alto)	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00
	SIS 02 (Sisma vert. verso il basso)	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00
Scorrimento (Approccio 1)	STR 01	1.00	1.30	1.50	0,9 (1,5*0,6)	0.00
	GEO 01	1.00	1.00	1.30	0,78 (1,3*0,6)	0.00
	SIS 01 (Sisma vert. verso l'alto)	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00
	SIS 02 (Sisma vert. verso il basso)	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00

(1) per i soli muri di sostegno

(2) per i soli muri di sostegno provvisti di barriera antirumore

Nelle combinazioni sismiche (SIS 01 e SIS 02), per il terreno spingente la spinta è determinata considerando sempre le caratteristiche geotecniche del terreno ridotte con i coefficienti M2; mentre per il terreno di fondazione si considerano i parametri geotecnici interi o ridotti a seconda dello stato limite analizzato.

6.2. Stati limite di esercizio (SLE)

Nelle combinazioni agli SLE i valori delle proprietà meccaniche del terreno da adoperare nell'analisi sono quelli caratteristici ed i coefficienti parziali sulle azioni sono quelli riportati nella tabella seguente:

COMBINAZIONE	Peso proprio	Spinta del terreno	Spinta del sovraccarico	Vento su eventuale barriera antirumore	Sisma
FREQ (frequente)	1.00	1.00	0.75	0.20 ¹	0.00
QPERM (quasi permanente)	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00

¹ Si considera cautelativamente $\psi_{1,j} = 0,2$ anziché $\psi_{2,j} = 0,0$

7. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

7.1. Verifiche geotecniche (GEO) e di equilibrio (EQU)

Verifica allo scorrimento

Per la verifica allo scorrimento deve essere soddisfatta la seguente espressione:

$$R_d = \frac{N \cdot \operatorname{tg}(\delta_s)}{\gamma_R} \geq E_d = H$$

dove:

N = carico verticale totale a quota intradosso fondazione

H = carico orizzontale totale a quota intradosso fondazione

δ_s = angolo di attrito tra fondazione e terreno

Nei casi in esame si è assunto $\delta_s = \phi$.

Verifica al ribaltamento

Per la verifica al ribaltamento deve essere soddisfatta la seguente espressione:

$$R_d = M_{\text{stab}} \geq E_d = M_{\text{rib}}$$

dove M_{stab} e M_{rib} sono rispettivamente i momenti stabilizzanti e quelli ribaltanti valutati rispetto allo spigolo di valle del plinto di fondazione.

Verifica a carico limite

Il valore del carico limite per una fondazione superficiale secondo la formula di Brinch-Hansen è dato da:

$$q_{\text{lim}} = c N_c s_c i_c b_c d_c + s q q_D N_q i_q b_q d_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma i_\gamma b_\gamma d_\gamma$$

in cui:

c = valore della coesione

q = valore del sovraccarico

γ = peso specifico del terreno

N_c, N_q, N_γ = fattori adimensionali di portanza (Vesic):

$$N_q = \operatorname{tg}^2(45 + \phi/2) \cdot e^{(\pi \cdot \operatorname{tg}(\phi))}$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \operatorname{tg}(\phi)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

s_c, s_q, s_γ = fattori di forma, pari a 1 per fondazione nastriforme (Terzaghi)

i_c, i_q, i_γ = fattori correttivi che tengono conto dell'effetto di inclinazione del carico (Vesic):

$$i_q = (1 - H / N)^m$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$$

$$i_\gamma = (1 - H / N)^{m+1}$$

$m = 2$ per fondazione nastriforme.

H = componente orizzontale del carico;

N = componente assiale del carico;

b_c, b_q, b_γ = fattori correttivi per l'inclinazione della base della fondazione, dati da:

$$b_c = 1 - \alpha D / 147$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha D \times \tan(\phi))^2$$

αD = inclinazione della base della fondazione rispetto all'orizzontale;

d_c, d_q, d_γ = fattori correttivi per la profondità del piano di fondazione:

$$d_c = 1 + 0,4 k$$

$$d_q = 1 + 2 k \tan \phi (1 - \sin \phi)^2$$

$$d_\gamma = 1,0$$

$k = D/B$ se $D/B \leq 1$ oppure $\arctan(D/B)$ (in radianti) se $D/B > 1$;

Dove B = larghezza fondazione; D = profondità della fondazione.

Il valore del carico limite Q_{lim} per lunghezza unitaria di fondazione si ottiene come

$$Q_{lim} = q_{lim} \times B'$$

Dove $B' = B - 2e$ con B = larghezza fondazione; e = eccentricità del carico.

7.2. Verifiche strutturali (STR)

Verifica al taglio

La verifica di resistenza di elementi in c.a. sprovvisti di specifiche armature trasversali resistenti a taglio si pone con:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con:

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

Con

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove

d è l'altezza utile della sezione (in mm)

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \times d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale (≤ 0.02)

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione della sezione ($\leq 0.2 f_{cd}$)

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm)

Verifica a presso-flessione

Con riferimento alla sezione pressoinflessa rappresentata in Figura 4 assieme ai diagrammi $\sigma - \epsilon$ dell'acciaio, la verifica di resistenza (SLU) si esegue controllando che:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

dove:

M_{Rd} è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a $N_{Rd} = N_{Ed}$;

N_{Ed} è il valore di progetto della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;

M_{Ed} è il valore di progetto della componente flettente dell'azione.

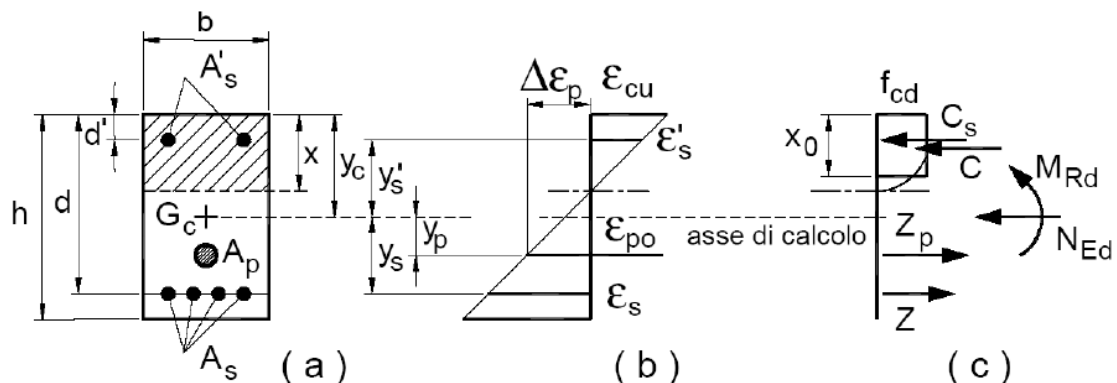
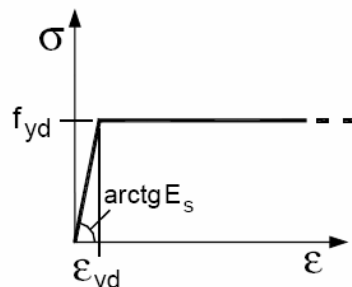


Figura 4 - Sezione presso-inflessa



Per l'acciaio d'armatura il diagramma tensioni-deformazioni è quello riportato nella figura sopra, mentre per il calcestruzzo si è assunto un diagramma rettangolare (stress-block) ottenuto considerando $x_0 = 0,80 x$.

8. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

8.1. Verifica di fessurazione

Con riferimento al D.M.14-01-2008, punto 4.1.2.2.4 per la verifica di fessurazione si prendono in considerazione le seguenti combinazioni delle azioni:

- combinazioni quasi permanenti
- combinazioni frequenti.

Il valore di calcolo dell'apertura delle fessure, w_d , può essere ottenuto con l'espressione:

$$w_d = 1.7 w_m = 1.7 \varepsilon_{sm} s_{rm}$$

dove:

ε_{sm} = deformazione unitaria media delle barre d'armatura

s_{rm} = distanza media tra le fessure.

Come specificato dalla Circolare 2-febbraio-2009 n.617 del C.S.LL.PP. la deformazione media delle barre e la distanza media delle fessure possono essere valutate utilizzando la procedura del D.M. 9-1-1996.

La distanza media fra le fessure è calcolata con la seguente relazione:

$$s_{rm} = 2 \left(c + \frac{s}{10} \right) + k_2 k_3 \frac{\phi_s}{\rho_r}$$

dove:

c = ricoprimento dell'armatura

s = passo delle barre tese

k_2 = 0.4 per barre ad aderenza migliorata, k_2 = 0.8 per barre lisce

k_3 = 0.125 per diagramma triangolare (presso-flessione o flessione)

k_3 = 0.250 per diagramma rettangolare di trazione (trazione pura)

k_3 = $0.25(s_1+s_2)/2s_1$ (trazione eccentrica)

ϕ_s = diametro delle barre tese

ρ_r = $A_s / A_{c,eff}$

$A_{c,eff}$ = $b_{eff} \times d_{eff}$

La deformazione unitaria media dell'apertura vale:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] ; \quad \left(\geq 0,4 \frac{\sigma_s}{E_s} \right)$$

nella quale:

E_s = 200 000 N/mm²

β_1 = 1 per barre ad aderenza migliorata; β_1 = 0,5 per barre lisce

$\beta_2=1$ per azioni di breve durata; $\beta_2=0,5$ per azioni ripetute o di lunga durata

σ_s è la tensione dell'acciaio in stato fessurato conseguente all'applicazione dei parametri di sollecitazione.

σ_{sr} = Tensione dell'acciaio in stato fessurato sotto la sollecitazione M_{fess}

M_{fess} è determinato come:

$$M_{fess} = (f_{ctm} - J_{id}/(bh)) \times J_{id}/y'_c$$

$$y'_c = h - S_{id} / A_{id}$$

con A_{id} , S_{id} , J_{id} ottenuti con coefficiente di omogeneizzazione acciaio calcestruzzo pari a 15.

Il valore medio di apertura delle fessure risulta

$$w_m = s_{rm} \times \epsilon_{sm}$$

dal quale si ricava il valore caratteristico:

$$w_k = 1,7 w_m$$

Come suggerito dalla normativa, in alternativa al calcolo diretto dell'ampiezza delle fessure, la verifica può riferirsi ai limiti di tensione dell'acciaio di armatura, definiti nelle tabelle C4.1.II e C4.1.III della Circolare di applicazione delle NTC, di seguito riportate.

Per i muri in progetto si è utilizzato il secondo approccio, che limita le tensioni nell'acciaio d'armatura.

Tabella C4.1.II *Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione*

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Diametro massimo ϕ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

Tabella C4.1.III *Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione*

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Spaziatura massima s delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Tabella C4.1.II *Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione*

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Diametro massimo ϕ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

Tabella C4.1.III *Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione*

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Spaziatura massima s delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

9. LEGENDA DEL PROGRAMMA DI CALCOLO

Geometria

H =	Altezza elevazione	m
HF =	Spessore fondazione	m
HA =	Spessore terreno su sporgenza anteriore della fondazione	m
Pant =	Pendenza paramento anteriore	
Ppos =	Pendenza paramento posteriore	
WA =	Proiezione orizzontale dell'inclinazione anteriore	m
WP =	Proiezione orizzontale dell'inclinazione posteriore	m
A =	Spessore sommità elevazione	m
B =	Spessore base elevazione	m
C =	Sporgenza anteriore fondazione	m
D =	Sporgenza posteriore fondazione	m
L =	Larghezza totale fondazione	m
β =	Inclinazione del terreno a tergo del muro	°
F =	Banca orizzontale a tergo del muro	m
ψ =	Inclinazione paramento posteriore muro	°
HD =	Altezza eventuale dente di fondazione	m
SD =	Spessore dell'eventuale dente di fondazione	m
αD =	Inclinazione piano di scorrimento rispetto l'orizzontale	°
HT =	Altezza terreno spingente (misurata a filo posteriore fondazione)	m

Armature

Aa,el =	Armatura tesa elevazione (contro terra)	mm ² /m
Aa,ant =	Armatura inferiore sporgenza anteriore	mm ² /m
Aa,pos =	Armatura superiore sporgenza posteriore	mm ² /m

Caratteristiche terreno spingente

GC =	Peso specifico calcestruzzo	kN/m ³
GT =	Peso specifico terreno spingente	kN/m ³
ϕ =	Angolo di resistenza a taglio del terreno spingente (M1)	°
ϕ rid =	Angolo ridotto di resistenza a taglio del terreno spingente (M2)	°
δ =	Angolo di attrito terra-muro (M1)	°
δ rid =	Angolo ridotto di attrito terra-muro (M2)	°
δT =	Angolo di attrito terra-terra	°
δT rid =	Angolo ridotto di attrito terra-terra	°

Caratteristiche terreno di fondazione

GTF =	Peso specifico terreno di fondazione	kN/m ³
ϕF =	Angolo di resistenza a taglio del terreno di fondazione (M1)	°
ϕ Frid =	Angolo di resistenza a taglio del terreno di fondazione (M2)	°
Hril =	Altezza rilevato a tergo del muro (misurata da sommità muro)	m
Pril =	Sovraccarico dovuto al peso del rilevato	kN/m ²
P0 =	Sovraccarico in condizioni d'esercizio	kN/m ²
ψ =	Coefficiente di combinazione dei carichi variabili in sismica	
P0E =	Sovraccarico variabile in concomitanza al sisma	kN/m ²
V =	Forza orizzontale a metro lineare (+ se diretta verso valle)	kN/m
dv =	Quota di applicazione della forza rispetto alla sommità del muro	m

Calcolo del coefficiente di spinta statico + sismico (Mononobe e Okabe)

$\beta_m =$	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima
$a_{max}/g =$	$S_s S_T ag/g$
$k_h =$	$\beta_m a_{max}/g =$ coefficiente sismico orizzontale
$k_v(-) =$	coefficiente sismico verticale (componente verticale verso l'ALTO)
$k_v(+) =$	coefficiente sismico verticale (componente verticale verso il BASSO)

10. MURO DI SOSTEGNO HMAX = 2.00M

Si considera un'altezza del terreno spingente pari ad **H = 1.00m**.

MURO H = 1.00 m

MATERIALI

	Classe calcestr.	fck N/mm ²	γc	fcd N/mm ²	fctm N/mm ²	Classe esposiz.	GC kN/m ³
Calcestruzzo elev.	C28/35	28	1.5	15.9	2.77	XC3	25
Calcestruzzo fond.	C25/30	25	1.5	14.2	2.56	XC2	25

	Classe acciaio	fyk N/mm ²	γs	fyd N/mm ²	ε _{yd}	Es N/mm ²
Acciaio per armature	B450 C	450	1.15	391	0.00196	200,000

GEOMETRIA MURO

H	HF	HA	WA	WP	HT	Aa,el	Aa,ant	Aa,pos
m	m	m	m	m	m	mm ² /m	mm ² /m	mm ² /m
1.00	0.40	0.50	0.00	0.00	1.40	565	565	565

A	B	C	D	L	β	ψ	HD	SD
m	m	m	m	m	°	°	m	m
0.30	0.30	0.30	0.85	1.45	0.00000	90.00000	0.00	0.00

IPOTESI SUI CARICHI E SUL TERRENO

	GT kN/m ³	φ (M1) °	φ rid (M2) °	δ (M1) °	δ rid (M2) °	δT (M1) °	δT rid (M2) °
Terreno spingente	19	35.00	29.26	0.00	0.00	0.00	0.00
Terreno di fondazione	18.5	34.00	28.35				

Pril	P0	ψ	P0E	V	dv
kN/m ²	kN/m ²	°	kN/m ²	kN/m	m
0.00	20.00	0.00	0.00	0.00	0.00

SEZIONI DI VERIFICA AL TAGLIO

Xv	0.34	m	Distanza sezione di verifica a taglio della suola di fondazione posteriore rispetto filo posteriore elevazione
Yv	0.24	m	Dist. da base elev. della sez. di verifica a taglio della elevazione

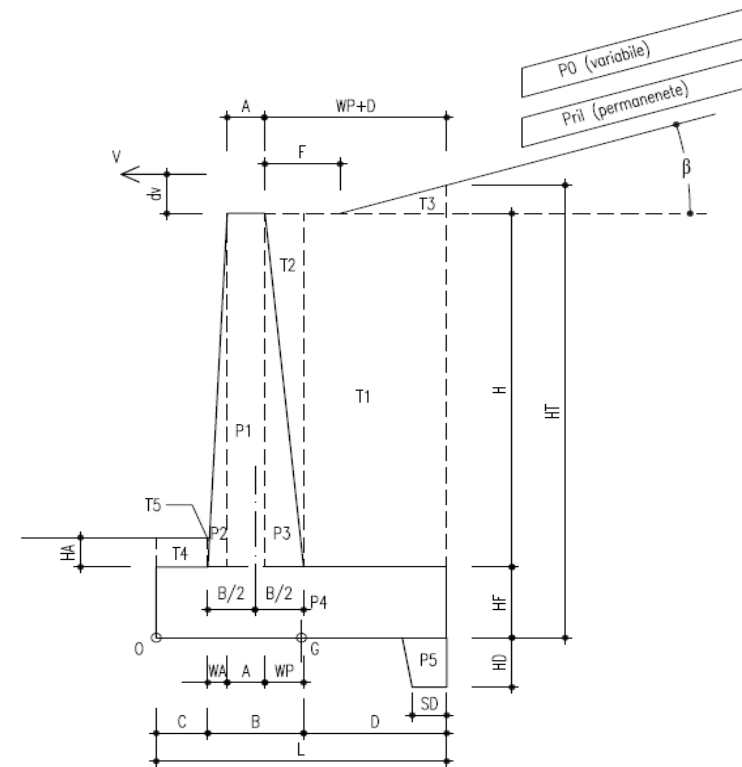


Figura 1 - Geometria muro

MURO H = 1.00 m

AZIONE SISMICA

a_{max} / g	β_m	kh	kv(-)	kv(+)
0.250	0.24	0.0599	-0.0300	0.0300

COEFFICIENTI DI SPINTA

in Statica	in Sismica		
Ka	V. Alto KaE (-)	V. Basso KaE(+)	
0.271	-	-	Coefficiente di spinta attiva su ELEVAZIONE (parametri caratt. del terreno (M1))
0.343	0.382	0.379	Coefficienti di spinta attiva su ELEVAZIONE (parametri ridotti del terreno (M2))
0.271	-	-	Coefficiente di spinta attiva su MURO INTERO (parametri caratt. del terreno (M1))
0.343	0.382	0.379	Coefficienti di spinta attiva su MURO INTERO (parametri ridotti del terreno (M2))

SOLLECITAZIONI (RISPETTO ESTREMO DI VALLE DELLA FONDAZIONE)

Condizioni di carico	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]
PESO PROPRIO MURO	22.00	0.00	-13.89
PESO TERRENO PORTATO	19.00	0.00	-16.98
SPINTA TERRENO (coeff. M1)	0.00	5.05	2.35
SPINTA TERRENO (coeff. M2)	0.00	6.39	2.98
SPINTA SOVRACC. ACC. (coeff. M1)	0.00	7.59	5.31
SPINTA SOVRACC. ACC. (coeff. M2)	0.00	9.62	6.73
VENTO SU BARRIERA ANTIRUMORE	0.00	0.00	0.00
SPINTA SISMICA (STATICA+SISMICA verso Alto)	0.00	6.89	3.22
SPINTA SISMICA (STATICA+SISMICA verso Basso)	0.00	7.28	3.40
INERZIA (SISMA ORIZZ.)	0.00	2.46	1.56
INERZIA (SISMA VERT. verso Alto)	-1.23	0.00	0.92
INERZIA (SISMA VERT. verso Basso)	1.23	0.00	-0.92

MURO H = 1.00 m

VERIFICHE DI SICUREZZA (SLU)

Verifica allo scorrimento (Approccio 1)

Combinazione	Verifica globale muro (Piano orizzontale)				
	N kN/m	H kN/m	tanφ	N*tanφ kN/m	CS
STR 01 A1+M1+R1	41.00	17.94	0.675	27.65	1.54
GEO 01 A2+M2+R2	41.00	18.90	0.540	22.12	1.17
SIS 01 M2	39.77	9.35	0.540	21.46	2.30
SIS 02 M2	42.23	9.73	0.540	22.79	2.34

Verifica della capacità portante (Approccio 2)

Combinazione	N kN/m	M kNm/m	H kN/m	ecc (M/N) m	B' (L-2ecc) m	d (prof.) m	q (d) kN/m ²	alfa arctan(H/N)	φ °	alfaD Incl. Piano [°]	k
STR 02 A1+M1+R3	53.30	12.49	22.74	0.23	0.98	0.90	17.10	23.10	34.00	0.00	0.62
SIS 01 M2	39.77	3.67	9.35	0.09	1.27	0.90	17.10	13.23	34.00	0.00	0.62
SIS 02 M2	42.23	3.78	9.73	0.09	1.27	0.90	17.10	12.98	34.00	0.00	0.62

Si adottano i coefficienti di capacità portante proposti da Vesic

Combinazione	N _q	N _γ	m	i _q	i _γ	b _q	b _γ	d _q	d _γ	q _{ult} kN/m ²	R _c kN/m	R _d =R _c /γR ₃ kN/m	CF
STR 02 A1+M1+R3	29.44	41.06	2.000	0.329	0.189	1.000	1.000	1.163	1.000	264.62	259.68	185.49	3.48
SIS 01 M2	29.44	41.06	2.000	0.585	0.447	1.000	1.000	1.163	1.000	563.38	712.98	509.27	12.80
SIS 02 M2	29.44	41.06	2.000	0.592	0.456	1.000	1.000	1.163	1.000	572.61	727.85	519.89	12.31

Verifica a ribaltamento (EQU+M2)

Combinazione	M Rib kN/m	M Sta kNm/m	CS
EQU 01 EQU+M2	13.38	27.78	2.08
SIS 01 M2	5.70	30.87	5.41
SIS 02 M2	4.03	30.87	7.66

MURO H = 1.00 m

VERIFICHE STRUTTURALI DELL'ELEVAZIONE (Approccio 1 - Combinazione 1)

Verifica a presso-flessione Sezione a base elevazione

Base mm	Altezza mm	d mm	Aa,el mm ² /m
1000	300	240	565

Combinazione	N kN/m	M kNm/m	ε_c	ε_s	ξ	Nc kN/m	Ns kN/m	NRd kN/m	MRd kNm/m	CS
STR 01 A1+M1+R1	7.50	5.18	-0.0035	0.0431	0.08	228.78	-221.28	7.50	52.58	10.15
STR 02 A1+M1+R1	9.75	5.18	-0.0035	0.0427	0.08	231.03	-221.28	9.75	52.89	10.21
SIS 01 M2	7.28	1.88	-0.0035	0.0432	0.08	228.55	-221.28	7.28	52.55	27.94
SIS 02 M2	7.72	1.95	-0.0035	0.0431	0.08	229.00	-221.28	7.72	52.61	27.04

Verifica a taglio Sezione a distanza Yv = 0.24 m da base elevazione

Base mm	Altezza mm	d mm	Aa,el mm ² /m
1000	300	240	565

Combinazione	N kN/m	V kN/m	σ_{cp} N/mm ²	k	η_{min}	ρ_l	VRd kN/m	VRd min kN/m	VRd kN/m	CS
STR 01 A1+M1+R1	7.50	8.11	0.02	1.91	0.49	0.0024	104.01	118.28	118.28	14.58
STR 02 A1+M1+R1	9.75	8.11	0.02	1.91	0.49	0.0024	104.21	118.48	118.48	14.61
SIS 01 M2	7.28	3.11	0.02	1.91	0.49	0.0024	103.99	118.26	118.26	38.04
SIS 02 M2	7.72	3.22	0.02	1.91	0.49	0.0024	104.03	118.30	118.30	36.73

MURO H = 1.00 m

VERIFICHE STRUTTURALI DELLA FONDAZIONE (Approccio 1 - Combinazione 1)

Base mm	Altezza mm	d mm	Aa,ant mm ² /m	Aa,pos mm ² /m
1000	400	340	565	565

SUOLA ANTERIORE (modello tirante-puntone, vedi figura 2)

Combinazione	N1 kN/m	N2 kN/m	t1 m	t2 m	T kN/m	σ_s N/mm ²	CS
STR 01 A1+M1+R1	4.01	0.48	0.25	0.30	3.37	6.0	65.60
STR 02 A1+M1+R1	9.69	2.21	0.25	0.30	9.08	16.1	24.38
SIS 01 M2	4.22	0.65	0.25	0.30	3.68	6.5	60.20
SIS 02 M2	4.78	0.67	0.25	0.30	4.11	7.3	53.88

SUOLA POSTERIORE - Verifica a taglio

Sezione a distanza $X_v = 0.34$ m da filo posteriore elevazione

Combinazione	V kN/m	σ_{cp}	k	η_{min}	ρ_l	VRd kN/m	VRd min kN/m	VRd kN/m	CS
STR 01 A1+M1+R1	2.95	0.00	1.77	0.41	0.00	115.93	139.75	139.75	47.36
STR 02 A1+M1+R1	12.26								11.39
SIS 01 M2	3.82								36.59
SIS 02 M2	3.94								35.43

SUOLA POSTERIORE - Verifica a flessione

Sezione a filo posteriore elevazione

Combinazione	M kNm/m	ε_c	ε_s	ξ	Nc kN/m	Ns kN/m	NRd kN/m	MRd kNm/m	CS
STR 01 A1+M1+R1	1.98	-0.0035	0.0574	0.0574	-221.28	221.28	0.00	73.51	37.13
STR 02 A1+M1+R1	8.18								8.98
SIS 01 M2	2.56								28.74
SIS 02 M2	2.64								27.83

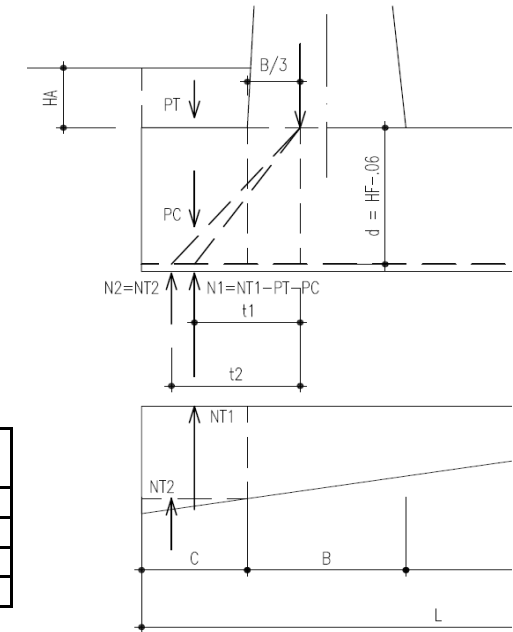


Figura 2 - Mensola anteriore
Modello tirante - puntone

MURO H = 1.00 m

VERIFICHE A FESSURAZIONE (SLE)

Elevazione

Condizioni ambientali Ordinarie

Combinazione	N kN/m	M kNm/m	y mm	Jx mm ⁴	σ _c N/mm ²	σ _a N/mm ²	σ _{max} N/mm ²	CS
FREQ Frequente	7.50	2.89	55	3.46E+08	0.46	23.15	280.00	12.09
QPERM QuasiPerm	7.50	0.86	55	3.46E+08	0.14	6.87	240.00	34.92

Fondazione: Suola anteriore

Condizioni ambientali Ordinarie

Combinazione	T kN/m	σ _a N/mm ²	σ _{max} N/mm ²	CS
FREQ Frequente	5.55	9.82	280.00	28.50
QPERM QuasiPerm	2.90	5.13	240.00	46.76

Fondazione: Suola posteriore

Condizioni ambientali Ordinarie

Combinazione	N kN/m	M kNm/m	y mm	Jx mm ⁴	σ _c N/mm ²	σ _a N/mm ²	σ _{max} N/mm ²	CS
FREQ Frequente	0.00	4.59	68	7.32E+08	0.42	25.61	280.00	10.94
QPERM QuasiPerm	0.00	1.42	68	7.32E+08	0.13	7.91	240.00	30.34

11. MURO DI SOSTEGNO HMAX = 2.50M

Si considera un'altezza del terreno spingente pari ad **H = 1.50m**.

MURO H = 1.50 m

MATERIALI

	Classe	fck	γ_c	fcd	fctm	Classe	GC
	calcestr.	N/mm^2		N/mm^2	N/mm^2	esposiz.	kN/m^3
Calcestruzzo elev.	C28/35	28	1.5	15.9	2.77	XC3	25
Calcestruzzo fond.	C25/30	25	1.5	14.2	2.56	XC2	25
	Classe	fyk	γ_s	fyd	ϵ_{yd}	Es	
	acciaio	N/mm^2		N/mm^2		N/mm^2	
Acciaio per armature	B450 C	450	1.15	391	0.00196	200,000	

GEOMETRIA MURO

H	HF	HA	WA	WP	HT	Aa,el	Aa,ant	Aa,pos
<i>m</i>	<i>m</i>	<i>m</i>	<i>m</i>	<i>m</i>	<i>m</i>	<i>mm</i> ² / <i>m</i>	<i>mm</i> ² / <i>m</i>	<i>mm</i> ² / <i>m</i>
1.50	0.45	0.50	0.00	0.00	1.95	565	565	565

A	B	C	D	L	β	ψ	HD	SD
<i>m</i>	<i>m</i>	<i>m</i>	<i>m</i>	<i>m</i>	°	°	<i>m</i>	<i>m</i>
0.30	0.30	0.45	1.00	1.75	0.00000	90.00000	0.00	0.00

IPOTESI SUI CARICHI E SUL TERRENO

	GT <i>kN/m³</i>	ϕ (M1) °	ϕ rid (M2) °	δ (M1) °	δ rid (M2) °	δT (M1) °	δT rid (M2) °
Terreno spingente	19	35.00	29.26	0.00	0.00	0.00	0.00
Terreno di fondazione	18.5	34.00	28.35				

Pril	P0	ψ	P0E	V	dv
kN/m^2	kN/m^2	$^\circ$	kN/m^2	kN/m	m
0.00	20.00	0.00	0.00	0.00	0.00

SEZIONI DI VERIFICA AL TAGLIO

Xv	0.39	m	Distanza sezione di verifica a taglio della suola di fondazione posteriore rispetto filo posteriore elevazione
Yv	0.24	m	Dist. da base elev. della sez. di verifica a taglio della elevazione

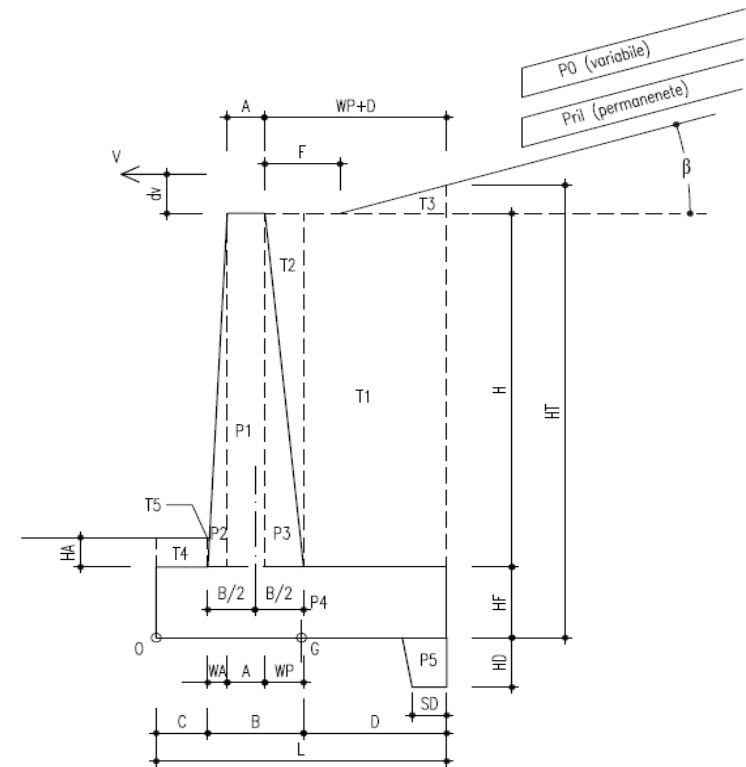


Figura 1 - Geometria muro

MURO H = 1.50 m

AZIONE SISMICA

a_{max} / g	β_m	kh	kv(-)	kv(+)
0.250	0.24	0.0599	-0.0300	0.0300

COEFFICIENTI DI SPINTA

in Statica	in Sismica		
Ka	V. Alto KaE (-)	V. Basso KaE(+)	
0.271	-	-	Coefficiente di spinta attiva su ELEVAZIONE (parametri caratt. del terreno (M1))
0.343	0.382	0.379	Coefficienti di spinta attiva su ELEVAZIONE (parametri ridotti del terreno (M2))
0.271	-	-	Coefficiente di spinta attiva su MURO INTERO (parametri caratt. del terreno (M1))
0.343	0.382	0.379	Coefficienti di spinta attiva su MURO INTERO (parametri ridotti del terreno (M2))

SOLLECITAZIONI (RISPETTO ESTREMO DI VALLE DELLA FONDAZIONE)

Condizioni di carico	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]
PESO PROPRIO MURO	30.94	0.00	-23.98
PESO TERRENO PORTATO	32.78	0.00	-36.59
SPINTA TERRENO (coeff. M1)	0.00	9.79	6.36
SPINTA TERRENO (coeff. M2)	0.00	12.41	8.06
SPINTA SOVRACC. ACC. (coeff. M1)	0.00	10.57	10.30
SPINTA SOVRACC. ACC. (coeff. M2)	0.00	13.39	13.06
VENTO SU BARRIERA ANTIRUMORE	0.00	0.00	0.00
SPINTA SISMICA (STATICA+SISMICA verso Alto)	0.00	13.38	8.69
SPINTA SISMICA (STATICA+SISMICA verso Basso)	0.00	14.11	9.17
INERZIA (SISMA ORIZZ.)	0.00	3.82	3.30
INERZIA (SISMA VERT. verso Alto)	-1.91	0.00	1.81
INERZIA (SISMA VERT. verso Basso)	1.91	0.00	-1.81

MURO H = 1.50 m

VERIFICHE DI SICUREZZA (SLU)

Verifica allo scorrimento (Approccio 1)

Combinazione	Verifica globale muro (Piano orizzontale)				
	N kN/m	H kN/m	tanφ	N*tanφ kN/m	CS
STR 01 A1+M1+R1	63.71	28.58	0.675	42.97	1.50
GEO 01 A2+M2+R2	63.71	29.82	0.540	34.38	1.15
SIS 01 M2	61.80	17.19	0.540	33.35	1.94
SIS 02 M2	65.62	17.93	0.540	35.41	1.97

Verifica della capacità portante (Approccio 2)

Combinazione	N kN/m	M kNm/m	H kN/m	ecc (M/N) m	B' (L-2ecc) m	d (prof.) m	q (d) kN/m ²	alfa arctan(H/N)	φ °	alfaD Incl. Piano [°]	k
STR 02 A1+M1+R3	82.83	23.81	36.22	0.29	1.17	0.95	18.05	23.62	34.00	0.00	0.54
SIS 01 M2	61.80	7.33	17.19	0.12	1.51	0.95	18.05	15.55	34.00	0.00	0.54
SIS 02 M2	65.62	7.52	17.93	0.11	1.52	0.95	18.05	15.28	34.00	0.00	0.54

Si adottano i coefficienti di capacità portante proposti da Vesic

Combinazione	N _q	N _γ	m	i _q	i _γ	b _q	b _γ	d _q	d _γ	q _{ult} kN/m ²	R _c kN/m	R _d =R _c /γR ₃ kN/m	CF
STR 02 A1+M1+R3	29.44	41.06	2.000	0.317	0.178	1.000	1.000	1.142	1.000	273.87	321.79	229.85	2.78
SIS 01 M2	29.44	41.06	2.000	0.521	0.376	1.000	1.000	1.142	1.000	538.23	814.30	581.64	9.41
SIS 02 M2	29.44	41.06	2.000	0.528	0.384	1.000	1.000	1.142	1.000	548.32	833.92	595.66	9.08

Verifica a ribaltamento (EQU+M2)

Combinazione	M Rib kN/m	M Sta kNm/m	CS
EQU 01 EQU+M2	28.46	54.51	1.92
SIS 01 M2	13.81	60.56	4.39
SIS 02 M2	10.66	60.56	5.68

MURO H = 1.50 m

VERIFICHE STRUTTURALI DELL'ELEVAZIONE (Approccio 1 - Combinazione 1)

Verifica a presso-flessione Sezione a base elevazione

Base mm	Altezza mm	d mm	Aa,el mm ² /m
1000	300	240	565

Combinazione	N kN/m	M kNm/m	ε_c	ε_s	ξ	Nc kN/m	Ns kN/m	NRd kN/m	MRd kNm/m	CS
STR 01 A1+M1+R1	11.25	12.91	-0.0035	0.0710	0.05	232.53	-221.28	11.25	87.13	6.75
STR 02 A1+M1+R1	14.63	12.91	-0.0035	0.0699	0.05	235.90	-221.28	14.63	87.84	6.80
SIS 01 M2	10.91	5.74	-0.0035	0.0711	0.05	232.19	-221.28	10.91	87.05	15.16
SIS 02 M2	11.59	5.96	-0.0035	0.0709	0.05	232.86	-221.28	11.59	87.20	14.63

Verifica a taglio Sezione a distanza Yv = 0.24 m da base elevazione

Base mm	Altezza mm	d mm	Aa,el mm ² /m
1000	300	240	565

Combinazione	N kN/m	V kN/m	σ_{cp} N/mm ²	k	η_{min}	ρ_l	VRd kN/m	VRd min kN/m	VRd kN/m	CS
STR 01 A1+M1+R1	11.25	15.56	0.03	1.91	0.49	0.0024	104.46	118.73	118.73	7.63
STR 02 A1+M1+R1	14.63	15.56	0.04	1.91	0.49	0.0024	104.80	119.07	119.07	7.65
SIS 01 M2	10.91	7.58	0.03	1.91	0.49	0.0024	104.42	118.69	118.69	15.65
SIS 02 M2	11.59	7.89	0.03	1.91	0.49	0.0024	104.49	118.76	118.76	15.05

MURO H = 1.50 m

VERIFICHE STRUTTURALI DELLA FONDAZIONE (Approccio 1 - Combinazione 1)

Base mm	Altezza mm	d mm	Aa,ant mm ² /m	Aa,pos mm ² /m
1000	450	390	565	565

SUOLA ANTERIORE (modello tirante-puntone, vedi figura 2)

Combinazione	N1 kN/m	N2 kN/m	t1 m	t2 m	T kN/m	σ_s N/mm ²	CS
STR 01 A1+M1+R1	9.47	1.29	0.33	0.40	9.21	16.3	24.02
STR 02 A1+M1+R1	19.36	5.40	0.33	0.40	21.67	38.3	10.21
SIS 01 M2	9.69	1.66	0.33	0.40	9.78	17.3	22.63
SIS 02 M2	10.76	1.70	0.33	0.40	10.71	18.9	20.66

SUOLA POSTERIORE - Verifica a taglio

Sezione a distanza $X_v = 0.39$ m da filo posteriore elevazione

Combinazione	V kN/m	σ_{cp}	k	η_{min}	ρ_l	VRd kN/m	VRd min kN/m	VRd kN/m	CS
STR 01 A1+M1+R1	6.45	0.00	1.72	0.39	0.00	123.37	153.43	153.43	23.78
STR 02 A1+M1+R1	21.19								7.24
SIS 01 M2	7.68								19.97
SIS 02 M2	7.95								19.29

SUOLA POSTERIORE - Verifica a flessione

Sezione a filo posteriore elevazione

Combinazione	M kNm/m	ε_c	ε_s	ξ	Nc kN/m	Ns kN/m	NRd kN/m	MRd kNm/m	CS
STR 01 A1+M1+R1	5.11	-0.0035	0.0664	0.0501	-221.28	221.28	0.00	84.57	16.55
STR 02 A1+M1+R1	16.61								5.09
SIS 01 M2	6.06								13.95
SIS 02 M2	6.28								13.47

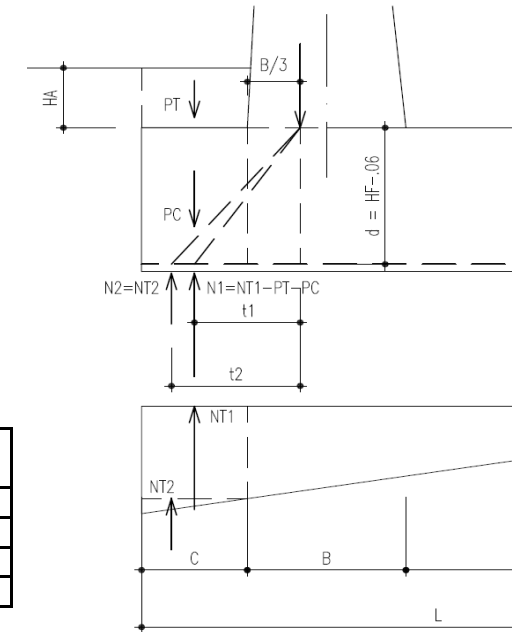


Figura 2 - Mensola anteriore
Modello tirante - puntone

MURO H = 1.50 m

VERIFICHE A FESSURAZIONE (SLE)

Elevazione

Condizioni ambientali Ordinarie

Combinazione	N <i>kN/m</i>	M <i>kNm/m</i>	y <i>mm</i>	Jx <i>mm⁴</i>	σ_c <i>N/mm²</i>	σ_a <i>N/mm²</i>	σ_{max} <i>N/mm²</i>	CS
FREQ Frequente	11.25	7.47	55	3.46E+08	1.20	59.82	280.00	4.68
QPERM QuasiPerm	11.25	2.90	55	3.46E+08	0.46	23.20	240.00	10.35

Fondazione: Suola anteriore

Condizioni ambientali Ordinarie

Combinazione	T <i>kN/m</i>	σ_a <i>N/mm²</i>	σ_{max} <i>N/mm²</i>	CS
FREQ Frequente	13.56	23.98	280.00	11.68
QPERM QuasiPerm	7.79	13.77	240.00	17.43

Fondazione: Suola posteriore

Condizioni ambientali Ordinarie

Combinazione	N <i>kN/m</i>	M <i>kNm/m</i>	y <i>mm</i>	Jx <i>mm⁴</i>	σ_c <i>N/mm²</i>	σ_a <i>N/mm²</i>	σ_{max} <i>N/mm²</i>	CS
FREQ Frequente	0.00	9.58	73	9.82E+08	0.71	46.40	280.00	6.03
QPERM QuasiPerm	0.00	3.64	73	9.82E+08	0.27	17.64	240.00	13.61

12. MURO DI SOSTEGNO HMAX = 3.00M

Si considera un'altezza del terreno spingente pari ad **H = 2.00m**.

MURO H = 2.00 m

MATERIALI

	Classe calcestr.	fck N/mm ²	γc	fcd N/mm ²	fctm N/mm ²	Classe esposiz.	GC kN/m ³
Calcestruzzo elev.	C28/35	28	1.5	15.9	2.77	XC3	25
Calcestruzzo fond.	C25/30	25	1.5	14.2	2.56	XC2	25

	Classe acciaio	fyk N/mm ²	γs	fyd N/mm ²	ε _{yd}	Es N/mm ²
Acciaio per armature	B450 C	450	1.15	391	0.00196	200,000

GEOMETRIA MURO

H	HF	HA	WA	WP	HT	Aa,el	Aa,ant	Aa,pos
m	m	m	m	m	m	mm ² /m	mm ² /m	mm ² /m
2.00	0.50	0.50	0.00	0.00	2.50	770	770	770

A	B	C	D	L	β	ψ	HD	SD
m	m	m	m	m	°	°	m	m
0.30	0.30	0.60	1.20	2.10	0.00000	90.00000	0.00	0.00

IPOTESI SUI CARICHI E SUL TERRENO

	GT kN/m ³	φ (M1) °	φ rid (M2) °	δ (M1) °	δ rid (M2) °	δT (M1) °	δT rid (M2) °
Terreno spingente	19	35.00	29.26	0.00	0.00	0.00	0.00
Terreno di fondazione	18.5	34.00	28.35				

Pril	P0	ψ	P0E	V	dv
kN/m ²	kN/m ²	°	kN/m ²	kN/m	m
0.00	20.00	0.00	0.00	0.00	0.00

SEZIONI DI VERIFICA AL TAGLIO

Xv	0.44	m	Distanza sezione di verifica a taglio della suola di fondazione posteriore rispetto filo posteriore elevazione
Yv	0.24	m	Dist. da base elev. della sez. di verifica a taglio della elevazione

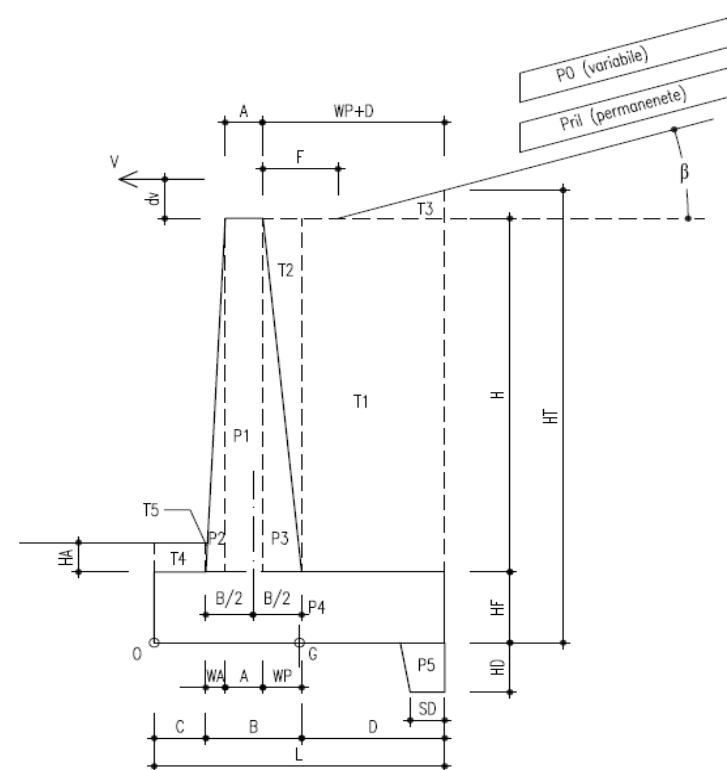


Figura 1 - Geometria muro

MURO H = 2.00 m

AZIONE SISMICA

a_{max} / g	β_m	kh	kv(-)	kv(+)
0.250	0.24	0.0599	-0.0300	0.0300

COEFFICIENTI DI SPINTA

in Statica	in Sismica		
Ka	V. Alto KaE (-)	V. Basso KaE(+)	
0.271	-	-	Coefficiente di spinta attiva su ELEVAZIONE (parametri caratt. del terreno (M1))
0.343	0.382	0.379	Coefficienti di spinta attiva su ELEVAZIONE (parametri ridotti del terreno (M2))
0.271	-	-	Coefficiente di spinta attiva su MURO INTERO (parametri caratt. del terreno (M1))
0.343	0.382	0.379	Coefficienti di spinta attiva su MURO INTERO (parametri ridotti del terreno (M2))

SOLLECITAZIONI (RISPETTO ESTREMO DI VALLE DELLA FONDAZIONE)

Condizioni di carico	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]
PESO PROPRIO MURO	41.25	0.00	-38.81
PESO TERRENO PORTATO	51.30	0.00	-70.11
SPINTA TERRENO (coeff. M1)	0.00	16.09	13.41
SPINTA TERRENO (coeff. M2)	0.00	20.39	16.99
SPINTA SOVRACC. ACC. (coeff. M1)	0.00	13.55	16.94
SPINTA SOVRACC. ACC. (coeff. M2)	0.00	17.17	21.47
VENTO SU BARRIERA ANTIRUMORE	0.00	0.00	0.00
SPINTA SISMICA (STATICA+SISMICA verso Alto)	0.00	21.98	18.32
SPINTA SISMICA (STATICA+SISMICA verso Basso)	0.00	23.20	19.33
INERZIA (SISMA ORIZZ.)	0.00	5.54	6.10
INERZIA (SISMA VERT. verso Alto)	-2.77	0.00	3.26
INERZIA (SISMA VERT. verso Basso)	2.77	0.00	-3.26

MURO H = 2.00 m

VERIFICHE DI SICUREZZA (SLU)

Verifica allo scorrimento (Approccio 1)

Combinazione	Verifica globale muro (Piano orizzontale)				
	N kN/m	H kN/m	tanφ	N*tanφ kN/m	CS
STR 01 A1+M1+R1	92.55	41.24	0.675	62.43	1.51
GEO 01 A2+M2+R2	92.55	42.72	0.540	49.94	1.17
SIS 01 M2	89.78	27.53	0.540	48.44	1.76
SIS 02 M2	95.32	28.74	0.540	51.44	1.79

Verifica della capacità portante (Approccio 2)

Combinazione	N kN/m	M kNm/m	H kN/m	ecc (M/N) m	B' (L-2ecc) m	d (prof.) m	q (d) kN/m ²	alfa arctan(H/N)	φ °	alfaD Incl. Piano [°]	k
STR 02 A1+M1+R3	120.32	39.02	52.27	0.32	1.45	1.00	19.00	23.48	34.00	0.00	0.48
SIS 01 M2	89.78	13.02	27.53	0.15	1.81	1.00	19.00	17.05	34.00	0.00	0.48
SIS 02 M2	95.32	13.33	28.74	0.14	1.82	1.00	19.00	16.78	34.00	0.00	0.48

Si adottano i coefficienti di capacità portante proposti da Vesic

Combinazione	N _q	N _γ	m	i _q	i _γ	b _q	b _γ	d _q	d _γ	q _{ult} kN/m ²	R _c kN/m	R _d =R _c /γR ₃ kN/m	CF
STR 02 A1+M1+R3	29.44	41.06	2.000	0.320	0.181	1.000	1.000	1.125	1.000	303.69	440.77	314.83	2.62
SIS 01 M2	29.44	41.06	2.000	0.481	0.333	1.000	1.000	1.125	1.000	537.82	973.39	695.28	7.74
SIS 02 M2	29.44	41.06	2.000	0.488	0.341	1.000	1.000	1.125	1.000	548.89	999.15	713.68	7.49

Verifica a ribaltamento (EQU+M2)

Combinazione	M Rib kN/m	M Sta kNm/m	CS
EQU 01 EQU+M2	50.89	98.03	1.93
SIS 01 M2	27.68	108.92	3.94
SIS 02 M2	22.17	108.92	4.91

MURO H = 2.00 m

VERIFICHE STRUTTURALI DELL'ELEVAZIONE (Approccio 1 - Combinazione 1)

Verifica a presso-flessione Sezione a base elevazione

Base mm	Altezza mm	d mm	Aa,el mm ² /m
1000	300	240	770

Combinazione	N kN/m	M kNm/m	ε_c	ε_s	ξ	Nc kN/m	Ns kN/m	NRd kN/m	MRd kNm/m	CS
STR 01 A1+M1+R1	15.00	25.18	-0.0035	0.0724	0.05	316.18	-301.18	15.00	163.99	6.51
STR 02 A1+M1+R1	19.50	25.18	-0.0035	0.0713	0.05	320.68	-301.18	19.50	165.25	6.56
SIS 01 M2	14.55	13.01	-0.0035	0.0725	0.05	315.73	-301.18	14.55	163.86	12.59
SIS 02 M2	15.45	13.53	-0.0035	0.0723	0.05	316.63	-301.18	15.45	164.11	12.13

Verifica a taglio Sezione a distanza Yv = 0.24 m da base elevazione

Base mm	Altezza mm	d mm	Aa,el mm ² /m
1000	300	240	770

Combinazione	N kN/m	V kN/m	σ_{cp} N/mm ²	k	η_{min}	ρ_l	VRd kN/m	VRd min kN/m	VRd kN/m	CS
STR 01 A1+M1+R1	15.00	24.68	0.04	1.91	0.49	0.0032	116.09	119.18	119.18	4.83
STR 02 A1+M1+R1	19.50	24.68	0.06	1.91	0.49	0.0032	116.57	119.65	119.65	4.85
SIS 01 M2	14.55	14.09	0.04	1.91	0.49	0.0032	116.04	119.13	119.13	8.45
SIS 02 M2	15.45	14.69	0.05	1.91	0.49	0.0032	116.14	119.23	119.23	8.11

MURO H = 2.00 m

VERIFICHE STRUTTURALI DELLA FONDAZIONE (Approccio 1 - Combinazione 1)

Base mm	Altezza mm	d mm	Aa,ant mm ² /m	Aa,pos mm ² /m
1000	500	440	770	770

SUOLA ANTERIORE (modello tirante-puntone, vedi figura 2)

Combinazione	N1 kN/m	N2 kN/m	t1 m	t2 m	T kN/m	σ_s N/mm ²	CS
STR 01 A1+M1+R1	16.86	2.41	0.40	0.50	18.07	23.5	16.67
STR 02 A1+M1+R1	30.87	9.10	0.40	0.50	38.40	49.9	7.84
SIS 01 M2	17.01	3.04	0.40	0.50	18.91	24.6	15.93
SIS 02 M2	18.70	3.11	0.40	0.50	20.53	26.7	14.67

SUOLA POSTERIORE - Verifica a taglio

Sezione a distanza $X_v = 0.44$ m da filo posteriore elevazione

Combinazione	V kN/m	σ_{cp}	k	η_{min}	ρ_l	VRd kN/m	VRd min kN/m	VRd kN/m	CS
STR 01 A1+M1+R1	11.71	0.00	1.67	0.38	0.00	144.56	166.80	166.80	14.24
STR 02 A1+M1+R1	32.10								5.20
SIS 01 M2	13.33								12.51
SIS 02 M2	13.83								12.06

SUOLA POSTERIORE - Verifica a flessione

Sezione a filo posteriore elevazione

Combinazione	M kNm/m	ε_c	ε_s	ξ	Nc kN/m	Ns kN/m	NRd kN/m	MRd kNm/m	CS
STR 01 A1+M1+R1	10.90	-0.0035	0.0544	0.0604	-301.18	301.18	0.00	129.32	11.86
STR 02 A1+M1+R1	29.68								4.36
SIS 01 M2	12.39								10.44
SIS 02 M2	12.85								10.06

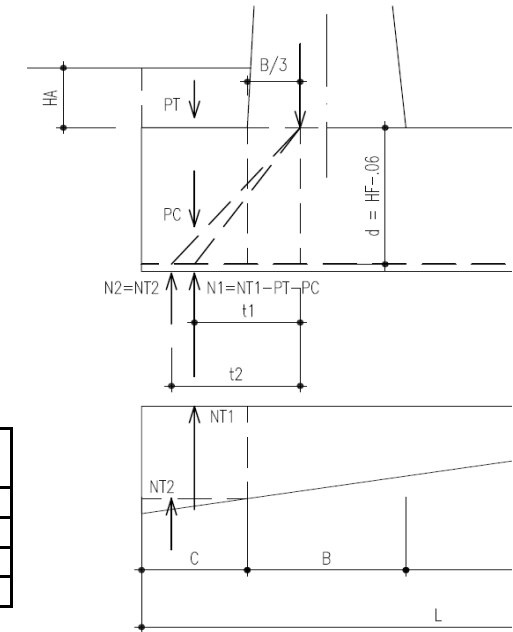


Figura 2 - Mensola anteriore
Modello tirante - puntone

MURO H = 2.00 m

VERIFICHE A FESSURAZIONE (SLE)

Elevazione

Condizioni ambientali Ordinarie

Combinazione	N <i>kN/m</i>	M <i>kNm/m</i>	y <i>mm</i>	Jx <i>mm⁴</i>	σ_c <i>N/mm²</i>	σ_a <i>N/mm²</i>	σ_{max} <i>N/mm²</i>	CS
FREQ Frequente	15.00	14.99	63	4.45E+08	2.12	89.46	280.00	3.13
QPERM QuasiPerm	15.00	6.87	63	4.45E+08	0.97	40.96	240.00	5.86

Fondazione: Suola anteriore

Condizioni ambientali Ordinarie

Combinazione	T <i>kN/m</i>	σ_a <i>N/mm²</i>	σ_{max} <i>N/mm²</i>	CS
FREQ Frequente	24.49	31.81	280.00	8.80
QPERM QuasiPerm	15.10	19.62	240.00	12.23

Fondazione: Suola posteriore

Condizioni ambientali Ordinarie

Combinazione	N <i>kN/m</i>	M <i>kNm/m</i>	y <i>mm</i>	Jx <i>mm⁴</i>	σ_c <i>N/mm²</i>	σ_a <i>N/mm²</i>	σ_{max} <i>N/mm²</i>	CS
FREQ Frequente	0.00	17.57	89	1.66E+09	0.95	55.78	280.00	5.02
QPERM QuasiPerm	0.00	7.81	89	1.66E+09	0.42	24.79	240.00	9.68

13. MURO DI SOSTEGNO HMAX = 3.50M

Si considera un'altezza del terreno spingente pari ad **H = 2.50m**.

MURO H = 2.50 m

MATERIALI

	Classe	fck	γ_c	fcd	fctm	Classe	GC
	calcestr.	N/mm^2		N/mm^2	N/mm^2	esposiz.	kN/m^3
Calcestruzzo elev.	C28/35	28	1.5	15.9	2.77	XC3	25
Calcestruzzo fond.	C25/30	25	1.5	14.2	2.56	XC2	25
	Classe	f _{yk}	γ_s	f _{yd}	ϵ_{yd}	Es	
	acciaio	N/mm^2		N/mm^2		N/mm^2	
Acciaio per armature	B450 C	450	1.15	391	0.00196	200,000	

GEOMETRIA MURO

H	HF	HA	WA	WP	HT	Aa,el	Aa,ant	Aa,pos
<i>m</i>	<i>m</i>	<i>m</i>	<i>m</i>	<i>m</i>	<i>m</i>	<i>mm</i> ² / <i>m</i>	<i>mm</i> ² / <i>m</i>	<i>mm</i> ² / <i>m</i>
2.50	0.55	0.50	0.00	0.25	3.05	770	770	770
A	B	C	D	L	β	ψ	HD	SD
<i>m</i>	<i>m</i>	<i>m</i>	<i>m</i>	<i>m</i>	°	°	<i>m</i>	<i>m</i>
0.30	0.55	0.50	1.35	2.40	0.00000	84.28941	0.00	0.00

IPOTESI SUI CARICHI E SUL TERRENO

	GT <i>kN/m³</i>	ϕ (M1) °	ϕ rid (M2) °	δ (M1) °	δ rid (M2) °	δT (M1) °	δT rid (M2) °
Terreno spingente	19	35.00	29.26	0.00	0.00	0.00	0.00
Terreno di fondazione	18.5	34.00	28.35				

Pril	P0	ψ	P0E	V	dv
kN/m^2	kN/m^2	$^\circ$	kN/m^2	kN/m	m
0.00	20.00	0.00	0.00	0.00	0.00

SEZIONI DI VERIFICA AL TAGLIO

Xv	0.49	<i>m</i>	Distanza sezione di verifica a taglio della suola di fondazione posteriore rispetto filo posteriore elevazione
Yv	0.49	<i>m</i>	Dist. da base elev. della sez. di verifica a taglio della elevazione

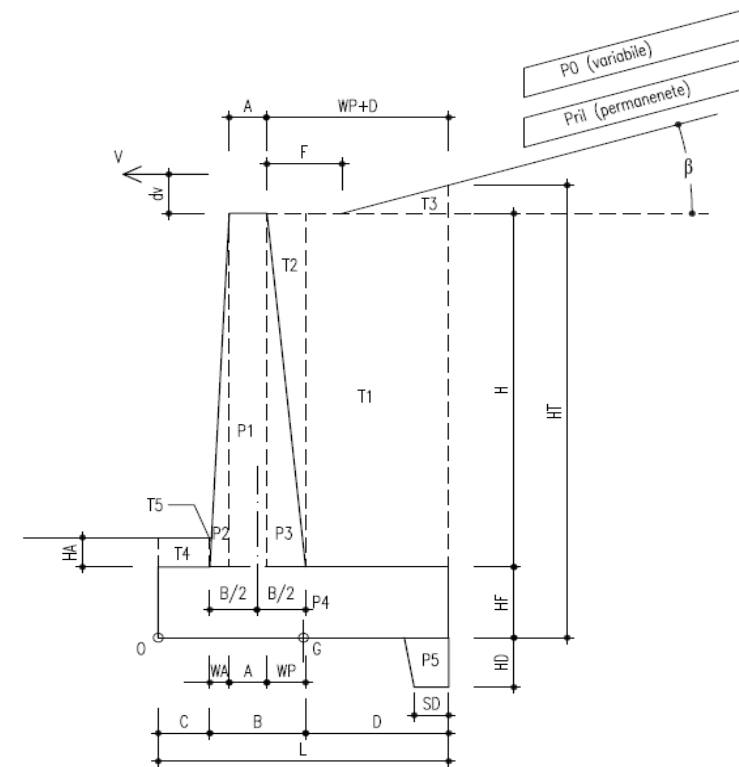


Figura 1 - Geometria muro

MURO H = 2.50 m

AZIONE SISMICA

a_{max} / g	β_m	kh	kv(-)	kv(+)
0.250	0.24	0.0599	-0.0300	0.0300

COEFFICIENTI DI SPINTA

in Statica	in Sismica		
Ka	V. Alto KaE (-)	V. Basso KaE(+)	
0.311	-	-	Coefficiente di spinta attiva su ELEVAZIONE (parametri caratt. del terreno (M1))
0.384	0.422	0.420	Coefficienti di spinta attiva su ELEVAZIONE (parametri ridotti del terreno (M2))
0.271	-	-	Coefficiente di spinta attiva su MURO INTERO (parametri caratt. del terreno (M1))
0.343	0.382	0.379	Coefficienti di spinta attiva su MURO INTERO (parametri ridotti del terreno (M2))

SOLLECITAZIONI (RISPETTO ESTREMO DI VALLE DELLA FONDAZIONE)

Condizioni di carico	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]
PESO PROPRIO MURO	59.56	0.00	-58.69
PESO TERRENO PORTATO	74.81	0.00	-117.54
SPINTA TERRENO (coeff. M1)	0.00	23.95	24.35
SPINTA TERRENO (coeff. M2)	0.00	30.35	30.86
SPINTA SOVRACC. ACC. (coeff. M1)	0.00	16.53	25.21
SPINTA SOVRACC. ACC. (coeff. M2)	0.00	20.95	31.95
VENTO SU BARRIERA ANTIRUMORE	0.00	0.00	0.00
SPINTA SISMICA (STATICA+SISMICA verso Alto)	0.00	32.72	33.27
SPINTA SISMICA (STATICA+SISMICA verso Basso)	0.00	34.53	35.11
INERZIA (SISMA ORIZZ.)	0.00	8.05	11.14
INERZIA (SISMA VERT. verso Alto)	-4.03	0.00	5.28
INERZIA (SISMA VERT. verso Basso)	4.03	0.00	-5.28

MURO H = 2.50 m

VERIFICHE DI SICUREZZA (SLU)

Verifica allo scorrimento (Approccio 1)

Combinazione	Verifica globale muro (Piano orizzontale)				
	N kN/m	H kN/m	tanφ	N*tanφ kN/m	CS
STR 01 A1+M1+R1	134.38	55.93	0.675	90.64	1.62
GEO 01 A2+M2+R2	134.38	57.59	0.540	72.51	1.26
SIS 01 M2	130.35	40.77	0.540	70.34	1.73
SIS 02 M2	138.40	42.58	0.540	74.68	1.75

Verifica della capacità portante (Approccio 2)

Combinazione	N kN/m	M kNm/m	H kN/m	ecc (M/N) m	B' (L-2ecc) m	d (prof.) m	q (d) kN/m ²	alfa arctan(H/N)	φ °	alfaD Incl. Piano [°]	k
STR 02 A1+M1+R3	174.69	68.56	70.88	0.39	1.62	1.05	19.95	22.09	34.00	0.00	0.44
SIS 01 M2	130.35	29.88	40.77	0.23	1.94	1.05	19.95	17.37	34.00	0.00	0.44
SIS 02 M2	138.40	30.82	42.58	0.22	1.95	1.05	19.95	17.10	34.00	0.00	0.44

Si adottano i coefficienti di capacità portante proposti da Vesic

Combinazione	Nq	Nγ	m	iq	iγ	bq	bγ	dq	dγ	qult kN/m ²	Rc kN/m	Rd=Rc/γR3 kN/m	CF
STR 02 A1+M1+R3	29.44	41.06	2.000	0.353	0.210	1.000	1.000	1.115	1.000	363.38	586.88	419.20	2.40
SIS 01 M2	29.44	41.06	2.000	0.472	0.325	1.000	1.000	1.115	1.000	554.97	1077.50	769.65	5.90
SIS 02 M2	29.44	41.06	2.000	0.479	0.332	1.000	1.000	1.115	1.000	566.86	1107.99	791.42	5.72

Verifica a ribaltamento (EQU+M2)

Combinazione	M Rib kN/m	M Sta kNm/m	CS
EQU 01 EQU+M2	81.87	158.61	1.94
SIS 01 M2	49.69	176.23	3.55
SIS 02 M2	40.97	176.23	4.30

MURO H = 2.50 m

VERIFICHE STRUTTURALI DELL'ELEVAZIONE (Approccio 1 - Combinazione 1)

Verifica a presso-flessione Sezione a base elevazione

Base mm	Altezza mm	d mm	Aa,el mm ² /m
1000	550	490	770

Combinazione	N kN/m	M kNm/m	ε_c	ε_s	ξ	Nc kN/m	Ns kN/m	NRd kN/m	MRd kNm/m	CS
STR 01 A1+M1+R1	26.56	50.36	-0.0035	0.0561	0.06	327.75	-301.18	26.56	135.78	2.70
STR 02 A1+M1+R1	34.53	50.81	-0.0035	0.0547	0.06	335.71	-301.18	34.53	137.60	2.71
SIS 01 M2	25.77	28.79	-0.0035	0.0563	0.06	326.95	-301.18	25.77	135.59	4.71
SIS 02 M2	27.36	30.01	-0.0035	0.0560	0.06	328.54	-301.18	27.36	135.96	4.53

Verifica a taglio Sezione a distanza Yv = 0.49 m da base elevazione

Base mm	Altezza mm	d mm	Aa,el mm ² /m
1000	501	441	770

Combinazione	N kN/m	V kN/m	σ_{cp} N/mm ²	k	η_{min}	ρ_l	VRd kN/m	VRd min kN/m	VRd kN/m	CS
STR 01 A1+M1+R1	26.56	34.07	0.04	1.67	0.40	0.0017	152.94	179.46	179.46	5.27
STR 02 A1+M1+R1	34.53	34.07	0.05	1.67	0.40	0.0017	153.74	180.26	180.26	5.29
SIS 01 M2	25.77	20.16	0.04	1.67	0.40	0.0017	152.86	179.38	179.38	8.90
SIS 02 M2	27.36	21.03	0.04	1.67	0.40	0.0017	153.02	179.54	179.54	8.54

MURO H = 2.50 m

VERIFICHE STRUTTURALI DELLA FONDAZIONE (Approccio 1 - Combinazione 1)

Base mm	Altezza mm	d mm	Aa,ant mm ² /m	Aa,pos mm ² /m
1000	550	490	770	770

SUOLA ANTERIORE (modello tirante-puntone, vedi figura 2)

Combinazione	N1 kN/m	N2 kN/m	t1 m	t2 m	T kN/m	σ_s N/mm ²	CS
STR 01 A1+M1+R1	24.01	2.73	0.43	0.52	24.11	31.3	12.49
STR 02 A1+M1+R1	42.11	7.44	0.43	0.52	45.09	58.6	6.68
SIS 01 M2	24.61	3.24	0.43	0.52	25.18	32.7	11.96
SIS 02 M2	26.57	3.34	0.43	0.52	27.03	35.1	11.14

SUOLA POSTERIORE - Verifica a taglio

Sezione a distanza $X_v = 0.49$ m da filo posteriore elevazione

Combinazione	V kN/m	σ_{cp}	k	η_{min}	ρ_l	VRd kN/m	VRd min kN/m	VRd kN/m	CS
STR 01 A1+M1+R1	18.97	0.00	1.64	0.37	0.00	152.03	179.91	179.91	9.48
STR 02 A1+M1+R1	45.29								3.97
SIS 01 M2	21.56								8.34
SIS 02 M2	22.38								8.04

SUOLA POSTERIORE - Verifica a flessione

Sezione a filo posteriore elevazione

Combinazione	M kNm/m	ε_c	ε_s	ξ	Nc kN/m	Ns kN/m	NRd kN/m	MRd kNm/m	CS
STR 01 A1+M1+R1	19.70	-0.0035	0.0610	0.0542	-301.18	301.18	0.00	144.38	7.33
STR 02 A1+M1+R1	46.91								3.08
SIS 01 M2	22.38								6.45
SIS 02 M2	23.22								6.22

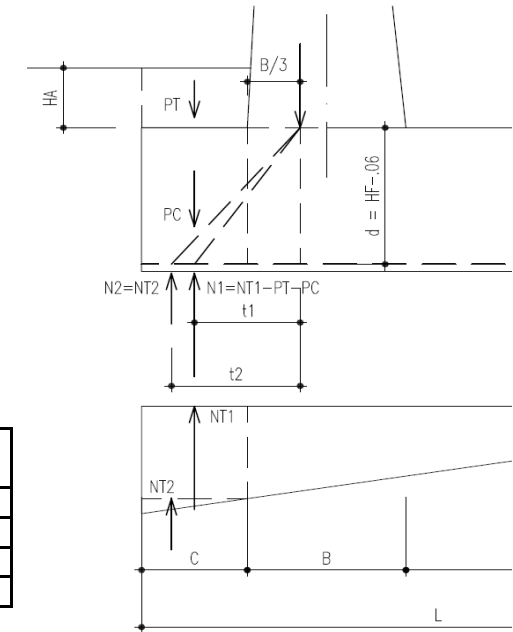


Figura 2 - Mensola anteriore
Modello tirante - puntone

MURO H = 2.50 m

VERIFICHE A FESSURAZIONE (SLE)

Elevazione

Condizioni ambientali Ordinarie

Combinazione	N <i>kN/m</i>	M <i>kNm/m</i>	y <i>mm</i>	Jx <i>mm⁴</i>	σ_c <i>N/mm²</i>	σ_a <i>N/mm²</i>	σ_{max} <i>N/mm²</i>	CS
FREQ Frequente	26.56	31.28	95	2.09E+09	1.42	88.84	280.00	3.15
QPERM QuasiPerm	26.56	16.79	95	2.09E+09	0.76	47.69	240.00	5.03

Fondazione: Suola anteriore

Condizioni ambientali Ordinarie

Combinazione	T <i>kN/m</i>	σ_a <i>N/mm²</i>	σ_{max} <i>N/mm²</i>	CS
FREQ Frequente	29.74	38.64	280.00	7.25
QPERM QuasiPerm	20.56	26.71	240.00	8.99

Fondazione: Suola posteriore

Condizioni ambientali Ordinarie

Combinazione	N <i>kN/m</i>	M <i>kNm/m</i>	y <i>mm</i>	Jx <i>mm⁴</i>	σ_c <i>N/mm²</i>	σ_a <i>N/mm²</i>	σ_{max} <i>N/mm²</i>	CS
FREQ Frequente	0.00	28.43	95	2.09E+09	1.29	80.72	280.00	3.47
QPERM QuasiPerm	0.00	14.21	95	2.09E+09	0.65	40.36	240.00	5.95

14. MURO DI SOSTEGNO HMAX = 4.50M

Si considera un'altezza del terreno spingente pari ad **H = 3.50m**.

MURO H = 3.50 m

MATERIALI

	Classe	fck	γ_c	fcd	fctm	Classe	GC
	calcestr.	N/mm^2		N/mm^2	N/mm^2	esposiz.	kN/m^3
Calcestruzzo elev.	C28/35	28	1.5	15.9	2.77	XC3	25
Calcestruzzo fond.	C25/30	25	1.5	14.2	2.56	XC2	25

	Classe	f_{yk}	γ_s	f_{yd}	ϵ_{yd}	E_s
	acciaio	N/mm^2		N/mm^2		N/mm^2
Acciaio per armature	B450 C	450	1.15	391	0.00196	200,000

GEOMETRIA MURO

H	HF	HA	WA	WP	HT	Aa,el	Aa,ant	Aa,pos
<i>m</i>	<i>m</i>	<i>m</i>	<i>m</i>	<i>m</i>	<i>m</i>	<i>mm</i> ² / <i>m</i>	<i>mm</i> ² / <i>m</i>	<i>mm</i> ² / <i>m</i>
3.50	0.65	0.50	0.00	0.35	4.15	770	770	770

A	B	C	D	L	β	ψ	HD	SD
m	m	m	m	m	$\circ$	$\circ$	m	m
0.30	0.65	0.65	1.65	2.95	0.00000	84.28941	0.00	0.00

IPOTESI SUI CARICHI E SUL TERRENO

	GT <i>kN/m³</i>	ϕ (M1) °	ϕ rid (M2) °	δ (M1) °	δ rid (M2) °	δT (M1) °	δT rid (M2) °
Terreno spingente	19	35.00	29.26	0.00	0.00	0.00	0.00
Terreno di fondazione	18.5	34.00	28.35				

Pril	P0	ψ	P0E	V	dv
kN/m^2	kN/m^2	$^\circ$	kN/m^2	kN/m	m
0.00	20.00	0.00	0.00	0.00	0.00

SEZIONI DI VERIFICA AL TAGLIO

Xv	0.59	<i>m</i>	Distanza sezione di verifica a taglio della suola di fondazione posteriore rispetto filo posteriore elevazione
Yv	0.59	<i>m</i>	Dist. da base elev. della sez. di verifica a taglio della elevazione

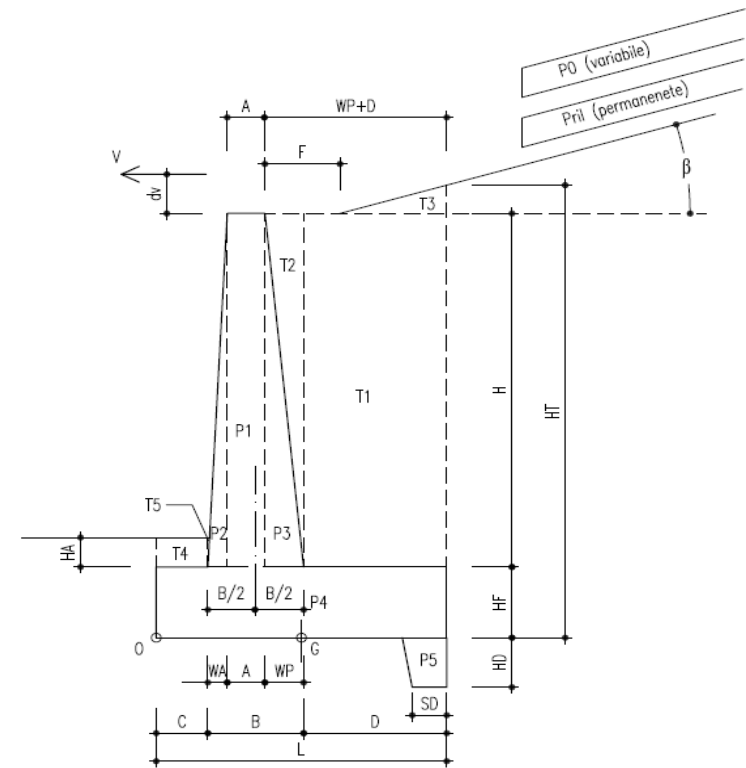


Figura 1 - Geometria muro

MURO H = 3.50 m

AZIONE SISMICA

a_{max} / g	β_m	kh	kv(-)	kv(+)
0.250	0.24	0.0599	-0.0300	0.0300

COEFFICIENTI DI SPINTA

in Statica	in Sismica		
Ka	V. Alto KaE (-)	V. Basso KaE(+)	
0.311	-	-	Coefficiente di spinta attiva su ELEVAZIONE (parametri caratt. del terreno (M1))
0.384	0.422	0.420	Coefficienti di spinta attiva su ELEVAZIONE (parametri ridotti del terreno (M2))
0.271	-	-	Coefficiente di spinta attiva su MURO INTERO (parametri caratt. del terreno (M1))
0.343	0.382	0.379	Coefficienti di spinta attiva su MURO INTERO (parametri ridotti del terreno (M2))

SOLLECITAZIONI (RISPETTO ESTREMO DI VALLE DELLA FONDAZIONE)

Condizioni di carico	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]
PESO PROPRIO MURO	89.50	0.00	-108.04
PESO TERRENO PORTATO	127.54	0.00	-248.94
SPINTA TERRENO (coeff. M1)	0.00	44.34	61.33
SPINTA TERRENO (coeff. M2)	0.00	56.19	77.73
SPINTA SOVRACC. ACC. (coeff. M1)	0.00	22.49	46.67
SPINTA SOVRACC. ACC. (coeff. M2)	0.00	28.51	59.15
VENTO SU BARRIERA ANTIRUMORE	0.00	0.00	0.00
SPINTA SISMICA (STATICA+SISMICA verso Alto)	0.00	60.58	83.80
SPINTA SISMICA (STATICA+SISMICA verso Basso)	0.00	63.93	88.43
INERZIA (SISMA ORIZZ.)	0.00	13.00	24.57
INERZIA (SISMA VERT. verso Alto)	-6.50	0.00	10.69
INERZIA (SISMA VERT. verso Basso)	6.50	0.00	-10.69

MURO H = 3.50 m

VERIFICHE DI SICUREZZA (SLU)

Verifica allo scorrimento (Approccio 1)

Combinazione	Verifica globale muro (Piano orizzontale)				
	N kN/m	H kN/m	tanφ	N*tanφ kN/m	CS
STR 01 A1+M1+R1	217.04	91.38	0.675	146.39	1.60
GEO 01 A2+M2+R2	217.04	93.25	0.540	117.11	1.26
SIS 01 M2	210.54	73.58	0.540	113.61	1.54
SIS 02 M2	223.54	76.93	0.540	120.62	1.57

Verifica della capacità portante (Approccio 2)

Combinazione	N kN/m	M kNm/m	H kN/m	ecc (M/N) m	B' (L-2ecc) m	d (prof.) m	q (d) kN/m ²	alfa arctan(H/N)	φ °	alfaD Incl. Piano [°]	k
STR 02 A1+M1+R3	282.15	141.86	115.81	0.50	1.94	1.15	21.85	22.32	34.00	0.00	0.39
SIS 01 M2	210.54	72.62	73.58	0.34	2.26	1.15	21.85	19.27	34.00	0.00	0.39
SIS 02 M2	223.54	75.04	76.93	0.34	2.28	1.15	21.85	18.99	34.00	0.00	0.39

Si adottano i coefficienti di capacità portante proposti da Vesic

Combinazione	N _q	N _γ	m	i _q	i _γ	b _q	b _γ	d _q	d _γ	q _{ult} kN/m ²	R _c kN/m	R _d =R _c /γR ₃ kN/m	CF
STR 02 A1+M1+R3	29.44	41.06	2.000	0.348	0.205	1.000	1.000	1.102	1.000	401.85	781.36	558.12	1.98
SIS 01 M2	29.44	41.06	2.000	0.423	0.275	1.000	1.000	1.102	1.000	542.68	1226.55	876.11	4.16
SIS 02 M2	29.44	41.06	2.000	0.430	0.282	1.000	1.000	1.102	1.000	555.73	1266.30	904.50	4.05

Verifica a ribaltamento (EQU+M2)

Combinazione	M Rib kN/m	M Sta kNm/m	CS
EQU 01 EQU+M2	174.23	321.29	1.84
SIS 01 M2	119.06	356.98	3.00
SIS 02 M2	102.30	356.98	3.49

MURO H = 3.50 m

VERIFICHE STRUTTURALI DELL'ELEVAZIONE (Approccio 1 - Combinazione 1)

Verifica a presso-flessione Sezione a base elevazione

Base mm	Altezza mm	d mm	Aa,el mm ² /m
1000	650	590	770

Combinazione	N kN/m	M kNm/m	ε_c	ε_s	ξ	Nc kN/m	Ns kN/m	NRd kN/m	MRd kNm/m	CS
STR 01 A1+M1+R1	41.56	114.56	-0.0035	0.0730	0.05	342.75	-301.18	41.56	187.50	1.64
STR 02 A1+M1+R1	54.03	115.52	-0.0035	0.0703	0.05	355.21	-301.18	54.03	191.28	1.66
SIS 01 M2	40.32	75.34	-0.0035	0.0733	0.05	341.50	-301.18	40.32	187.13	2.48
SIS 02 M2	42.81	78.62	-0.0035	0.0727	0.05	343.99	-301.18	42.81	187.88	2.39

Verifica a taglio Sezione a distanza Yv = 0.59 m da base elevazione

Base mm	Altezza mm	d mm	Aa,el mm ² /m
1000	591	531	770

Combinazione	N kN/m	V kN/m	σ_{cp} N/mm ²	k	η_{min}	ρ_l	VRd kN/m	VRd min kN/m	VRd kN/m	CS
STR 01 A1+M1+R1	41.56	59.32	0.05	1.61	0.38	0.0014	168.39	205.96	205.96	3.47
STR 02 A1+M1+R1	54.03	59.32	0.07	1.61	0.38	0.0014	169.70	207.27	207.27	3.49
SIS 01 M2	40.32	40.65	0.05	1.61	0.38	0.0014	168.26	205.83	205.83	5.06
SIS 02 M2	42.81	42.48	0.06	1.61	0.38	0.0014	168.52	206.10	206.10	4.85

MURO H = 3.50 m

VERIFICHE STRUTTURALI DELLA FONDAZIONE (Approccio 1 - Combinazione 1)

Base mm	Altezza mm	d mm	Aa,ant mm ² /m	Aa,pos mm ² /m
1000	650	590	770	770

SUOLA ANTERIORE (modello tirante-puntone, vedi figura 2)

Combinazione	N1 kN/m	N2 kN/m	t1 m	t2 m	T kN/m	σ_s N/mm ²	CS
STR 01 A1+M1+R1	47.18	6.34	0.54	0.65	50.29	65.3	5.99
STR 02 A1+M1+R1	75.97	14.01	0.54	0.65	85.19	110.7	3.54
SIS 01 M2	47.85	7.17	0.54	0.65	51.83	67.3	5.81
SIS 02 M2	51.33	7.41	0.54	0.65	55.28	71.8	5.45

SUOLA POSTERIORE - Verifica a taglio

Sezione a distanza $X_v = 0.59$ m da filo posteriore elevazione

Combinazione	V kN/m	σ_{cp}	k	η_{min}	ρ_l	VRd kN/m	VRd min kN/m	VRd kN/m	CS
STR 01 A1+M1+R1	39.79	0.00	1.58	0.35	0.00	166.13	205.49	205.49	5.16
STR 02 A1+M1+R1	79.07								2.60
SIS 01 M2	43.44								4.73
SIS 02 M2	45.16								4.55

SUOLA POSTERIORE - Verifica a flessione

Sezione a filo posteriore elevazione

Combinazione	M kNm/m	ε_c	ε_s	ξ	Nc kN/m	Ns kN/m	NRd kN/m	MRd kNm/m	CS
STR 01 A1+M1+R1	50.28	-0.0035	0.0742	0.0450	-301.18	301.18	0.00	174.50	3.47
STR 02 A1+M1+R1	99.73								1.75
SIS 01 M2	54.86								3.18
SIS 02 M2	57.03								3.06

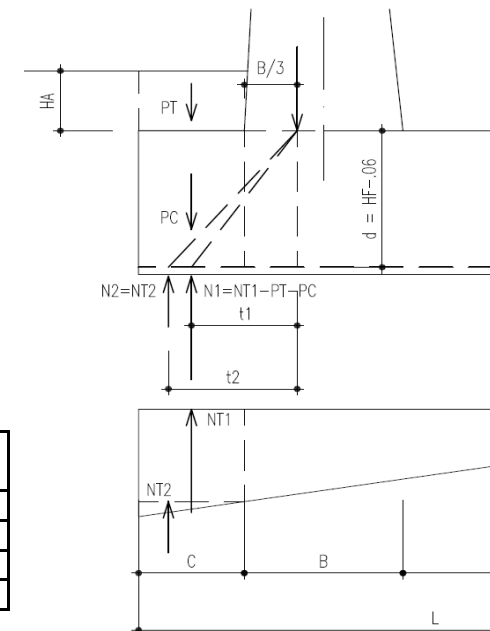


Figura 2 - Mensola anteriore
Modello tirante - puntone

MURO H = 3.50 m

VERIFICHE A FESSURAZIONE (SLE)

Elevazione

Condizioni ambientali Ordinarie

Combinazione	N <i>kN/m</i>	M <i>kNm/m</i>	y <i>mm</i>	Jx <i>mm⁴</i>	σ_c <i>N/mm²</i>	σ_a <i>N/mm²</i>	σ_{max} <i>N/mm²</i>	CS
FREQ Frequente	41.56	73.57	105	3.10E+09	2.50	172.47	280.00	1.62
QPERM QuasiPerm	41.56	45.16	105	3.10E+09	1.53	105.88	240.00	2.27

Fondazione: Suola anteriore

Condizioni ambientali Ordinarie

Combinazione	T <i>kN/m</i>	σ_a <i>N/mm²</i>	σ_{max} <i>N/mm²</i>	CS
FREQ Frequente	57.43	74.61	280.00	3.75
QPERM QuasiPerm	42.39	55.08	240.00	4.36

Fondazione: Suola posteriore

Condizioni ambientali Ordinarie

Combinazione	N <i>kN/m</i>	M <i>kNm/m</i>	y <i>mm</i>	Jx <i>mm⁴</i>	σ_c <i>N/mm²</i>	σ_a <i>N/mm²</i>	σ_{max} <i>N/mm²</i>	CS
FREQ Frequente	0.00	62.66	105	3.10E+09	2.13	146.91	280.00	1.91
QPERM QuasiPerm	0.00	36.55	105	3.10E+09	1.24	85.70	240.00	2.80

15. MURO DI SOSTEGNO HMAX = 5.50M

Si considera un'altezza del terreno spingente pari ad **H = 4.50m**.

MURO H = 4.50 m

MATERIALI

	Classe calcestr.	fck N/mm ²	γc	fcd N/mm ²	fctm N/mm ²	Classe esposiz.	GC kN/m ³
Calcestruzzo elev.	C28/35	28	1.5	15.9	2.77	XC3	25
Calcestruzzo fond.	C25/30	25	1.5	14.2	2.56	XC2	25

	Classe acciaio	fyk N/mm ²	γs	fyd N/mm ²	ε _{yd}	Es N/mm ²
Acciaio per armature	B450 C	450	1.15	391	0.00196	200,000

GEOMETRIA MURO

H	HF	HA	WA	WP	HT	Aa,el	Aa,ant	Aa,pos
m	m	m	m	m	m	mm ² /m	mm ² /m	mm ² /m
4.50	0.75	0.50	0.00	0.45	5.25	1005	1005	1005

A	B	C	D	L	β	ψ	HD	SD
m	m	m	m	m	°	°	m	m
0.30	0.75	0.75	2.20	3.70	0.00000	84.28941	0.00	0.00

IPOTESI SUI CARICHI E SUL TERRENO

	GT kN/m ³	φ (M1) °	φ rid (M2) °	δ (M1) °	δ rid (M2) °	δT (M1) °	δT rid (M2) °
Terreno spingente	19	35.00	29.26	0.00	0.00	0.00	0.00
Terreno di fondazione	18.5	34.00	28.35				

Pril	P0	ψ	P0E	V	dv
kN/m ²	kN/m ²	°	kN/m ²	kN/m	m
0.00	20.00	0.00	0.00	0.00	0.00

SEZIONI DI VERIFICA AL TAGLIO

Xv	0.69	m	Distanza sezione di verifica a taglio della suola di fondazione posteriore rispetto filo posteriore elevazione
Yv	0.69	m	Dist. da base elev. della sez. di verifica a taglio della elevazione

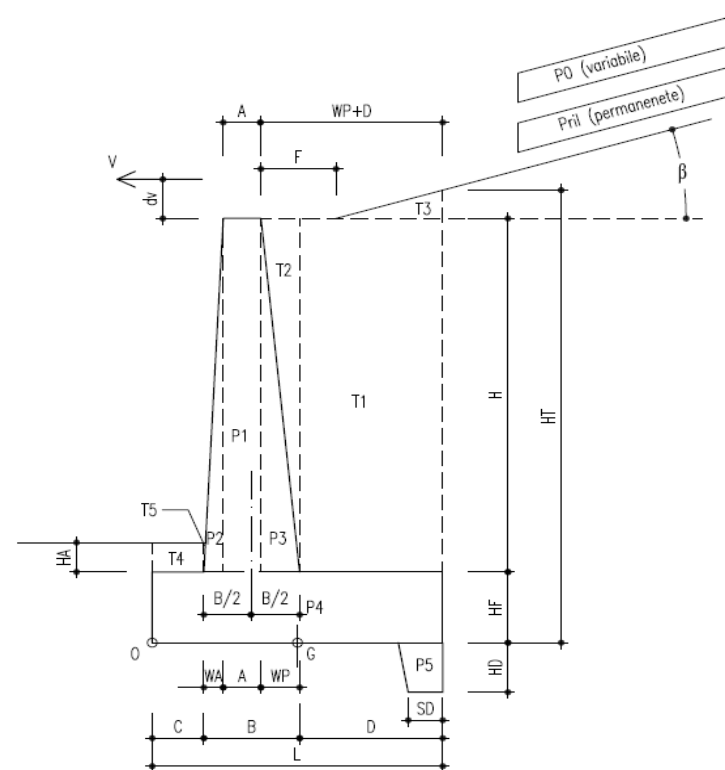


Figura 1 - Geometria muro

MURO H = 4.50 m

AZIONE SISMICA

a_{max} / g	β_m	kh	kv(-)	kv(+)
0.250	0.24	0.0599	-0.0300	0.0300

COEFFICIENTI DI SPINTA

in Statica	in Sismica		
Ka	V. Alto KaE (-)	V. Basso KaE(+)	
0.311	-	-	Coefficiente di spinta attiva su ELEVAZIONE (parametri caratt. del terreno (M1))
0.384	0.422	0.420	Coefficienti di spinta attiva su ELEVAZIONE (parametri ridotti del terreno (M2))
0.271	-	-	Coefficiente di spinta attiva su MURO INTERO (parametri caratt. del terreno (M1))
0.343	0.382	0.379	Coefficienti di spinta attiva su MURO INTERO (parametri ridotti del terreno (M2))

SOLLECITAZIONI (RISPETTO ESTREMO DI VALLE DELLA FONDAZIONE)

Condizioni di carico	N [kN/m]	H [kN/m]	M [kNm/m]
PESO PROPRIO MURO	128.44	0.00	-189.09
PESO TERRENO PORTATO	214.46	0.00	-517.70
SPINTA TERRENO (coeff. M1)	0.00	70.96	124.17
SPINTA TERRENO (coeff. M2)	0.00	89.93	157.37
SPINTA SOVRACC. ACC. (coeff. M1)	0.00	28.45	74.69
SPINTA SOVRACC. ACC. (coeff. M2)	0.00	36.06	94.66
VENTO SU BARRIERA ANTIRUMORE	0.00	0.00	0.00
SPINTA SISMICA (STATICA+SISMICA verso Alto)	0.00	96.95	169.67
SPINTA SISMICA (STATICA+SISMICA verso Basso)	0.00	102.31	179.04
INERZIA (SISMA ORIZZ.)	0.00	20.54	49.59
INERZIA (SISMA VERT. verso Alto)	-10.27	0.00	21.17
INERZIA (SISMA VERT. verso Basso)	10.27	0.00	-21.17

MURO H = 4.50 m

VERIFICHE DI SICUREZZA (SLU)

Verifica allo scorrimento (Approccio 1)

Combinazione	Verifica globale muro (Piano orizzontale)				
	N kN/m	H kN/m	tanφ	N*tanφ kN/m	CS
STR 01 A1+M1+R1	342.90	134.93	0.675	231.29	1.71
GEO 01 A2+M2+R2	342.90	136.81	0.540	185.03	1.35
SIS 01 M2	332.63	117.50	0.540	179.49	1.53
SIS 02 M2	353.17	122.85	0.540	190.57	1.55

Verifica della capacità portante (Approccio 2)

Combinazione	N kN/m	M kNm/m	H kN/m	ecc (M/N) m	B' (L-2ecc) m	d (prof.) m	q (d) kN/m ²	alfa arctan(H/N)	φ °	alfaD Incl. Piano [°]	k
STR 02 A1+M1+R3	445.77	252.42	171.00	0.57	2.57	1.25	23.75	20.99	34.00	0.00	0.34
SIS 01 M2	332.63	149.00	117.50	0.45	2.80	1.25	23.75	19.46	34.00	0.00	0.34
SIS 02 M2	353.17	154.03	122.85	0.44	2.83	1.25	23.75	19.18	34.00	0.00	0.34

Si adottano i coefficienti di capacità portante proposti da Vesic

Combinazione	Nq	Nγ	m	iq	iγ	bq	bγ	dq	dγ	qult kN/m ²	Rc kN/m	Rd=Rc/γR3 kN/m	CF
STR 02 A1+M1+R3	29.44	41.06	2.000	0.380	0.234	1.000	1.000	1.089	1.000	523.75	1344.74	960.53	2.15
SIS 01 M2	29.44	41.06	2.000	0.418	0.271	1.000	1.000	1.089	1.000	614.32	1722.61	1230.43	3.70
SIS 02 M2	29.44	41.06	2.000	0.425	0.277	1.000	1.000	1.089	1.000	629.65	1780.46	1271.76	3.60

Verifica a ribaltamento (EQU+M2)

Combinazione	M Rib kN/m	M Sta kNm/m	CS
EQU 01 EQU+M2	315.10	636.12	2.02
SIS 01 M2	240.44	706.80	2.94
SIS 02 M2	207.46	706.80	3.41

MURO H = 4.50 m

VERIFICHE STRUTTURALI DELL'ELEVAZIONE (Approccio 1 - Combinazione 1)

Verifica a presso-flessione Sezione a base elevazione

Base mm	Altezza mm	d mm	Aa,el mm ² /m
1000	750	690	1005

Combinazione	N kN/m	M kNm/m	ε_c	ε_s	ξ	Nc kN/m	Ns kN/m	NRd kN/m	MRd kNm/m	CS
STR 01 A1+M1+R1	59.06	215.57	-0.0035	0.0643	0.05	452.44	-393.38	59.06	287.13	1.33
STR 02 A1+M1+R1	76.78	217.28	-0.0035	0.0617	0.05	470.16	-393.38	76.78	293.26	1.35
SIS 01 M2	57.29	158.68	-0.0035	0.0645	0.05	450.68	-393.38	57.29	286.52	1.81
SIS 02 M2	60.83	165.58	-0.0035	0.0640	0.05	454.21	-393.38	60.83	287.74	1.74

Verifica a taglio Sezione a distanza Yv = 0.69 m da base elevazione

Base mm	Altezza mm	d mm	Aa,el mm ² /m
1000	681	621	1005

Combinazione	N kN/m	V kN/m	σ_{cp} N/mm ²	k	η_{min}	ρ_l	VRd kN/m	VRd min kN/m	VRd kN/m	CS
STR 01 A1+M1+R1	59.06	90.76	0.07	1.57	0.36	0.0016	199.71	232.10	232.10	2.56
STR 02 A1+M1+R1	76.78	90.76	0.09	1.57	0.36	0.0016	201.62	234.02	234.02	2.58
SIS 01 M2	57.29	69.33	0.07	1.57	0.36	0.0016	199.52	231.91	231.91	3.35
SIS 02 M2	60.83	72.46	0.07	1.57	0.36	0.0016	199.90	232.29	232.29	3.21

MURO H = 4.50 m

VERIFICHE STRUTTURALI DELLA FONDAZIONE (Approccio 1 - Combinazione 1)

Base mm	Altezza mm	d mm	Aa,ant mm ² /m	Aa,pos mm ² /m
1000	750	690	1005	1005

SUOLA ANTERIORE (modello tirante-puntone, vedi figura 2)

Combinazione	N1 kN/m	N2 kN/m	t1 m	t2 m	T kN/m	σ_s N/mm ²	CS
STR 01 A1+M1+R1	74.15	8.81	0.63	0.75	76.73	76.3	5.13
STR 02 A1+M1+R1	112.15	16.82	0.63	0.75	119.87	119.2	3.28
SIS 01 M2	75.36	9.93	0.63	0.75	79.05	78.6	4.98
SIS 02 M2	80.51	10.26	0.63	0.75	84.08	83.6	4.68

SUOLA POSTERIORE - Verifica a taglio

Sezione a distanza $X_v = 0.69$ m da filo posteriore elevazione

Combinazione	V kN/m	σ_{cp}	k	η_{min}	ρ_l	VRd kN/m	VRd min kN/m	VRd kN/m	CS
STR 01 A1+M1+R1	69.24	0.00	1.54	0.33	0.00	195.99	230.40	230.40	3.33
STR 02 A1+M1+R1	121.60								1.89
SIS 01 M2	75.32								3.06
SIS 02 M2	78.34								2.94

SUOLA POSTERIORE - Verifica a flessione

Sezione a filo posteriore elevazione

Combinazione	M kNm/m	ε_c	ε_s	ξ	Nc kN/m	Ns kN/m	NRd kN/m	MRd kNm/m	CS
STR 01 A1+M1+R1	112.62	-0.0035	0.0661	0.0503	-393.38	393.38	0.00	265.97	2.36
STR 02 A1+M1+R1	198.01								1.34
SIS 01 M2	122.56								2.17
SIS 02 M2	127.46								2.09

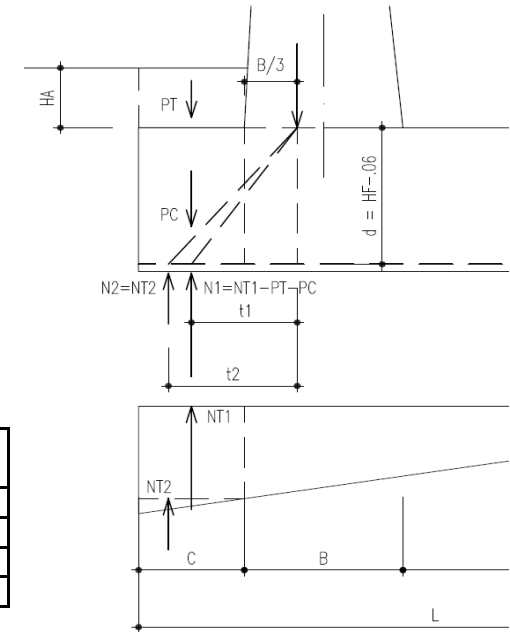


Figura 2 - Mensola anteriore
Modello tirante - puntone

MURO H = 4.50 m

VERIFICHE A FESSURAZIONE (SLE)

Elevazione

Condizioni ambientali Ordinarie

Combinazione	N <i>kN/m</i>	M <i>kNm/m</i>	y <i>mm</i>	Jx <i>mm⁴</i>	σ_c <i>N/mm²</i>	σ_a <i>N/mm²</i>	σ_{max} <i>N/mm²</i>	CS
FREQ Frequente	59.06	141.85	129	5.46E+09	3.36	218.48	280.00	1.28
QPERM QuasiPerm	59.06	94.90	129	5.46E+09	2.25	146.17	240.00	1.64

Fondazione: Suola anteriore

Condizioni ambientali Ordinarie

Combinazione	T <i>kN/m</i>	σ_a <i>N/mm²</i>	σ_{max} <i>N/mm²</i>	CS
FREQ Frequente	82.67	82.23	280.00	3.41
QPERM QuasiPerm	64.96	64.61	240.00	3.71

Fondazione: Suola posteriore

Condizioni ambientali Ordinarie

Combinazione	N <i>kN/m</i>	M <i>kNm/m</i>	y <i>mm</i>	Jx <i>mm⁴</i>	σ_c <i>N/mm²</i>	σ_a <i>N/mm²</i>	σ_{max} <i>N/mm²</i>	CS
FREQ Frequente	0.00	127.84	129	5.46E+09	3.03	196.90	280.00	1.42
QPERM QuasiPerm	0.00	82.39	129	5.46E+09	1.95	126.90	240.00	1.89