

COMUNE DI TORINO



CITTA' DI TORINO

TRANVIE DI TORINO - LINEA 4

**MODIFICA DEL CAPOLINEA DI FALCHERA CON LA REALIZZAZIONE
DI UN ANELLO DI RITORNO**

**PROGETTO DI FATTIBILITA'
TECNICO ECONOMICA**

INFRA.TO
infrastrutture per la mobilità

GTT
GRUPPO TORINESE TRASPORTI

IL PROGETTISTA

STAZIONE
APPALTANTE

Ing. F. Calamusa
Ordine degli Ingegneri
della Provincia di Torino
n. B131

R.U.P. GTT
Geom. A. Bazzan

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

ELABORATO

REV.

int.

est.

SCALA

DATA

TT04FAC0FZOOGENR004

0

0

07/06/2024

AGGIORNAMENTI

REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	CONTROL.	APPROV.	VISTO
00	EMISSIONE	06/2024	ECa	Faz/FRI	FCa	ABa

GRUPPO DI PROGETTAZIONE

CSP

Infr. tranviaria e computi: Geom. P. Massaglia

Impianti di trazione: P.I. I. Giammo'

Rilievi: Geom. P. Massaglia; Geom. G. Macri

Geologia e archeologia: Dott. S. Strippoli

Ambiente: Dott.ssa P. Merafina

Sicurezza e cantieri: Ing. F. Cocito; Arch. L. Rizzo

Strutture: Ing. E. Cadamauro; Ing. P. DeMartini

Sis. Superficiali: Arch. D. Lamberti

Ing. F. Cocito

SOMMARIO

1	PREMESSA	2
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
3	MATERIALI	3
4	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	4
5	CARATTERIZZAZIONE SISMICA	4
6	ANALISI DEI CARICHI.....	8
7	COMBINAZIONI DELLA AZIONI	10
8	VERIFICHE DI SICUREZZA	12
9	DATI DI INPUT	16
10	CALCOLO DELLA SPINTA	20
11	VERIFICHE GEOTECNICHE	26
12	VERIFICHE STRUTTURALI – SLU.....	39
13	VERIFICHE A FESSURAZIONE	44
14	VERIFICHE DELLE TENSIONI	47
15	ALLEGATI.....	50

1 PREMESSA

La presente relazione riguarda il predimensionamento di un muro di sostegno a mensola in calcestruzzo armato di altezza del paramento pari a 0,85 m.

Tale opera è inquadrata nel progetto di fattibilità tecnica-economica di "Modifica capolinea Falchera con anello di ritorno" che prevede la realizzazione di un nuovo impianto tranviario per la Linea 4 di Torino.

Tra le attività previste in progetto vi è la realizzazione di opere civili connesse all'infrastruttura tranviaria tra cui muretti di contenimento in calcestruzzo armato come evidenziato nello stralcio planimetrico di seguito riportato. Per maggiori dettagli sull'opera si rimanda alla successiva fase di progettazione esecutiva.

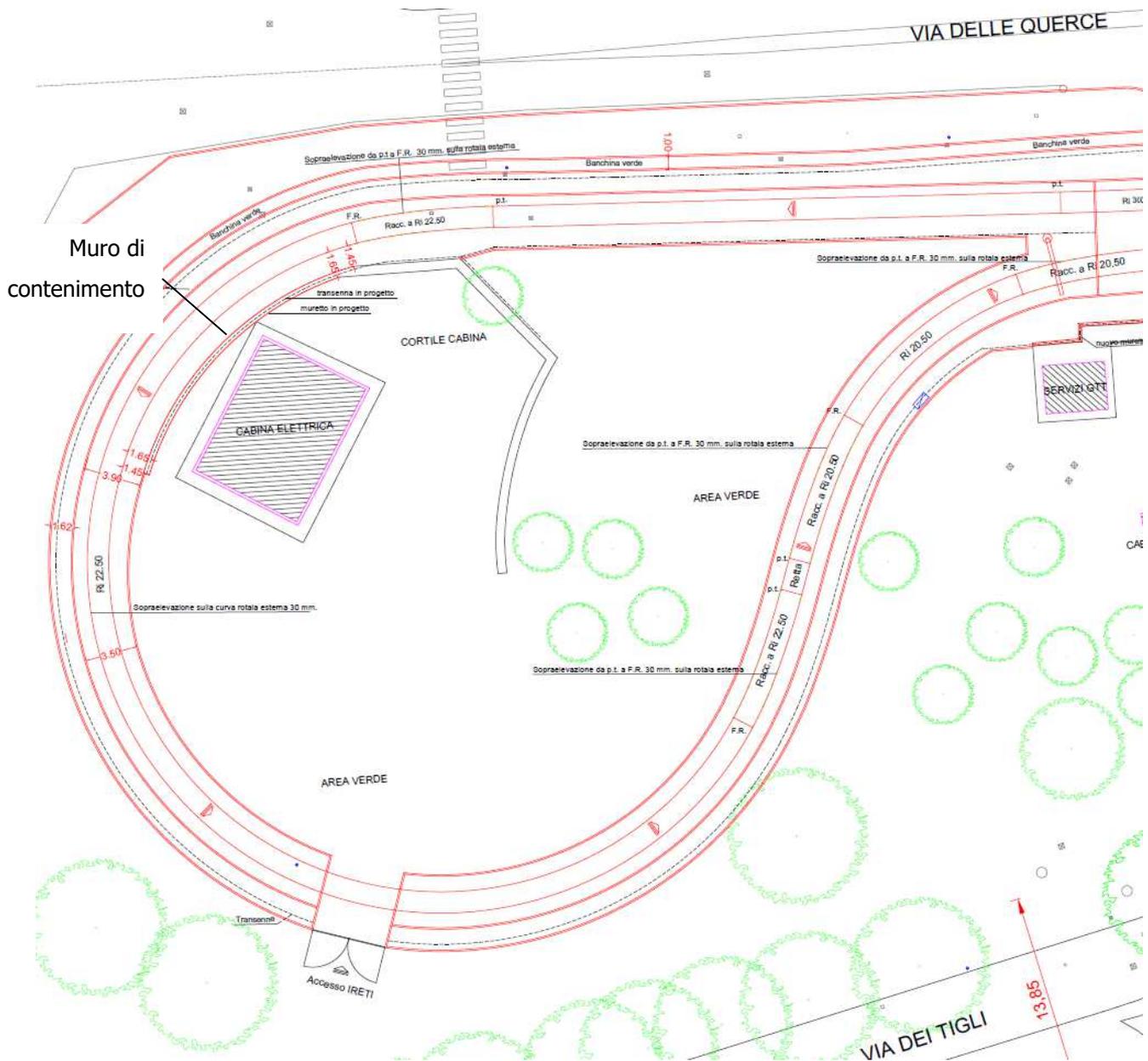


fig. planimetria di inquadramento dell'opera

	TRANVIE TORINO – LINEA 4 Modifica capolinea Falchera con anello di ritorno RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE	Pag. 3 di 50
		REV. 00

Nello studio della stabilità complessiva il muro viene trattato come un corpo rigido e vengono studiati i seguenti aspetti del suo equilibrio:

- Equilibrio a rotazione – la struttura deve avere un adeguato coefficiente di sicurezza al ribaltamento;
- Equilibrio alla traslazione orizzontale – la struttura non deve scorrere sotto l’azione delle forze orizzontali applicate;
- Equilibrio alla traslazione verticale – deve esservi un adeguato coefficiente di sicurezza nei riguardi di una rottura per carico limite della fondazione;
- Stabilità d’insieme – le modifiche alla geometria del terreno provocate dalla costruzione del muro non devono indurre una frana del pendio che coinvolga il muro, anche senza romperlo.

I calcoli relativi alla stabilità interna considerano il progetto dei vari elementi strutturali costituenti il muro, calcolando i momenti flettenti e gli sforzi di taglio nelle sezioni critiche, per poter dimensionare le stesse sezioni e le relative armature.

2 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Alla presente progettazione si applicano le seguenti norme:

- [1] DM 17 gennaio 2018: Aggiornamento delle “Norme Tecniche per le costruzioni” - NTC2018 -(GU n.42 del 20/02/2018).
- [2] Circolare esplicativa del Ministero delle infrastrutture e dei Trasporti del 21 gennaio 2019, n.7 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici recante “Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni, di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018” (GU Serie Generale n.35 del 11/02/2019 - Suppl. Ordinario n. 5).
- [3] Azioni sismiche - Spettri di risposta ver.1.03 (Software sperimentale disponibile dal sito del CSLP, <http://cslp.mit.gov.it>).
- [4] UNI EN 1992-1-1:2015 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.

3 **MATERIALI**

Calcestruzzo per fondazioni: C25/30

Classe di esposizione: XC2

Resistenza caratteristica a compressione: $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 24.90 \text{ MPa}$

Resistenza media a compressione: $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 32.90 \text{ MPa}$

Modulo elastico: $E_{cm} = 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3} = 31447.16 \text{ MPa}$

Resistenza di calcolo a compressione: $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5 = 14.11 \text{ MPa}$

Resistenza a trazione media: $f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.55 \text{ MPa}$

Resistenza a trazione: $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.79 \text{ MPa}$

Resistenza a trazione di calcolo: $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.19 \text{ MPa}$

Copriferro: $c = 50 \text{ mm}$

	TRANVIE TORINO – LINEA 4 Modifica capolinea Falchera con anello di ritorno RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE	Pag. 4 di 50
		REV. 00

Calcestruzzo per elevazioni: C30/37

Classe di esposizione: XC3

Resistenza caratteristica a compressione: $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 30.71 \text{ MPa}$

Resistenza media a compressione: $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 38.71 \text{ MPa}$

Modulo elastico: $E_{cm} = 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3} = 33019.43 \text{ MPa}$

Resistenza di calcolo a compressione: $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5 = 17.40 \text{ MPa}$

Resistenza a trazione media: $f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.94 \text{ MPa}$

Resistenza a trazione: $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.06 \text{ MPa}$

Resistenza a trazione di calcolo: $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.37 \text{ MPa}$

Copriferro: $c = 50 \text{ mm}$

Acciaio per cemento armato: B450C

Tensione a rottura caratteristica: $f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$

Tensione di snervamento caratteristica: $f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$

Tensione di snervamento di calcolo: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = f_{yk} / 1.15 = 391.3 \text{ MPa}$

Allungamento caratteristico: $\geq 7.5\%$

Modulo elastico: $E_s = 210000 \text{ MPa}$

4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Si riportano i parametri geotecnici di riferimento della unità geotecnica interessata dalla realizzazione del muro:

Unità: Terreno superficiale antropico

- Angolo di attrito del terreno: $\phi = 28^\circ$;
- peso unità di volume del terreno: $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$;
- coesione terreno: $c = 0 \text{ kPa}$.

5 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Si basa sulla mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale quantificata dall'accelerazione di picco normalizzata rispetto all'accelerazione di gravità, a_g/g , in condizioni ideali di sottosuolo rigido e superficie orizzontale, associata a diverse probabilità di superamento in 50 anni.

I valori di a_g/g sono dati su una griglia di punti equi-spaziati di 10km. Sulla stessa griglia sono dati anche in valori dei parametri caratteristici dello spettro di risposta elastico su substrato rigido (per i valori di a_g , F_o , T^*c si rimanda agli allegati A e B delle NTC) per le probabilità di superamento associate agli stati limite di

verifica previsti dalla normativa. L'azione sismica viene successivamente variata per tener conto delle modifiche prodotte dalle condizioni locali stratigrafiche del sottosuolo effettivamente presente nel sito di costruzione e dalla morfologia della superficie. Tali modifiche caratterizzano la risposta sismica locale.

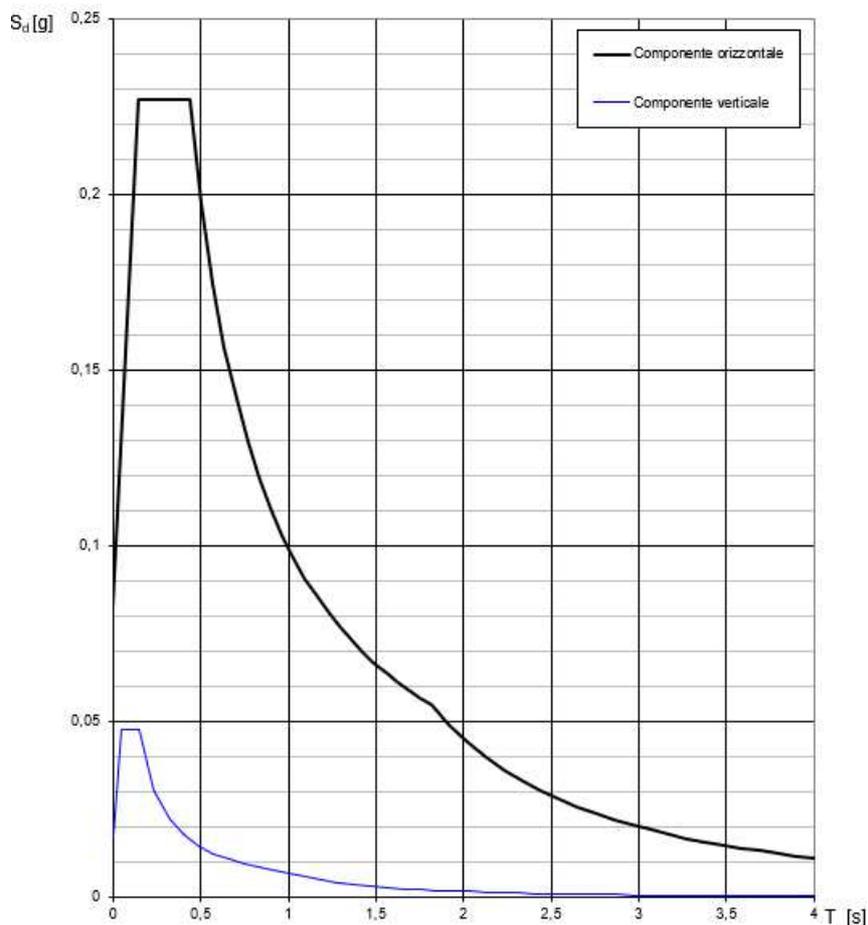
Sulla base delle caratteristiche dell'opera, sono stati scelti i seguenti parametri:

- Vita nominale: 50 anni
- Classe d'uso: II – Coefficiente $C_u = 1$

I parametri di pericolosità sismica di base sono stati elaborati a partire dalle coordinate del sito di riferimento:

- Latitudine: 45.098323°
- Longitudine: 7.695215°

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite SLV



Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,055 g
F_a	2,760
T_C	0,272 s
S_S	1,500
C_C	1,614
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,500
η	1,000
T_B	0,146 s
T_C	0,438 s
T_D	1,819 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1 / q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / \xi + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

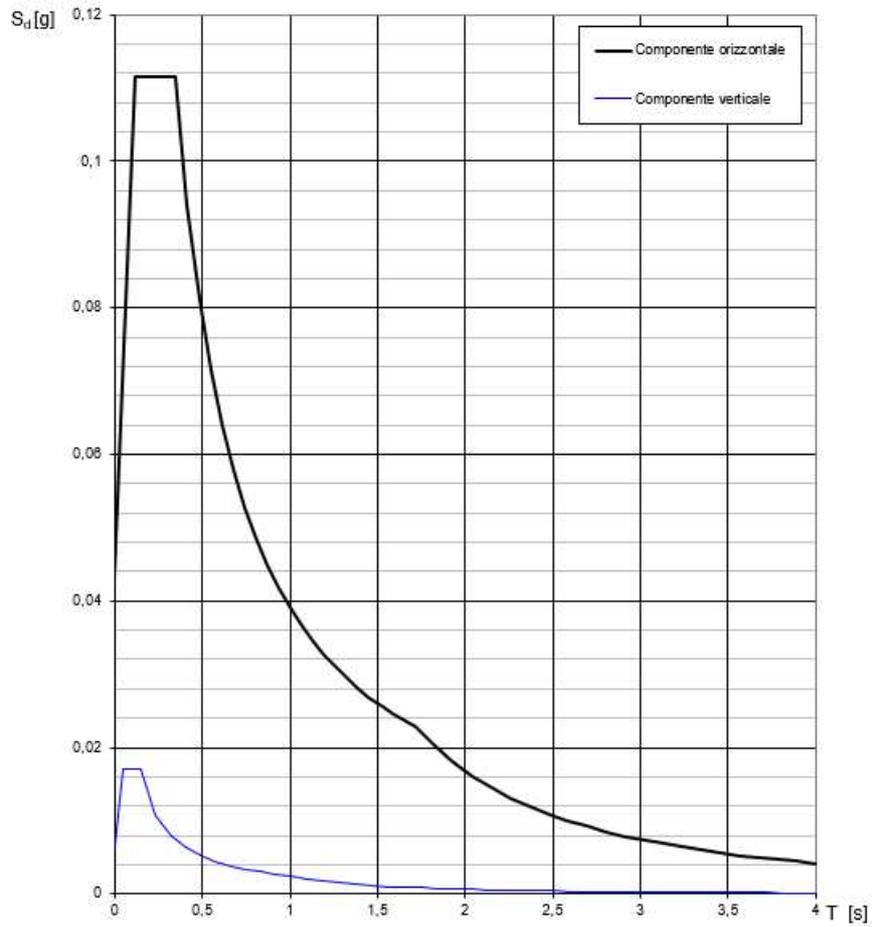
$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con ηq , dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

T [s]	Se [g]
0,000	0,082
0,146	0,227
0,438	0,227
0,504	0,197
0,570	0,175
0,636	0,157
0,702	0,142
0,767	0,130
0,833	0,120
0,899	0,111
0,965	0,103
1,030	0,097
1,096	0,091
1,162	0,086
1,228	0,081
1,293	0,077
1,359	0,073
1,425	0,070
1,491	0,067
1,556	0,064
1,622	0,061
1,688	0,059
1,754	0,057
1,819	0,055
1,923	0,049
2,027	0,044
2,131	0,040
2,235	0,036
2,339	0,033
2,442	0,030
2,546	0,028
2,650	0,026
2,754	0,024
2,858	0,022
2,962	0,021
3,065	0,019
3,169	0,018
3,273	0,017
3,377	0,016
3,481	0,015
3,585	0,014
3,688	0,013
3,792	0,013
3,896	0,012
4,000	0,011

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite SLD



Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_s	0,029 g
F_a	2,592
T_C	0,195 s
S_s	1,500
C_C	1,802
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,500
η	1,000
T_B	0,117 s
T_C	0,351 s
T_D	1,715 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; § 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_s / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_s(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

T [s]	Se [g]
0,000	0,043
0,117	0,111
0,351	0,111
0,416	0,094
0,481	0,081
0,546	0,072
0,610	0,064
0,675	0,058
0,740	0,053
0,805	0,049
0,870	0,045
0,935	0,042
1,000	0,039
1,065	0,037
1,130	0,035
1,195	0,033
1,260	0,031
1,325	0,030
1,390	0,028
1,455	0,027
1,520	0,026
1,585	0,025
1,650	0,024
1,715	0,023
1,824	0,020
1,932	0,018
2,041	0,016
2,150	0,014
2,259	0,013
2,368	0,012
2,476	0,011
2,585	0,010
2,694	0,009
2,803	0,009
2,912	0,008
3,021	0,007
3,129	0,007
3,238	0,006
3,347	0,006
3,456	0,006
3,565	0,005
3,674	0,005
3,782	0,005
3,891	0,004
4,000	0,004

6 ANALISI DEI CARICHI

I carichi da considerare sono riepilogati di seguito:

- Peso proprio della struttura e carichi permanenti portati

Il peso proprio della struttura è calcolato in base alla geometria degli elementi strutturali e al peso specifico del calcestruzzo, pari a: $\gamma = 25,0 \text{ kN/m}^3$.

In testa al muro verrà installata una transenna parapetonale del peso di 40 kg.

Si allega al presente documento la scheda tecnica della transenna.

- Spinta del terreno e del materiale di riempimento

La spinta del terreno viene calcolata considerando la pressione attiva (K_a) e la pressione passiva (K_p).

L'attrito terreno-struttura sarà considerato sul lato attivo e passivo.

L'angolo di attrito della parete è uguale a:

$$d = 2/3 \phi$$

- Spinta della falda

L'altezza della falda non interferisce con l'opera.

- Sovraccarichi accidentali

A tergo dell'opera sarà considerato un carico nastriforme di 5 kPa applicato uniformemente sul terrapieno e come spinta dal solo lato di azione del sisma.

Tale sovraccarico sarà considerato anche in fase di costruzione quale carico di cantiere.

- Azioni sui parapetti

L'altezza dei parapetti non può essere inferiore a 1,10 m.

I parapetti devono essere calcolati in base ad un'azione orizzontale di 1,5 kN/m applicata al corrimano.

- Azione sismica

Nell'analisi pseudo-statica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico orizzontale k_h e verticale k_v , valutati con le espressioni seguenti:

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

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

dove

β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata come:

$$a_{max} = S a_g = (S_S S_T) a_g$$

dove

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T);

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Nella precedente espressione, il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito è pari a:

$\beta_m = 0.38$ nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV);

$\beta_m = 0.47$ nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD).

Per muri non liberi di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m assume valore unitario.

Nel caso di muri di sostegno liberi 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. Negli altri casi si deve assumere che tale incremento sia applicato a metà altezza del muro.

Lo stato limite di ribaltamento deve essere trattato impiegando coefficienti parziali unitari sulle azioni e sui parametri geotecnici e utilizzando valori di β_m incrementati del 50% rispetto a quelli innanzi indicati e comunque non superiori all'unità.

7 COMBINAZIONI DELLA AZIONI

La verifica deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

I diversi gruppi di coefficienti sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) le verifiche si eseguono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti, (A1+M1+R1) e (A2+M2+R2), ognuna delle quali può essere critica per differenti aspetti dello stesso progetto.

Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) le verifiche si eseguono con un'unica combinazione di gruppi di coefficienti.

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

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	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_Y	γ_Y	1,0	1,0

I coefficienti di combinazione ψ_{ij} devono essere assunti come specificato nel Capitolo 2 delle NTC.

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

8 VERIFICHE DI SICUREZZA

Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)

Per ogni stato limite per perdita di equilibrio (EQU) deve essere rispettata la condizione:

$$E_{inst,d} \leq E_{stb,d}$$

dove $E_{inst,d}$ è il valore di progetto dell'azione instabilizzante, $E_{stb,d}$ è il valore di progetto dell'azione stabilizzante.

La verifica deve essere eseguita impiegando i fattori parziali per le azioni g_F riportati nella colonna EQU.

Per ogni stato limite ultimo che preveda il raggiungimento della resistenza di un elemento strutturale (STR) o del terreno (GEO) deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

essendo E_d il valore di progetto dell'azione:

$$E_d = E \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

e R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

funzione delle azioni di progetto $g_F F_k$, dei parametri geotecnici di progetto X_k/g_M e dei parametri geometrici di progetto a_d .

Il coefficiente parziale di sicurezza γ_R opera sulla resistenza del sistema.

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	$\gamma_R = 1,4$

Verifiche nei confronti delle azioni sismiche

Le verifiche agli stati limite ultimi di opere e sistemi geotecnici si riferiscono al solo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), quelle agli stati limite di esercizio si riferiscono al solo stato limite di danno (SLD).

Le verifiche degli stati limite ultimi in presenza di azioni sismiche devono essere eseguite ponendo pari a 1 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto, con i coefficienti parziali γ_R indicati nella tabella:

Verifica	Coefficiente parziale γ_R
Carico limite	1.2
Scorrimento	1.0
Ribaltamento	1.0
Resistenza del terreno a valle	1.2

Verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE)

Per ciascun stato limite di esercizio deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq C_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni nelle combinazioni di carico per gli SLE specificate e C_d è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni.

Verifiche agli stati limite per i muri di sostegno

Devono essere effettuate le verifiche con riferimento almeno ai seguenti stati limite:

SLU di tipo geotecnico (GEO):

- scorrimento sul piano di posa;
- collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno;
- ribaltamento;
- stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno.

SLU di tipo strutturale (STR):

- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo l'Approccio 1, con la Combinazione 2 (A2+M2+R2).

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3).

Nella verifica a ribaltamento i coefficienti R3 si applicano agli effetti delle azioni stabilizzanti.

Verifica a capacità portante delle fondazioni dirette

Viene valutata con la formulazione di Brinch-Hansen in tensioni efficaci:

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot g \cdot B \cdot N_g \cdot s_g \cdot d_g \cdot i_g \cdot b_g \cdot g_g$$

dove

q = sovraccarico alla profondità D ;

g = peso di volume del terreno di fondazione;

- N_c, N_q, N_γ = coefficienti di capacità portante:

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) * e^{(\pi * \tan \varphi')}$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * \tan \varphi'$$

- s_c, s_q, s_γ = fattori di forma:

$$s_c = 1 + B * N_q / (L * N_c)$$

$$s_q = 1 + B * \tan \varphi' / L$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 * B / L$$

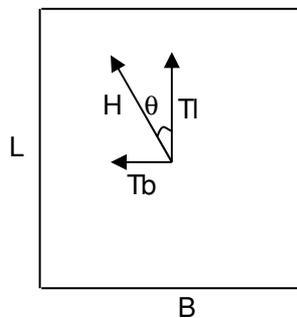
- i_c, i_q, i_γ = fattori di inclinazione del carico:

$$m_b = (2 + B / L) / (1 + B / L)$$

$$m_l = (2 + L / B) / (1 + L / B)$$

$$\theta = \arctg(T_b / T_l)$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e
 $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)



$$i_q = (1 - H / (N + B * L * c' \cot \varphi'))^m$$

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

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B * L * c' \cot \varphi'))^{(m+1)}$$

- d_c, d_q, d_γ = fattori di profondità del piano di appoggio:

per $D/B \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 / B$

per $D/B > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2) * \arctan (D / B)$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_\gamma = 1$$

- b_c, b_q, b_g = fattori di inclinazione base della fondazione:

$$b_q = (1 - \beta_f \tan \varphi')^2 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$b_\gamma = b_q$$

- g_c, g_q, g_g : fattori di inclinazione piano di campagna:

$$g_q = (1 - \tan \beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$g_\gamma = g_q$$



Si verifica la pressione massima agente:

$$q = N / B^* L^* \leq q_{lim} / \gamma_R$$

dove

D = profondità del piano di appoggio;

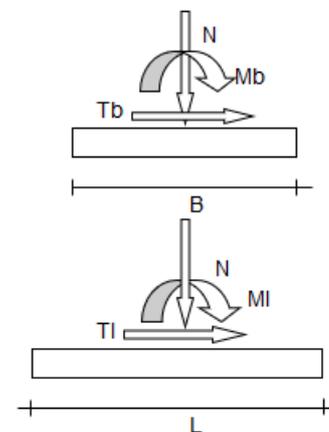
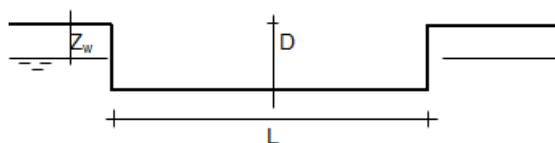
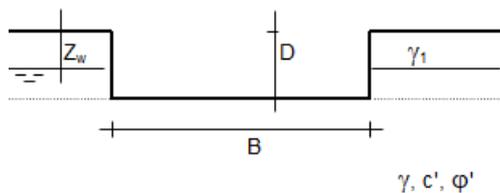
e_B = eccentricità in direzione B ($e_B = M_b/N$);

e_L = eccentricità in direzione L ($e_L = M_l/N$), per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$;

B^* = larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2e_B$);

L^* = lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2e_L$).

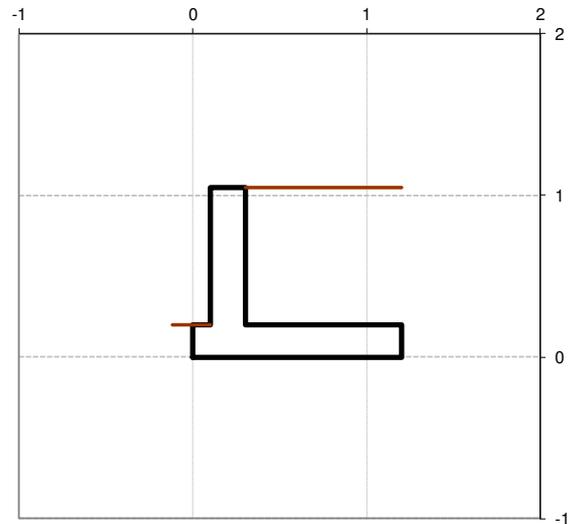
Per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza.



OPERA Muro di contenimento piattaforma tranviaria

Combinazioni coefficienti parziali di verifica

SLU	Approccio 1	comb. 1	A1+M1+R1 EQU+M2	<input type="radio"/>
		comb. 2	A2+M2+R2 EQU+M2	<input type="radio"/>
	Approccio 2		A1+M1+R3 EQU+M2	<input checked="" type="radio"/>
SLE (DM88)				<input type="radio"/>
altro				<input type="radio"/>



Peso Specifico del Calcestruzzo $\gamma_{cls} = 25,00$ (kN/m³)

Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)	SLE	altro
Permanenti	favorevole	γ_G	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,10	1,30	1,00	1,00	1,30
Variabili	favorevole	γ_Q	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole		1,50	1,50	1,30	1,00	1,50

Parametro		Coeff. Parziale	M1	M2	SLE	altro
angolo d'attrito	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	1,00	1,25	1,00	1,00
coesione	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25	1,00	1,00
resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,00	1,40	1,00	1,00
peso unità di volume	γ	γ_γ	1,00	1,00	1,00	1,00

Verifica	Coeff. Parziale	R1	R2	R3	SLE	altro
Capacità portante fondazione	γ_R	1,00	1,00	1,40	2,00	1,40
Scorrimento		1,00	1,00	1,10	1,30	1,10
Ribaltamento		1,00	1,00	1,00	1,50	1,15

				valori caratteristici		valori di progetto	
				SLE		STR/GEO	EQU
Dati Geotecnici							
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	φ'	28,00	28,00	23,04	
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ	18,00	18,00	18,00	
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	16,80	16,80	13,83	
Dati Terreno Fondazione	Condizioni <input checked="" type="radio"/> drenate <input type="radio"/> Non Drenate						
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	0,00	0,00	0,00	
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\varphi1'$	28,00	28,00	23,04	
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	$\gamma1$	18,00	18,00	18,00	
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γd	18,00	18,00	18,00	
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	H_s	2,30			
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	12000			

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0,055	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1,5	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	1	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	k_h	0,0825	(-)
	Coefficiente sismico verticale	k_v	0,0413	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare	<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no		

		SLE		STR/GEO		EQU	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0,323	0,323	0,392		
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0,378	0,378	0,453		
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0,383	0,383	0,459		
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	2,770	2,770	2,286		
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	2,634	2,634	2,162		
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	2,622	2,622	2,151		

				valori caratteristici		valori di progetto	
				SLE - sisma		STR/GEO	EQU
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	qp	0,00	0,00	0,00	
	Sovraccarico su zattera di monte <input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no						
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0,00	0,00	0,00	
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	0,30	0,30	0,27	
	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0,00	0,00	0,00	
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m ²)	q	5,00	7,50	7,50	
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	1,50	2,25	2,25	
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0,00	0,00	0,00	
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	1,65	2,48	2,48	
	Coefficienti di combinazione condizione frequente $\Psi1$			0,75	condizione quasi permanente $\Psi2$	0,00	
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m ²)	qs	0,00			
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	fs	0,03			
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	vs	0,02			
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	ms	0,00			

Coefficienti di sicurezza

	<u>Scorrimento</u>	<u>Ribaltamento</u>	<u>Carico limite</u>
Statico	1,61	2,32	1,55
Sismico	2,36	8,01	4,46

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI
Calcestruzzo

classe cls	<input type="text" value="C25/30"/>		
Rck	30	(MPa)	
fck	25	(MPa)	
fcm	33	(MPa)	
Ec	31476	(MPa)	
α_{cc}	0,85		
γ_C	1,50		
$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_C$	14,17	(MPa)	
$f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3}$	2,56	(MPa)	

Tensioni limite (tensioni ammissibili)
condizioni statiche

σ_c	11	Mpa
σ_f	360	Mpa

condizioni sismiche

σ_c	11	Mpa
σ_f	360	Mpa

Valore limite di apertura delle fessure

Frequente	<input type="text" value="w2"/>	0,3	mm
Quasi Permanente	<input type="text" value="w3"/>	0,4	mm

Acciaio

tipo di acciaio	<input type="text" value="B450C"/>		
f _{yk} =	450	(MPa)	
γ_s =	1,15		
f _{yd} = f _{yk} / γ_s / γ_E =	391,30	(MPa)	
E _s =	210000	(MPa)	
ϵ_{ys} =	0,19%		

coefficiente omogeneizzazione acciaio n = 15

Copriferro (distanza asse armatura-bordo)

c = 5,00 (cm)

Copriferro minimo di normativa (ricoprimento armatura)

 c_{min} = 2,00 (cm)

Interfero tra I e II strato

 i_{I-II} = 5,00 (cm)

10 CALCOLO DELLA SPINTA

Calcolo della spinta attiva con il metodo di Coulomb

E' basato sullo studio dell'equilibrio limite globale del sistema formato dal muro e dal prisma di terreno omogeneo retrostante l'opera e coinvolto nella rottura nell'ipotesi di parete ruvida.

Per terreno omogeneo ed asciutto il diagramma delle pressioni si presenta lineare con distribuzione:

$$P_t = K_a \gamma_t z$$

La spinta S_t è applicata ad $1/3 H$ di valore:

$$S_t = 1/2 \gamma_t H^2 K_a$$

Avendo indicato con:

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

Con valori limiti:

$$\delta < \beta - \phi - \varepsilon \quad \text{secondo Muller-Breslau}$$

γ_t = peso unità di volume del terreno;

β = inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede;

ϕ = angolo di resistenza al taglio del terreno;

δ = angolo di attrito terra-muro;

ε = inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale, positiva se antioraria;

H = altezza della parete.

Calcolo della spinta attiva con Mononobe & Okabe

Il calcolo della spinta attiva con il metodo di Mononobe & Okabe riguarda la valutazione della spinta in condizioni sismiche con il metodo pseudo-statico.

Esso è basato sullo studio dell'equilibrio limite globale del sistema formato dal muro e dal prisma di terreno omogeneo retrostante l'opera e coinvolto nella rottura in una configurazione fittizia di calcolo nella quale l'angolo ε , di inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale, e l'angolo β , di inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede, vengono aumentati di una quantità θ tale che:

$$\text{tg } \theta = k_h / (1 \pm k_v)$$

con k_h coefficiente sismico orizzontale e k_v verticale.

Effetto dovuto alla coesione

	TRANVIE TORINO – LINEA 4 Modifica capolinea Falchera con anello di ritorno RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE	Pag. 21 di 50
		REV. 00

La coesione induce delle pressioni negative costanti pari a:

$$P_c = -2c \sqrt{K_a}$$

Non essendo possibile stabilire a priori quale sia il decremento indotto nella spinta per effetto della coesione, è stata calcolata un'altezza critica Z_c come segue:

$$Z_c = 2c/\gamma \times 1/\sqrt{K_a} - (q \sin\beta/\sin(\beta+\epsilon))/\gamma$$

dove:

q = carico agente sul terrapieno.

Se $Z_c < 0$ è possibile sovrapporre direttamente gli effetti, con decremento pari a:

$$S_c = P_c H$$

con punto di applicazione pari a $H/2$.

Carico uniforme sul terrapieno

Un carico q , uniformemente distribuito sul piano campagna induce delle pressioni costanti pari a:

$$P_q = K_a q \sin\beta/\sin(\beta+\epsilon)$$

Per integrazione, una spinta pari a S_q :

$$S_q = K_a q H \sin\beta/\sin(\beta+\epsilon)$$

Con punto di applicazione ad $H/2$, avendo indicato con K_a il coefficiente di spinta attiva secondo Muller-Breslau.

Spinta attiva in condizioni sismiche

In presenza di sisma la forza di calcolo esercitata dal terrapieno sul muro è data da:

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

dove:

H = altezza muro

k_v = coefficiente sismico verticale

γ = peso per unità di volume del terreno

K = coefficienti di spinta attiva totale (statico + dinamico)

E_{ws} = spinta idrostatica dell'acqua

E_{wd} = spinta idrodinamica

Per terreni impermeabili la spinta idrodinamica $E_{wd} = 0$, ma viene effettuata una correzione sulla valutazione dell'angolo θ della formula di Mononobe & Okabe così come di seguito:

$$\text{tg } \theta = \gamma_{\text{sat}}/(\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) \times k_h/(1 \pm k_v)$$

Nei terreni ad elevata permeabilità in condizioni dinamiche continua a valere la correzione di cui sopra, ma la spinta idrodinamica assume la seguente espressione:

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

con H' altezza del livello di falda misurato a partire dalla base del muro.

Spinta idrostatica

La falda con superficie distante H_w dalla base del muro induce delle pressioni idrostatiche normali alla parete che, alla profondità z , sono espresse come segue:

$$P_w(z) = \gamma_w z$$

Con risultante pari a:

$$S_w = 1/2 \gamma_w H^2$$

La spinta del terreno immerso si ottiene sostituendo γ_t con γ'_t ($\gamma'_t = \gamma_{sat} - \gamma_w$), peso efficace del materiale immerso in acqua.

Resistenza passiva

Per terreno omogeneo il diagramma delle pressioni risulta lineare del tipo:

$$P_t = K_p \gamma_t z$$

Per integrazione si ottiene la spinta passiva:

$$S_t = 1/2 \gamma_t H^2 K_p$$

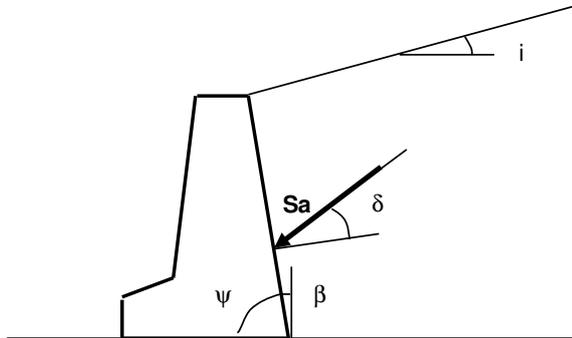
Avendo indicato con:

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

Con valori limiti di δ :

$$\delta < (\beta - \phi - \varepsilon) \text{ secondo Muller-Breslau}$$

COEFFICIENTI DI SPINTA



$$\begin{aligned} \text{per } i \leq \varphi' - \theta \quad k_a &= \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi' + \delta) \text{sen}(\varphi' - i - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta) \text{sen}(\psi + i)}} \right]^2} \\ \text{per } i > \varphi' - \theta \quad k_a &= \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta)} \\ k_p &= \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi + \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen} \varphi' \text{sen}(\varphi' + i - \theta)}{\text{sen}(\psi + i) \text{sen}(\psi + \theta)}} \right]^2} \end{aligned}$$

Coefficienti di spinta SLE

$$\varphi' = 28,0 \quad (^\circ) \quad i = 0,0 \quad (^\circ) \quad \delta = 16,80 \quad (^\circ)$$

coefficienti di spinta attiva

STATICO

$$ka = 0,3230 \quad (-) \quad kah = Ka * \cos(\delta_{sup id}) = 0,3092 \quad (-)$$

SISMICO

$$k_h = 0,0825 \quad k_v = 0,0413$$

$$\theta^+ = \arctg(k_h / (1 + k_v)) \quad \theta = 4,53 \quad (^\circ) \quad \theta^- = \arctg(k_h / (1 - k_v)) \quad \theta = 4,92 \quad (^\circ)$$

$$kas^+ = 0,3777 \quad (-) \quad kas^- = 0,3829 \quad (-)$$

coefficienti di spinta passiva

(resistenza a taglio nulla tra terreno e muro)

$$\varphi_1' = 28,00$$

$$0,488692$$

- condizioni statiche

$$kp = 2,7698 \quad (-) \quad (\text{Rankine})$$

- condizioni sismiche

$$kps^+ = 2,6343 \quad (-)$$

$$kps^- = 2,6223 \quad (-)$$

Coefficienti di spinta SLU STR/GEO

$$\varphi' = 28,00 \qquad \delta_{sup id} = 16,80 \quad (^\circ)$$

coefficienti di spinta attiva

STATICO

$$ka = 0,3230 \quad (-)$$

$$kah = Ka * \cos(\delta_{sup id})$$

$$kah = 0,3092 \quad (-)$$

SISMICO

$$kas^+ = 0,3777 \quad (-)$$

$$kas^- = 0,3829 \quad (-)$$

coefficienti di spinta passiva

(resistenza a taglio nulla tra terreno e muro)

$$\varphi_1' = 28,00$$

- condizioni statiche

- condizioni sismiche

$$kp = 2,7698 \quad (-) \quad (\text{Rankine})$$

$$kps^+ = 2,6343 \quad (-)$$

$$kps^- = 2,6223 \quad (-)$$

Coefficienti di spinta SLU EQU

$$\varphi' = 23,0 \qquad \delta_{sup id} = 13,83 \quad (^\circ)$$

coefficienti di spinta attiva

STATICO

$$ka = 0,3919 \quad (-)$$

$$kah = Ka * \cos(\delta_{sup id})$$

$$kah = 0,3805 \quad (-)$$

SISMICO

$$kas^+ = 0,4532 \quad (-)$$

$$kas^- = 0,4591 \quad (-)$$

coefficienti di spinta passiva

(resistenza a taglio nulla tra terreno e muro)

$$\varphi_1' = 23,04$$

- condizioni statiche

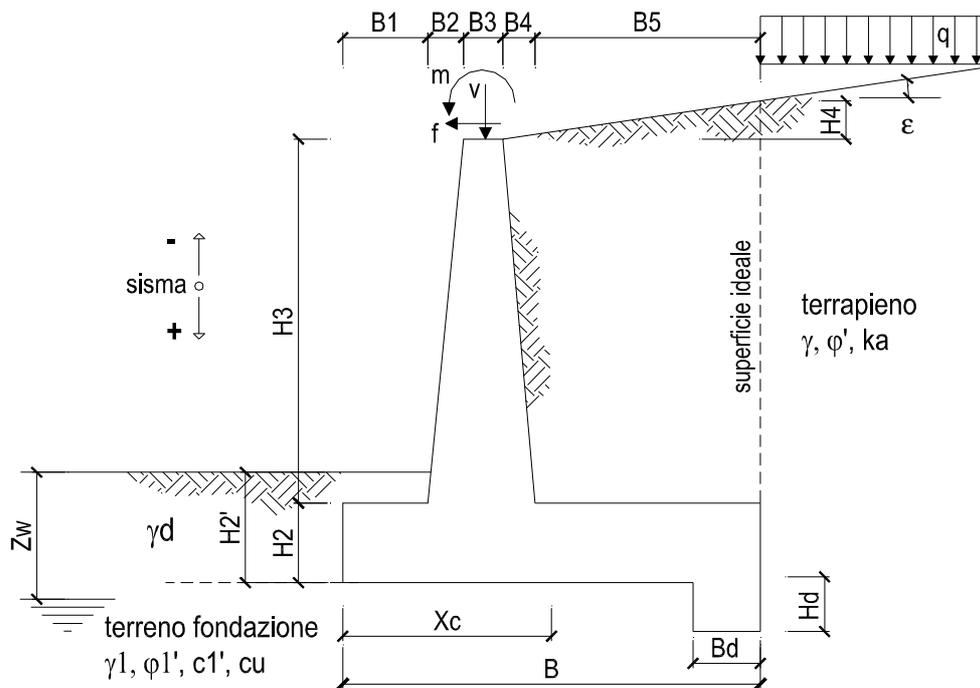
- condizioni sismiche

$$kp = 2,2864 \quad (-) \quad (\text{Rankine})$$

$$kps^+ = 2,1621 \quad (-)$$

$$kps^- = 2,1510 \quad (-)$$

11 VERIFICHE GEOTECNICHE



OPERA Eempio

DATI DI PROGETTO:

Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	0,85	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0,00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0,20	(m)
Aggetto monte	B4 =	0,00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	1,20	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0,20	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0,10	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	0,90	(m)
Altezza dente	Hd =	0,00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0,00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	0,60	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	γ_{cls} =	25,00	(kN/m ³)
---------------------------------	------------------	-------	----------------------

FORZE VERTICALI

		SLE	STR/GEO	EQU
- Peso del Muro (Pm)				
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0,00	0,00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	4,25	3,83
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0,00	0,00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	6,00	5,40
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0,00	0,00
Pm =	$Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5$	(kN/m)	10,25	9,23
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	(kN/m)	13,77	12,39
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$	(kN/m)	0,00	0,00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma)/2$	(kN/m)	0,00	0,00
Sovr =	$q_p \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	0,00	0,00
Pt =	$Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr$	(kN/m)	13,77	12,39
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	4,5	6,75
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	0	

MOMENTI DELLE FORZE VERT. RISPETTO AL PIEDE DI VALLE DEL MURO

		SLE	STR/GEO	EQU
- Muro (Mm)				
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1 + 2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	0,85	0,77
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	3,60	3,24
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	4,45	4,01
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro				
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	10,33	9,29
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	0,00	0,00
Msovr =	$Sovr \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m)	10,33	9,29
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	3,375	5,0625
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	0	

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kNm/m)	0,85
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kNm/m)	0,42

- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)

Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kNm/m)	1,14
Ptsh v =	$Pt \cdot kv$	(kNm/m)	0,57

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)

MPs1 h =	$kh \cdot Pm1 \cdot (H2 + H3/3)$	(kNm/m)	0,00
MPs2 h =	$kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)	0,22
MPs3 h =	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2 + H3/3)$	(kNm/m)	0,00
MPs4 h =	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m)	0,05
MPs5 h =	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)	0,00
MPs h =	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	0,27

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)

MPs1 v =	$kv \cdot Pm1 \cdot (B1 + 2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	0,00
MPs2 v =	$kv \cdot Pm2 \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	0,04
MPs3 v =	$kv \cdot Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4/3)$	(kNm/m)	0,00
MPs4 v =	$kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	0,15
MPs5 v =	$kv \cdot Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0,00
MPs v =	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	0,18

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)

MPts1 h =	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)	0,71
MPts2 h =	$kh \cdot Pt2 \cdot (H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)	0,00
MPts3 h =	$kh \cdot Pt3 \cdot (H2 + H3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)	0,00
MPts h =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	0,71

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)

MPts1 v =	$kv \cdot Pt1 \cdot ((H2 + H3/2) - (B - B5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0,43
MPts2 v =	$kv \cdot Pt2 \cdot ((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0,00
MPts3 v =	$kv \cdot Pt3 \cdot ((H2 + H3 \cdot 2/3) - (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0,00
MPts v =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	0,43

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

		SLE	STR/GEO	EQU	
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	3,20	4,17	4,28
Sq perm =	$q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Sq acc =	$q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m)	1,70	2,54	3,09

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m)	3,07	3,99	4,15
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	1,62	2,44	3,00

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,93	1,20	1,02
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,49	0,74	0,74

- Spinta passiva sul dente

Sp =	$\frac{1}{2} \cdot g1 \cdot Hd^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot Hd^2 \cdot kp + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H2') \cdot Hd$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
------	--	--------	------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU	
MSt1 =	$Sth \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3 - Hd)$	(kNm/m)	1,07	1,40	1,45
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kNm/m)	1,11	1,45	1,23
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$	(kNm/m)	0,85	1,28	1,57
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m)	0,59	0,88	0,88
MSp =	$\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kp / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H2') \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp + m$	(kNm/m)	1,65	2,48	2,48
Mfext2 =	$(fp + f) \cdot (H3 + H2)$	(kNm/m)	1,58	2,36	2,36
Mfext3 =	$(vp+v) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	0,06	0,06	0,05

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv \text{ perm}} + S_{qv \text{ acc}} \quad 26,26 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{th} + S_{qh} + f \quad 8,67 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg} \varphi_1' \quad 0,53 \quad (-)$$

$$\mathbf{Fs \text{ scorr.} \quad (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{1,61} \quad > \quad \mathbf{1,1}}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{\text{fext}3} \quad 13,35 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{St} + M_{Sq} + M_{\text{fext}1} + M_{\text{fext}2} + M_{Sp} \quad 5,75 \quad (\text{kNm/m})$$

$$\mathbf{Fs \text{ ribaltamento} \quad M_s / M_r \quad \mathbf{2,32} \quad > \quad \mathbf{1}}$$

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv} (+ \text{Sovr acc})$	26,26	33,01	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{th} + S_{qh} + f - S_p$	8,67	8,67	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	9,65	14,72	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c \cdot N - MM$	6,10	5,09	(kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c' N_c \cdot i_c + q_0 \cdot N_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma$$

c1'	coesione terreno di fondaz.	0,00		(kPa)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	28,00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	17,17		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d' H^2$	sovraccarico stabilizzante	3,60		(kN/m ²)
e = M / N	eccentricità	0,23	0,15	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	0,74	0,89	(m)

I valori di Nc, Nq e Ng sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	14,72		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi')$	(2+ π in cond. nd)	25,80		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\phi')$	(0 in cond. nd)	16,72		(-)

I valori di ic, iq e i γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

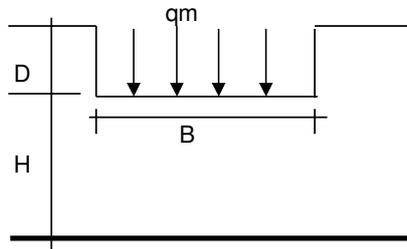
$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \text{cotg}(\phi')))^m$	(1 in cond. nd)	0,45	0,54	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,41	0,41	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \text{cotg}(\phi')))^{m+1}$		0,30	0,30	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

q _{lim}	(carico limite unitario)	55,45	60,49	(kN/m ²)
------------------	--------------------------	-------	-------	----------------------

FS carico limite	F = q_{lim} * B* / N	Nmin	1,55	>	1,4
		Nmax	1,63	>	

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * q_m * B^* / E \quad (\text{Christian e Carrier, 1976})$$

N	25,61	(kN/m)
M	3,92	(kNm/m)
e=M/N	0,15	(m)
B*	0,89	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione

D =	0,20	(m)
D/B*	0,22	(m)
Hs/B*	2,57	(m)

Carico unitario medio (qm)

$$q_m = N / (B - 2 * e) = N / B^* = 29,37 \quad (\text{kN/mq})$$

Coefficiente di forma $\mu_0 = f(D/B)$

$$\mu_0 = 0,952 \quad (-)$$

Coefficiente di profondità $\mu_1 = f(H/B)$

$$\mu_1 = 0,78 \quad (-)$$

Cedimento della fondazione

$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * q_m * B^* / E = 1,62 \quad (\text{mm})$$

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU	
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	3,20	3,20	3,89
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^+ - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	0,70	0,70	0,79
Ssq1 perm=	$qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1 acc =	$qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	3,07	3,07	3,78
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,67	0,67	0,77
Ssq1h perm=	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1h acc=	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,93	0,93	0,93
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,20	0,20	0,19
Ssq1v perm=	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1v acc=	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Spinta passiva sul dente

Sp=	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (1+kv) \cdot Hd^2 \cdot kps^+ + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1 \cdot (1+kv) \cdot kps^+ \cdot H2') \cdot Hd$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
-----	--	--------	------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU	
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	1,07	1,07	1,32
MSst1 sism=	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	0,23	0,23	0,27
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	1,11	1,11	1,12
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	0,24	0,24	0,23
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSp =	$\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kps^+ / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1 \cdot kps^+ \cdot H2') \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp+ms$	(kNm/m)		0,00
Mfext2 =	$(fp+fs) \cdot (H3 + H2)$	(kNm/m)		0,03
Mfext3 =	$(vp+vs) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)		0,06

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} \quad 26,46 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} \quad 5,75 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg} \phi' \quad 0,53 \quad (-)$$

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{2,45} \quad > \quad \mathbf{1,1}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 14,84 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{Sst} + M_{Sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts} \quad 0,65 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad \mathbf{22,86} \quad > \quad \mathbf{1}$$

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv + (Sovr\ acc)$	26,46	26,46	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh - Sp$	5,75		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	14,48	14,48	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$Xc * N - MM$	1,39	1,39	(kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$q_{lim} = c'Nc'ic + q_0 * Nq * iq + 0,5 * \gamma_1 * B * N\gamma * i\gamma$

c1'	coesione terreno di fondaz.	0,00		(kN/mq)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	28,00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	17,17		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d * H2'$	sovraccarico stabilizzante	3,60		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0,05	0,05	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	1,09	1,09	(m)

I valori di Nc, Nq e N γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$Nq = tg^2(45 + \phi'/2) * e^{(\pi * tg(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	14,72		(-)
$Nc = (Nq - 1) / tg(\phi')$	(2 + π in cond. nd)	25,80		(-)
$N\gamma = 2 * (Nq + 1) * tg(\phi')$	(0 in cond. nd)	16,72		(-)

I valori di ic, iq e i γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$iq = (1 - T / (N + B * c' * cotg(\phi')))^m$	(1 in cond. nd)	0,61	0,61	(-)
$ic = iq - (1 - iq) / (Nq - 1)$		0,58	0,58	(-)
$i\gamma = (1 - T / (N + B * c' * cotg(\phi')))^{m+1}$		0,48	0,48	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

q_{lim}	(carico limite unitario)	107,81	107,81	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} * B^* / N$	Nmin	4,46	>	1,4
		Nmax	4,46	>	

CONDIZIONE SISMICA -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU	
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	3,20	3,20	3,89
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (1 - k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_{as} - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	0,44	0,44	0,48
Ssq1 perm =	$q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1 acc =	$q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	3,07	3,07	3,78
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,42	0,42	0,47
Ssq1h perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1h acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,93	0,93	0,93
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,13	0,13	0,11
Ssq1v perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1v acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (1 - k_v) \cdot H_d^2 \cdot k_{ps} + (2 \cdot c_1 \cdot k_{ps}^{-0.5} + \gamma_1 \cdot (1 - k_v) \cdot k_{ps} \cdot H_2) \cdot H_d$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
--	--------	------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU	
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + h_d) / 3 - h_d)$	(kNm/m)	1,07	1,07	1,32
MSst1 sism =	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$	(kNm/m)	0,15	0,15	0,16
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	1,11	1,11	1,12
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	0,15	0,15	0,14
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSp =	$\gamma_1 \cdot H_d^3 \cdot k_{ps} / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_{ps}^{-0.5} + \gamma_1 \cdot k_{ps} \cdot H_2) \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$m_p + m_s$	(kNm/m)		0,00
Mfext2 =	$(f_p + f_s) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m)		0,03
Mfext3 =	$(v_p + v_s) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m)		0,06

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} \quad 24,40 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} \quad 5,50 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg} \phi' \quad 0,53 \quad (-)$$

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{2,36} \quad > \quad \mathbf{1,1}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 14,84 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts} \quad 1,85 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad \mathbf{8,01} \quad > \quad \mathbf{1}$$

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$	24,40	24,40	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	5,50		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	13,26	13,26	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c \cdot N - MM$	1,38	1,38	(kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$q_{lim} = c'N_c \cdot i_c + q_0 \cdot N_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma$

c_1'	coesione terreno di fondaz.	0,00		(kN/mq)
φ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	28,00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	17,17		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma_d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	3,60		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0,06	0,06	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	1,09	1,09	(m)

I valori di N_c , N_q e N_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\varphi'))}$	(1 in cond. nd)	14,72		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi')$	(2+ π in cond. nd)	25,80		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\varphi')$	(0 in cond. nd)	16,72		(-)

I valori di i_c , i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cotg \varphi'))^m$	(1 in cond. nd)	0,60	0,60	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,57	0,57	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cotg \varphi'))^{m+1}$		0,46	0,46	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	104,30	104,30	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	4,65	>	1,4
		Nmax	4,65	>	

12 VERIFICHE STRUTTURALI – SLU

Verifica allo Stato Limite Ultimo

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

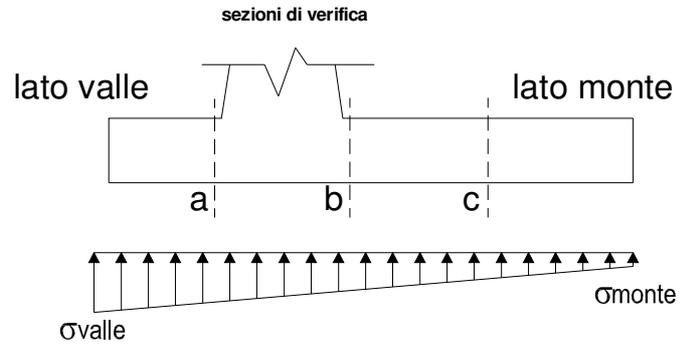
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

$$\sigma_{monte} = N / A - M / W_{gg}$$

$$A = 1.0 \cdot B = 1,20 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 0,24 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	26,26	6,10	47,62	0,00
	33,01	5,09	48,72	6,30
sisma+	26,46	1,39	27,85	16,25
	26,46	1,39	27,85	16,25
sisma-	24,40	1,38	26,09	14,58
	24,40	1,38	26,09	14,58



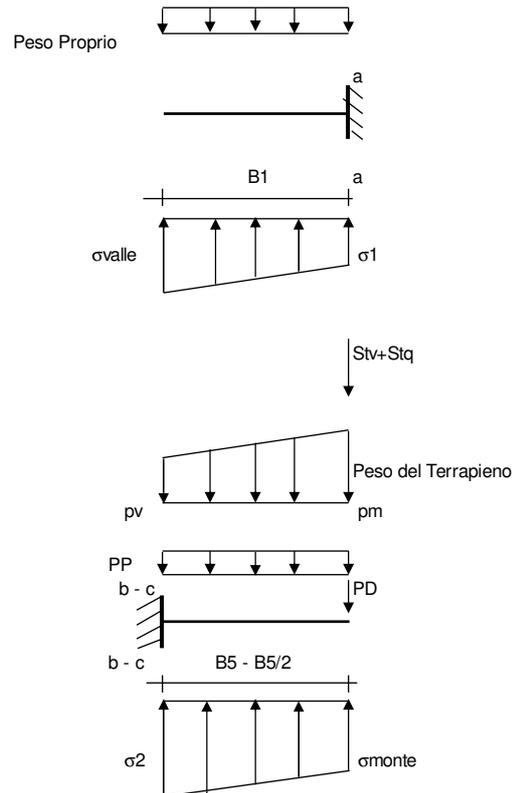
Mensola Lato Valle

$$\text{Peso Proprio.} \quad PP = 5,00 \quad (kN/m)$$

$$M_a = \sigma_1 \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B^2 / 3 - PP \cdot B^2 / 2 \cdot (1 \pm kv)$$

$$V_a = \sigma_1 \cdot B + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B / 2 - PP \cdot B \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σ_{valle}	σ_1	M_a	V_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	47,62	43,31	0,21	4,05
	48,72	45,18	0,21	4,19
sisma+	27,85	26,88	0,11	2,65
	27,85	26,88	0,11	2,65
sisma-	26,09	25,13	0,10	2,47
	26,09	25,13	0,10	2,47



Mensola Lato Monte

$$PP = 5,00 \quad (kN/m^2) \quad \text{peso proprio soletta fondazione}$$

$$PD = 0,00 \quad (kN/m) \quad \text{peso proprio dente}$$

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	= 15,30	22,80	15,30	(kN/m ²)
pvb	= 15,30	22,80	15,30	(kN/m ²)
pvc	= 15,30	22,80	15,30	(kN/m ²)

$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 +$$

$$-(St_v + Sq_v) \cdot B^2 - PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B^2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H_2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2 / 2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B/2)^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B/2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B/2)^2 / 3 +$$

$$-(St_v + Sq_v) \cdot (B/2) - PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B/2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H_2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2 / 2$$

$$V_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B / 2 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B / 2 - (St_v + Sq_v) - PD \cdot (1 \pm kv)$$

$$V_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B/2) + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B/2) / 2 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B/2) / 2 - (St_v + Sq_v) - PD \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	M_b	V_b	σ_{2c}	M_c	V_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	0,00	34,67	-6,24	-6,29	15,24	-2,61	-8,39
	6,30	38,11	-6,16	-6,97	22,21	-2,51	-8,04
sisma+	16,25	24,95	-1,82	-1,61	20,60	-0,86	-2,35
	16,25	24,95	-1,82	-1,61	20,60	-0,86	-2,35
sisma-	14,58	23,21	-1,76	-1,56	18,90	-0,82	-2,28
	14,58	23,21	-1,76	-1,56	18,90	-0,82	-2,28

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$$M_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/3$$

$$M_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a_{orizz.}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a_{orizz.}}) \cdot h^2 \cdot h/2 \quad o \cdot h/3$$

$$M_q = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot q \cdot h^2$$

$$M_{ext} = m + f \cdot h$$

$$M_{inerzia} = \Sigma P_m \cdot b_i \cdot kh$$

$$N_{ext} = v$$

$$N_{pp+inerzia} = \Sigma P_m \cdot (1 \pm kv)$$

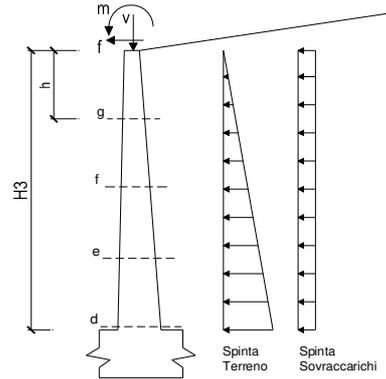
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

$$V_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a_{orizz.}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a_{orizz.}}) \cdot h^2$$

$$V_q = K_{a_{orizz.}} \cdot q \cdot h$$

$$V_{ext} = f$$

$$V_{inerzia} = \Sigma P_m \cdot kh$$



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	0,85	0,74	0,84	4,39	5,97	0,30	4,25	4,55
e-e	0,64	0,31	0,47	3,91	4,69	0,30	3,19	3,49
f-f	0,43	0,09	0,21	3,43	3,73	0,30	2,13	2,43
g-g	0,21	0,01	0,05	2,95	3,02	0,30	1,06	1,36

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	0,85	2,61	1,97	2,25	6,84
e-e	0,64	1,47	1,48	2,25	5,20
f-f	0,43	0,65	0,99	2,25	3,89
g-g	0,21	0,16	0,49	2,25	2,91

condizione sismica +

sezione	h	Mt _{stat}	Mt _{sis}	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	0,85	0,57	0,13	0,00	0,03	0,15	0,87	0,32	4,43	4,75
e-e	0,64	0,24	0,05	0,00	0,02	0,08	0,40	0,32	3,32	3,64
f-f	0,43	0,07	0,02	0,00	0,01	0,04	0,14	0,32	2,21	2,53
g-g	0,21	0,01	0,00	0,00	0,01	0,01	0,03	0,32	1,11	1,43

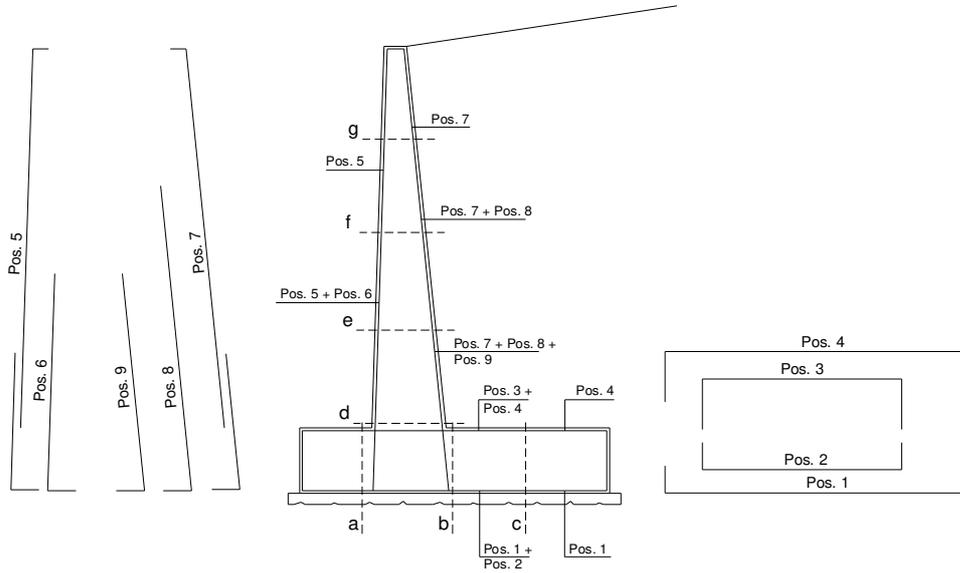
sezione	h	Vt _{stat}	Vt _{sis}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	0,85	2,01	0,46	0,00	0,03	0,35	2,85
e-e	0,64	1,13	0,26	0,00	0,03	0,26	1,68
f-f	0,43	0,50	0,11	0,00	0,03	0,18	0,82
g-g	0,21	0,13	0,03	0,00	0,03	0,09	0,27

condizione sismica -

sezione	h	Mt _{stat}	Mt _{sis}	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	0,85	0,57	0,08	0,00	0,03	0,15	0,83	0,32	4,07	4,39
e-e	0,64	0,24	0,03	0,00	0,02	0,08	0,38	0,32	3,06	3,38
f-f	0,43	0,07	0,01	0,00	0,01	0,04	0,13	0,32	2,04	2,36
g-g	0,21	0,01	0,00	0,00	0,01	0,01	0,03	0,32	1,02	1,34

sezione	h	Vt _{stat}	Vt _{sis}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	0,85	2,01	0,29	0,00	0,03	0,35	2,68
e-e	0,64	1,13	0,16	0,00	0,03	0,26	1,59
f-f	0,43	0,50	0,07	0,00	0,03	0,18	0,78
g-g	0,21	0,13	0,02	0,00	0,03	0,09	0,26

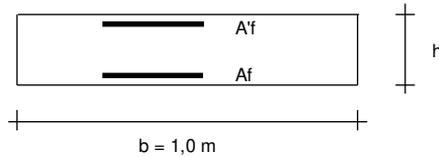
SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

pos	n°/ml	φ	Il strato	pos	n°/ml	φ	Il strato
1	5,0	12		5	5,0	12	
2	0,0	24	<input type="checkbox"/>	6	0,0	16	<input type="checkbox"/>
3	0,0	16	<input type="checkbox"/>	7	5,0	12	
4	5,0	12		8	0,0	20	<input type="checkbox"/>
				9	0,0	12	<input type="checkbox"/>

Calcola

VERIFICHE


a-a pos 1-2-3-4
 b-b pos 1-2-3-4
 c-c pos 1-4
 d-d pos 5-6-7-8-9
 e-e pos 5-6-7-8-9
 f-f pos 5-7-8
 g-g pos 5-7

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu	
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)	
a - a	0,21	0,00	0,20	5,65	5,65	34,66	calcola
b - b	-6,24	0,00	0,20	5,65	5,65	34,66	calcola
c - c	-2,61	0,00	0,20	5,65	5,65	34,66	calcola
d - d	5,97	4,55	0,20	5,65	5,65	34,92	calcola
e - e	4,69	3,49	0,20	5,65	5,65	34,86	calcola
f - f	3,73	2,43	0,20	5,65	5,65	34,80	calcola
g - g	3,02	1,36	0,20	5,65	5,65	34,74	calcola

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

Sez.	V _{Ed}	h	V _{rd}	σ staffe	i orizz.	i vert.	θ	V _{Res,d}	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	4,19	0,20	76,04	8	20	20	21,8	165,96	Armatura a taglio non necessaria
b - b	6,97	0,20	76,04	8	20	20	21,8	165,96	Armatura a taglio non necessaria
c - c	8,39	0,20	76,04	8	20	20	21,8	165,96	Armatura a taglio non necessaria
d - d	6,84	0,20	76,55	8	20	20	21,8	165,96	Armatura a taglio non necessaria
e - e	5,20	0,20	76,44	8	20	20	21,8	165,96	Armatura a taglio non necessaria
f - f	3,89	0,20	76,32	8	20	20	21,8	165,96	Armatura a taglio non necessaria
g - g	2,91	0,20	76,20	8	20	20	21,8	165,96	Armatura a taglio non necessaria

13 VERIFICHE A FESSURAZIONE

VERIFICA A FESSURAZIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

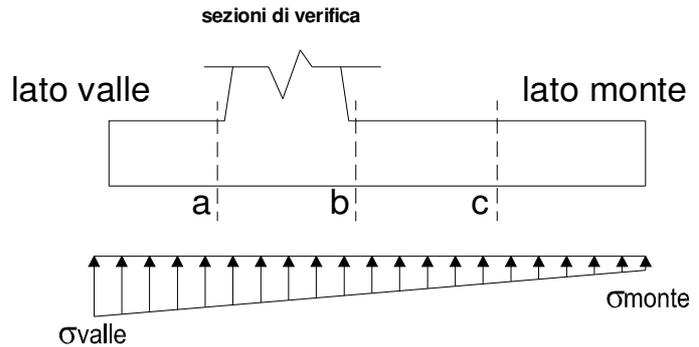
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

$$\sigma_{monte} = N / A - M / W_{gg}$$

$$A = 1.0 \cdot B = 1,20 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 0,24 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Freq.	25,61	3,92	37,66	5,03
	28,99	3,41	38,37	9,95
Q.P.	25,25	3,50	35,61	6,47
	25,25	3,50	35,61	6,47

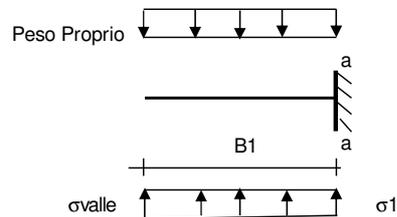


Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 5,00 (kN/m)

$$Ma = \sigma_1 \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B^2 / 3 - PP \cdot B^2 / 2 \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σ_{valle}	σ_1	Ma
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	37,66	34,94	0,16
	38,37	36,00	0,16
Q.P.	35,61	33,18	0,15
	35,61	33,18	0,15



Mensola Lato Monte

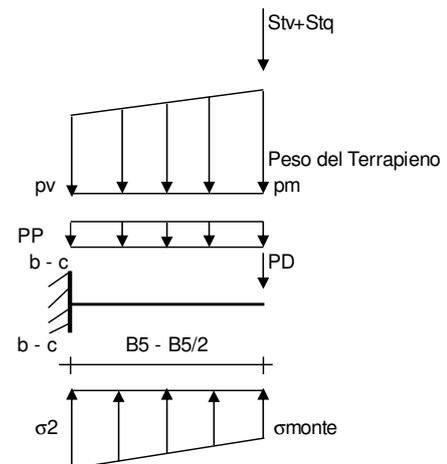
PP = 5,00 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
PD = 0,00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max Freq	N max QP	
pm	15,30	19,05	15,30	(kN/m ²)
pvb	15,30	19,05	15,30	(kN/m ²)
pvc	15,30	19,05	15,30	(kN/m ²)

$$Mb = (\sigma_{monte} - (pvb + PP)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (pm - pvb) \cdot B^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot B^2 - PD \cdot (B^2 - Bd^2) / 2 + Msp + Sp \cdot H^2 / 2$$

$$Mc = (\sigma_{monte} - (pvc + PP)) \cdot (B^2 / 2)^2 + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B^2 / 2)^2 / 6 - (pm - pvc) \cdot (B^2 / 2)^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot (B^2 / 2) - PD \cdot (B^2 / 2 - Bd^2) + Msp + Sp \cdot H^2 / 2$$

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	Mb	σ_{2c}	Mc
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	5,03	29,50	-4,05	17,27	-1,72
	9,95	31,26	-4,00	20,61	-1,65
Q.P.	6,47	28,33	-3,49	17,40	-1,45
	6,47	28,33	-3,49	17,40	-1,45



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

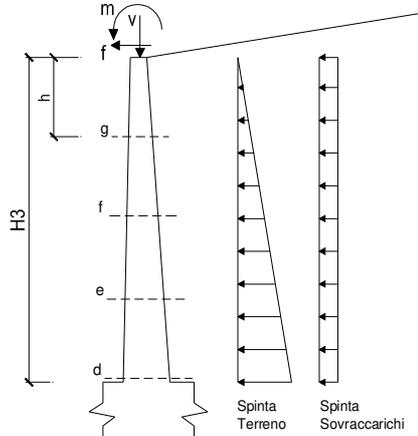
Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$$M_t = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot h/3$$

$$M_q = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot q \cdot h^2$$

$$M_{ext} = m + f \cdot h$$

$$N_{ext} = v$$



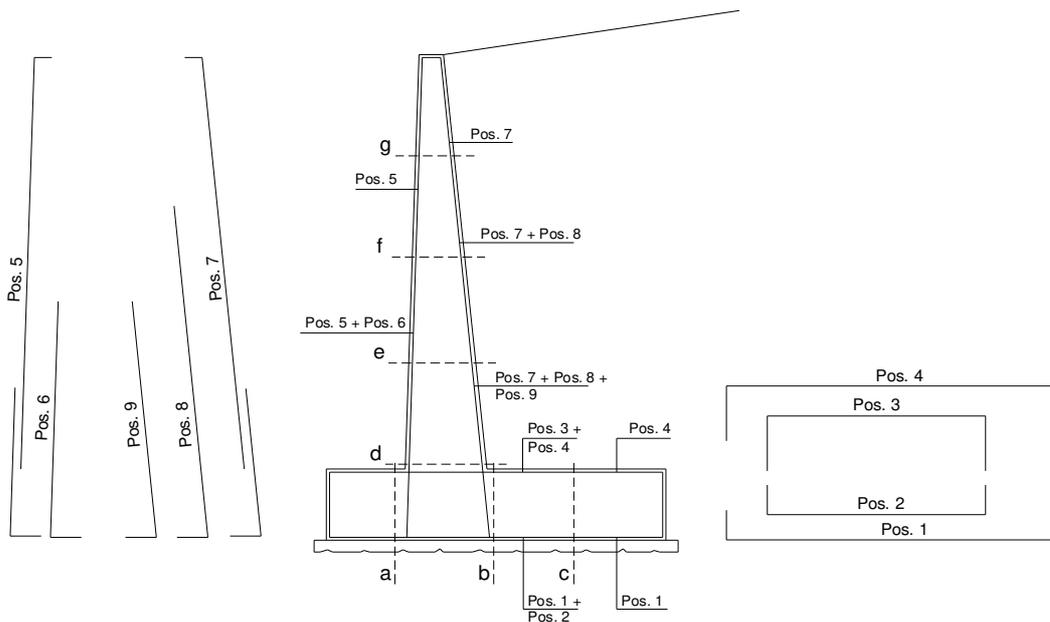
condizione Frequente

sezione	h	M _t	M _q	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	0,85	0,57	0,42	2,19	3,18	0,30	4,25	4,55
e-e	0,64	0,24	0,24	1,95	2,43	0,30	3,19	3,49
f-f	0,43	0,07	0,10	1,72	1,89	0,30	2,13	2,43
g-g	0,21	0,01	0,03	1,48	1,51	0,30	1,06	1,36

condizione Quasi Permanente

sezione	h	M _t	M _q	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	0,85	0,57	0,00	0,00	0,57	0,30	4,25	4,55
e-e	0,64	0,24	0,00	0,00	0,24	0,30	3,19	3,49
f-f	0,43	0,07	0,00	0,00	0,07	0,30	2,13	2,43
g-g	0,21	0,01	0,00	0,00	0,01	0,30	1,06	1,36

SCHEMA DELLE ARMATURE

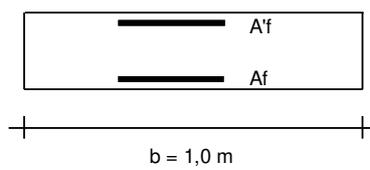


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5,0	12		5	5,0	12	
2	0,0	24	□	6	0,0	16	□
3	0,0	16	□	7	5,0	12	
4	5,0	12		8	0,0	20	□
				9	0,0	12	□

Calcola

VERIFICHE



a-a pos 1-2-3-4
b-b pos 1-2-3-4
c-c pos 1-4
d-d pos 5-6-7-8-9
e-e pos 5-6-7-8-9
f-f pos 5-7-8
g-g pos 5-7

condizione Frequente

Sez.	M	N	h	Af	Af'	σc	σf	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	0,16	0,00	0,20	5,65	5,65	0,06	2,09	0,002	0,300
b - b	-4,05	0,00	0,20	5,65	5,65	1,43	52,02	0,050	0,300
c - c	-1,72	0,00	0,20	5,65	5,65	0,60	22,06	0,021	0,300
d - d	3,18	4,55	0,20	5,65	5,65	0,73	22,86	0,022	0,300
e - e	2,43	3,49	0,20	5,65	5,65	0,57	17,91	0,017	0,300
f - f	1,89	2,43	0,20	5,65	5,65	0,45	14,51	0,014	0,300
g - g	1,51	1,36	0,20	5,65	5,65	0,36	11,86	0,011	0,300

calcola
calcola
calcola
calcola

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

condizione Quasi Permanente

Sez.	M	N	h	Af	Af'	σc	σf	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	0,15	0,00	0,20	5,65	5,65	0,05	1,92	0,002	0,400
b - b	-3,49	0,00	0,20	5,65	5,65	1,23	44,82	0,043	0,400
c - c	-1,45	0,00	0,20	5,65	5,65	0,51	18,63	0,018	0,400
d - d	0,57	4,55	0,20	5,65	5,65	0,22	4,76	0,004	0,400
e - e	0,24	3,49	0,20	5,65	5,65	0,08	0,77	0,001	0,400
f - f	0,07	2,43	0,20	5,65	5,65	0,00	-	-	0,400
g - g	0,01	1,36	0,20	5,65	5,65	0,00	-	-	0,400

calcola
calcola
sez. compressa
sez. compressa

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

14 VERIFICHE DELLE TENSIONI

VERIFICHE TENSIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

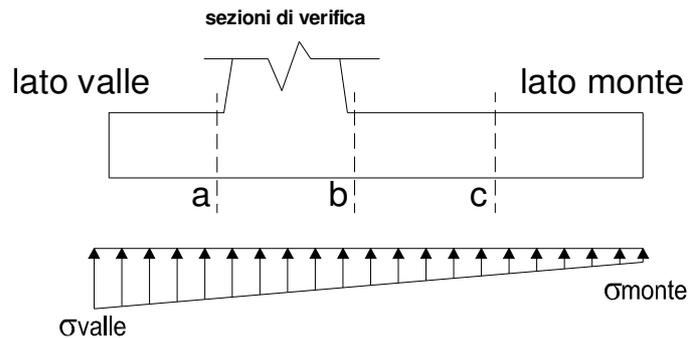
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

$$\sigma_{monte} = N / A - M / W_{gg}$$

$$A = 1.0 \cdot B = 1,20 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 0,24 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	25,74	4,20	38,96	3,94
	30,24	3,53	39,90	10,50
sisma+	26,46	1,39	27,85	16,25
	26,46	1,39	27,85	16,25
sisma-	24,40	1,38	26,09	14,58
	24,40	1,38	26,09	14,58



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$$M_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/3$$

$$M_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a \text{ orizz.}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a \text{ orizz.}}) \cdot h^2 \cdot h/2 \quad \text{o} \cdot h/3$$

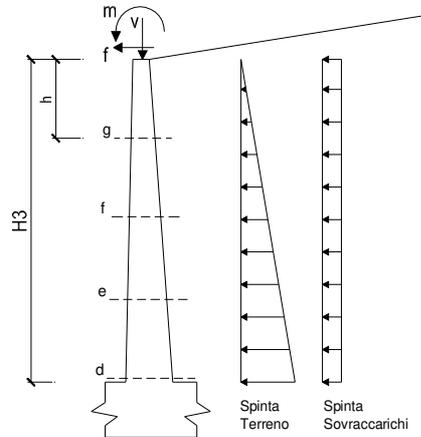
$$M_q = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz.}} \cdot q \cdot h^2$$

$$M_{\text{ext}} = m + f \cdot h$$

$$M_{\text{inerzia}} = \Sigma P m_i \cdot b_i \cdot kh \quad (\text{solo con sisma})$$

$$N_{\text{ext}} = v$$

$$N_{\text{pp+inerzia}} = \Sigma P m_i \cdot (1 \pm kv)$$



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	0,85	0,57	0,56	2,93	4,05	0,30	4,25	4,55
e-e	0,64	0,24	0,31	2,61	3,16	0,30	3,19	3,49
f-f	0,43	0,07	0,14	2,29	2,50	0,30	2,13	2,43
g-g	0,21	0,01	0,03	1,97	2,01	0,30	1,06	1,36

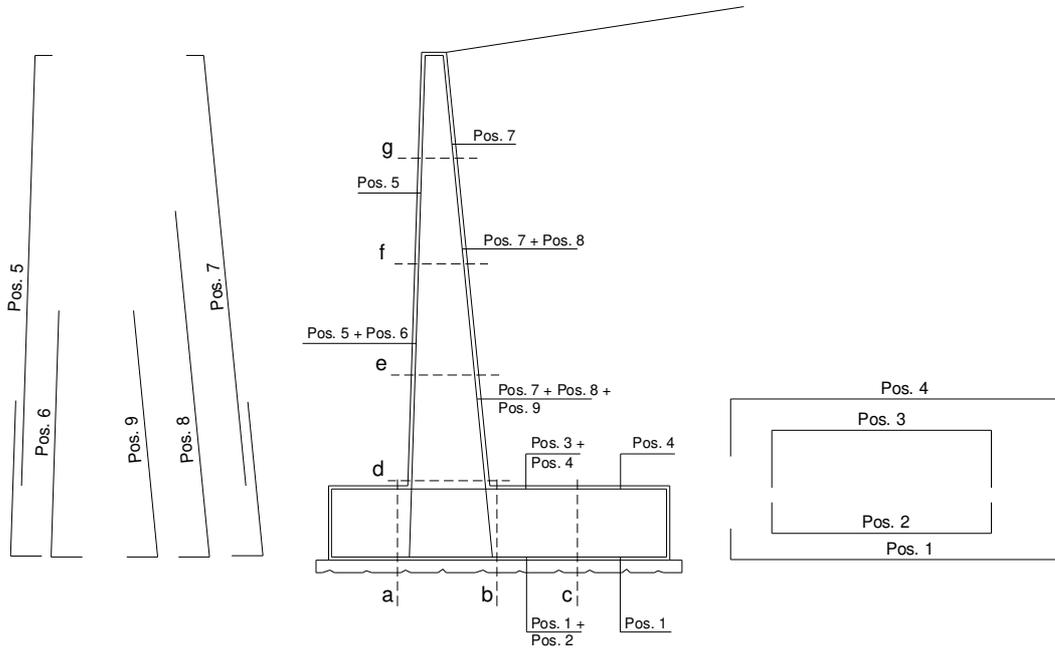
condizione sismica +

sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	0,85	0,57	0,13	0,00	0,03	0,15	0,87	0,32	4,43	4,75
e-e	0,64	0,24	0,05	0,00	0,02	0,08	0,40	0,32	3,32	3,64
f-f	0,43	0,07	0,02	0,00	0,01	0,04	0,14	0,32	2,21	2,53
g-g	0,21	0,01	0,00	0,00	0,01	0,01	0,03	0,32	1,11	1,43

condizione sismica -

sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	0,85	0,57	0,08	0,00	0,03	0,15	0,83	0,32	4,07	4,39
e-e	0,64	0,24	0,03	0,00	0,02	0,08	0,38	0,32	3,06	3,38
f-f	0,43	0,07	0,01	0,00	0,01	0,04	0,13	0,32	2,04	2,36
g-g	0,21	0,01	0,00	0,00	0,01	0,01	0,03	0,32	1,02	1,34

SCHEMA DELLE ARMATURE

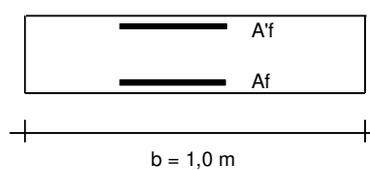


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	Il strato	pos	n°/ml	φ	Il strato
1	5,0	12		5	5,0	12	
2	0,0	24	<input type="checkbox"/>	6	0,0	16	<input type="checkbox"/>
3	0,0	16	<input type="checkbox"/>	7	5,0	12	
4	5,0	12		8	0,0	20	<input type="checkbox"/>
				9	0,0	12	<input type="checkbox"/>

Calcola

VERIFICHE



a-a pos 1-2-3-4
b-b pos 1-2-3-4
c-c pos 1-4
d-d pos 5-6-7-8-9
e-e pos 5-6-7-8-9
f-f pos 5-7-8
g-g pos 5-7

Condizione Statica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	0,17	0,00	0,20	5,65	5,65	0,06	2,19
b - b	-4,36	0,00	0,20	5,65	5,65	1,54	56,01
c - c	-1,85	0,00	0,20	5,65	5,65	0,65	23,80
d - d	4,05	4,55	0,20	5,65	5,65	0,90	28,96
e - e	3,16	3,49	0,20	5,65	5,65	0,72	23,30
f - f	2,50	2,43	0,20	5,65	5,65	0,58	19,04
g - g	2,01	1,36	0,20	5,65	5,65	0,45	15,27

calcola
calcola
calcola
calcola

Condizione Sismica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	0,11	0,00	0,20	5,65	5,65	0,04	1,44
b - b	-1,82	0,00	0,20	5,65	5,65	0,64	23,41
c - c	-0,86	0,00	0,20	5,65	5,65	0,30	11,00
d - d	0,87	4,39	0,20	5,65	5,65	0,33	8,61
e - e	0,40	3,38	0,20	5,65	5,65	0,14	2,71
f - f	0,14	2,36	0,20	5,65	5,65	0,04	0,15
g - g	0,03	1,34	0,20	5,65	5,65	0,01	-

calcola
calcola
calcola
sez. compressa

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

15 ALLEGATI

- Scheda tecnica transenna parapetonale