

ITINERARIO INTERNAZIONALE E78 S.G.C. GROSSETO – FANO
Tratto Selci Lama (E45) – S. Stefano di Gaifa
Adeguamento a 2 corsie della Galleria della Guinza (lotto 2)
e del tratto Guinza – Mercatello Ovest (lotto 3)
1° stralcio

PROGETTO ESECUTIVO

COD. AN58

PROGETTAZIONE:
RAGGRUPPAMENTO
TEMPORANEO PROGETTISTI

MANDATARIA:



MANDANTI:



sinergo

IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI
SPECIALISTICHE:

Ing. Riccardo Formichi – Società Pro Iter Srl
Ordine Ingegneri Provincia di Milano n. 18045

IL PROGETTISTA:

Ing. Alberto Rinaldi – Società Erre.vi.a. Srl
Ordine Ingegneri Provincia di Milano n. 16951

IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Massimo Mezzanzanica – Società Pro Iter Srl
Albo Geol. Lombardia n. A762

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Ing. Massimo Mangini – Società Erre.vi.a. Srl
Ordine Ingegneri Provincia di Varese n. 1502

VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO:

Dott. ing. Vincenzo Catone

PROTOCOLLO:

DATA:



07 - OPERE D'ARTE MINORI
07.05 - OS.05 - MURO IMBOCCO GALLERIA S. ANTONIO

Relazione tecnica e di calcolo

CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA
PROGETTO	LIV. PROG.	N. PROG.	T00OS05STRRE01A .pdf		
LO702M	E	2101	CODICE ELAB. T00OS05STRRE01	A	-
D					
C					
B					
A	EMISSIONE		FEBBRAIO 2023	BONASIO	RINALDI
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO APPROVATO

INDICE

1.	PREMESSA	2
2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
3.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	4
3.1	Calcestruzzo per elevazioni realizzate in opera	4
3.2	Acciaio per c.a.	4
4.	DESCRIZIONE DELLE OPERE	5
5.	ANALISI DI VERIFICA.....	7
5.1	Sezione di verifica	7
5.2	Modello geotecnico	7
5.3	Superficie piezometrica	9
5.4	Approccio normativo	9
5.4.1	Verifiche strutturali	11
5.4.1.1	Verifica di sicurezza SLU/SLV a flessione.....	11
5.4.1.2	Verifica di sicurezza SLU/SLV a taglio.....	12
5.4.1.3	Verifica di funzionalità SLE delle tensioni in esercizio	13
5.4.1.4	Verifica di funzionalità SLE a fessurazione.....	13
5.4.2	Verifiche geotecniche	15
5.5	Metodi di analisi e codice di calcolo	16
5.6	Azioni sismiche	17
5.7	Carichi	19
5.8	Risultati delle verifiche	20
5.8.1	Verifiche statiche.....	22
5.8.2	Verifiche sismiche.....	37
	ALLEGATO DI CALCOLO.....	51
	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE, COMBINAZIONE STATICA SLU A2+M2+R2	51
	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE, COMBINAZIONE SISMICA SLV M1+R2	56

1. PREMESSA

Il presente documento ha per oggetto la verifica dei muri di sostegno di sostegno previsti nei pressi dell'imbocco lato nord della Galleria Sant'Antonio, opera ricadente nell'ambito del progetto esecutivo per l'adeguamento a due corsie del tratto della Galleria della Guinza (Lotto 2°) e del Tratto Guinza – Mercatello Ovest (Lotto 3°) dell'itinerario internazionale E78 S.G.C. Grosseto - Fano.

L'intervento è localizzato tra le Regioni Umbria e Marche, nei Comuni di Parnacciano (PG) e Mercatello sul Metauro (PU). Più dettagliatamente, il 2° Lotto comprende la Galleria della Guinza, mentre il 3° Lotto comprende tutte le opere dall'uscita della Guinza sul lato marchigiano, fino al termine dell'intervento.

Le lavorazioni in oggetto sono ascrivibili al primo stralcio della messa in esercizio della Galleria Guinza, comprendente la progettazione per l'appalto delle opere non soggette ad ulteriori autorizzazioni, quali il collegamento alla viabilità esistente, ripristino delle opere esistenti, impianti nelle gallerie, sistemazione della piattaforma stradale, alloggiamento delle barriere di sicurezza sui viadotti, ecc..

Le stratigrafie riportate sui profili geologici di riferimento hanno confermato un contesto del tutto simile a quello riportato nel Progetto Definitivo.

Le profondità del contatto fra materiale sciolto (dt / r) e lapideo (FMA alterata) sono risultate più conservative rispetto al Progetto Definitivo, per tale ragione il dimensionamento delle opere è stato svolto in via cautelativa considerando la stratigrafia del Progetto Definitivo.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- DM 17.01.2018 – Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”
- CIRCOLARE 21.01.2019 n.7 - Istruzioni per l’applicazione dell’”Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”
- DM 14.01.2008 – Norme tecniche per le costruzioni
- CIRCOLARE n.617 del 2.2.2009 – Istruzioni per l’applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al DM.14.01.2008.

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

3.1 Calcestruzzo per elevazioni realizzate in opera

DEFINIZIONE DEI MATERIALI			
Calcestruzzo - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005			
Resistenza caratteristica cubica	R_{ck}	35	[MPa]
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	28	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	γ_c	1.5	[-]
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	α_{cc}	0.85	[-]
Valore medio della resistenza a compressione cilindrica	f_{cm}	36	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo	f_{ctm}	2.8	[MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 5%)	$f_{ctk;0,05}$	1.9	[MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 95%)	$f_{ctk;0,95}$	3.6	[MPa]
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo	E_{cm}	32308	[MPa]
Deformazione di contrazione nel calcestruzzo alla tensione f_c	ϵ_{c1}	0.0020	[-]
Deformazione ultima di contrazione nel calcestruzzo	ϵ_{cu}	0.0035	[-]
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo	f_{cd}	15.87	[MPa]
Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo	f_{ctd}	1.29	[MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	16.8	[MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	12.6	[MPa]

$f_{cm} = f_{ck} + 8$
$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3}$ $f_{ck} \leq 50$ [MPa] $f_{ctm} = 2,12 \ln(1 + f_{cm}/10)$ $f_{ck} > 50$ [MPa]
$f_{ctk;0,05} = 0,7 f_{ctm}$
$f_{ctk;0,95} = 1,3 f_{ctm}$
$E_{cm} = 22[f_{cm}/10]^{0,3}$ in [GPa]
$\epsilon_{c1} = 2,0 + 0,085(f_{ck} - 50)^{0,53}$ $f_{ck} \geq 50$ [MPa]
$\epsilon_{cu} = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$ $f_{ck} \geq 50$ [MPa]
$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$
$f_{ctd} = f_{ctk;0,05} / \gamma_c$
$\sigma_{c,caratt.} = 0,6 f_{ck}$
$\sigma_{c,q.p.} = 0,45 f_{ck}$

3.2 Acciaio per c.a.

Acciaio - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005			
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk}	450	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio	γ_s	1.15	[-]
Modulo di elasticità secante dell'acciaio	E_s	200000	[MPa]
Deformazione a snervamento dell'acciaio	ϵ_{yd}	0.001957	[-]
Deformazione ultima dell'acciaio	ϵ_{su}	0.01	[-]
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	f_{yd}	391.3	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]

$\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_s$
$\epsilon_{su} = 1\%$
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$
$\sigma_s = 0,8 f_{yk}$

4. DESCRIZIONE DELLE OPERE

I muri di sostegno che costituiscono l'oggetto della presente relazione sorgeranno in corrispondenza dell'imbocco nord (lato Marche) della Galleria Sant'Antonio.

I muri di interesse sono del tipo in c.a. gettati in opera, preposti a sottendere l'area in cui sorgerà il piazzale.

Di seguito si illustrano l'ubicazione planimetrica e lo schema tipologico del muro in oggetto.

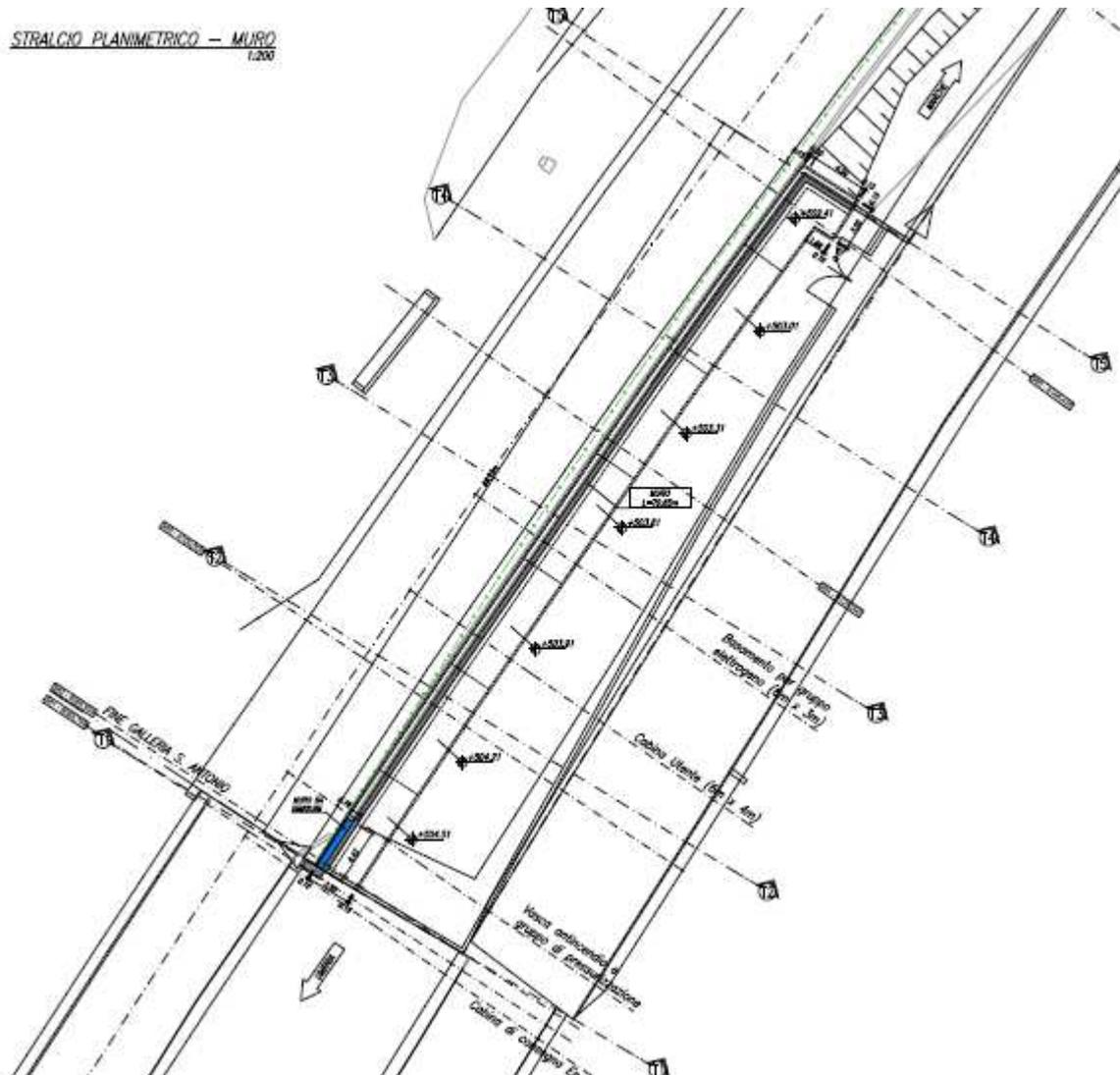


Figura 4.1 – Stralcio planimetrico.

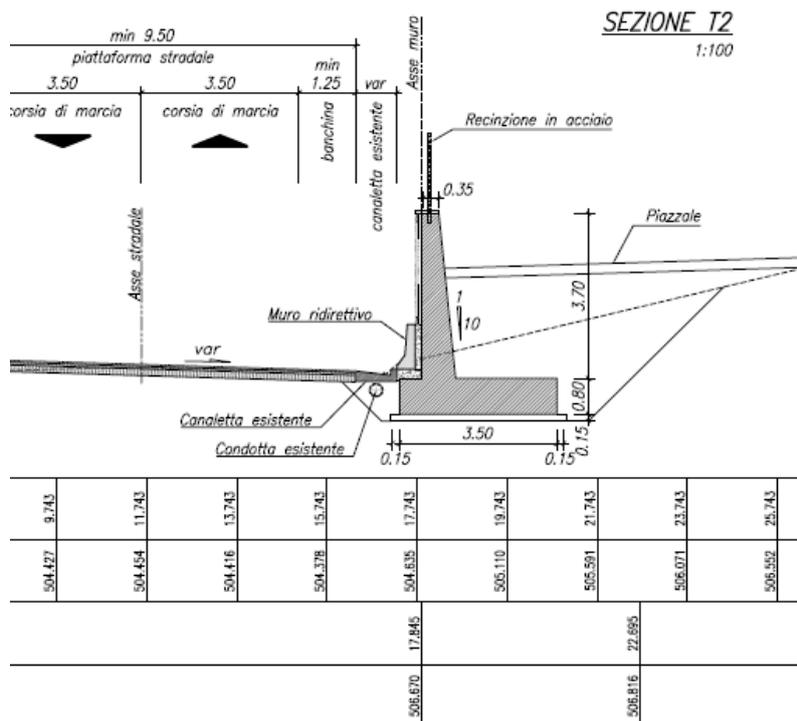


Figura 4.2 – Sezione tipo.

Il muro mantiene le stesse caratteristiche geometriche lungo l'intero intervento ed è impostato su fondazioni superficiali.

In particolare, presenta una massima altezza fuori terra pari a quella del paramento, ossia 3.7m.

Data la presenza del piazzale, il terrapieno a tergo risulta orizzontale ed in testa al muro viene installata una recinzione in acciaio.

La superficie di scavo provvisoria, realizzata in modo da assicurare la stabilità del terreno durante la costruzione del muro e prima delle operazioni di riempimento a tergo, viene profilata con pendenza $h/b=1/1$.

Per i muri è stato predisposto un sistema di drenaggio atto allo smaltimento di eventuali acque di ruscellamento/infiltrazione, consistente in un sistema di canalette sagomate opportunamente raccordate in testa all'opera, in un vespaio drenante con materiale arido a pezzatura maggiore, in un tubo microfessurato alloggiato all'interno del vespaio, adibito al convogliamento delle eventuali acque intercettate dal vespaio.

Per ulteriori dettagli si rimanda alla consultazione degli elaborati grafici allegati al progetto.

5. ANALISI DI VERIFICA

5.1 Sezione di verifica

Tenuto conto della sostanziale costanza del modello stratigrafico, meccanico e idraulico ipotizzato, della geometria della struttura di sostegno, dell'inclinazione del pendio a tergo, dell'entità dei carichi sollecitanti e della loro distanza dall'opera di sostegno, le analisi di dimensionamento dei muri sono avvenute facendo riferimento ad un unico tipologico di calcolo.

Le condizioni prese a riferimento nei calcoli sono più critiche ai fini della sicurezza dell'opera rispetto a quelle realmente occorrenti. A favore di sicurezza si è ipotizzato infatti che il rinterro eseguito a tergo agisca a tutta altezza sul paramento del muro (nella realtà il piazzale si attesta a quote inferiori rispetto alla testa del muro).

Le caratteristiche geometriche del muro sono riportate in Figura 5.1.

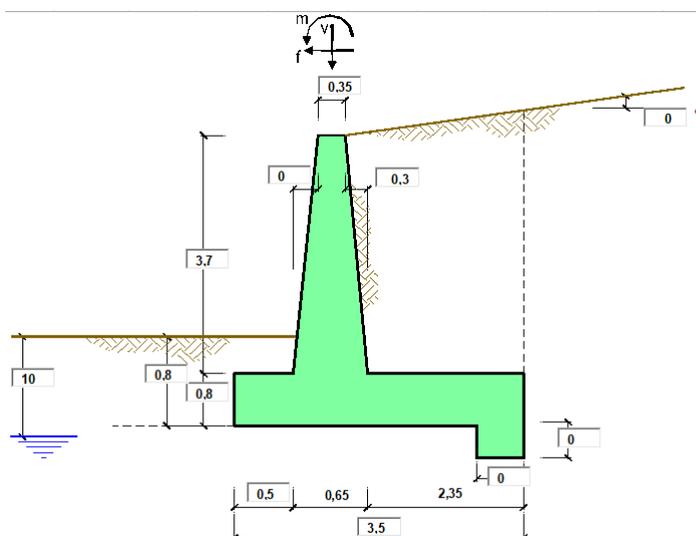


Figura 5.1 – Geometria del muro di sostegno.

5.2 Modello geotecnico

Le analisi vengono condotte in condizioni di lungo termine utilizzando i parametri di resistenza al taglio drenati.

Come legame costitutivo viene adottato il criterio di rottura di Mohr-Coulomb in termini di tensioni efficaci.

Dal punto di vista generale il riferimento è costituito dalla caratterizzazione geotecnica contenuta nell'elaborato "Relazione geotecnica" (rif. T00_GE00_GET_RE01).

A partire dai valori dei parametri geotecnici indicati nella "Relazione geotecnica", nelle **verifiche "locali" di stabilità e funzionalità dei muri** si è in definitiva adottata la stratigrafia di calcolo riassunta in Tabella 5.1.

TERRENO	UNITÀ GEOTECNICA	γ kN/m ³	M1		M2	
			c'_d kPa	ϕ'_d °	c'_d kPa	ϕ'_d °
<i>di spinta</i>	Rinterro	19.0	0	32	0	26.6
<i>di fondazione</i>	Flysch marnoso-arenaceo	21.0	0	35	0	29.3

Tabella 5.1 – Verifiche “locali” di stabilità e funzionalità: stratigrafia di calcolo e valori di progetto X_d dei parametri geotecnici.

I valori indicati in Tabella 5.1 sono da intendersi come valori di progetto X_d delle proprietà del terreno, coerentemente con il set R1 e R2 previsto dalla normativa tecnica di riferimento NTC 2018 (cfr. §5.4).

Rispetto alla parametrizzazione numerica indicata nella “Relazione Geotecnica”, nelle verifiche si è operata una significativa riduzione del valore assegnato alla coesione efficace c' del flysch, assunta nulla in luogo dei 200kPa ivi stimati: tenuto conto della superficialità delle opere in esame, esse potrebbero interessare porzioni fortemente alterate e fratturate dell’ammasso roccioso, assumendo localmente anche caratteri terrigeni.

Si è assunto per l’angolo di attrito terreno-muro $\delta_{t-m} = 2/3 \phi'$, mentre per l’angolo di attrito terreno-ciabatta di fondazione $\delta_{t-c} = \phi'$, in accordo con le indicazioni di cui al §6.5.3 di EN 1997-1, “Eurocode 7: Geotechnical design” (2004) per calcestruzzo gettato in opera.

Per le **verifiche di stabilità globale**, la Tabella 5.2 riepiloga i valori di progetto X_d delle proprietà del terreno in funzione dello stato limite preso in esame.

Unità	Color e	γ (kN/m ³)	Criterio	STABILITÀ GLOBALE					
				SLU A2+M2+R2			SLV M1+R2		
				c'_d (kPa)	ϕ'_d (°)	$S_{u,d}$ (kPa)	c'_d (kPa)	ϕ'_d (°)	$S_{u,d}$ (kPa)
Rilevato RIL		19.0	Mohr Coulomb	0	26.6	-	0	32	-
Muri C28/35		25.0	Tresca	-	-	179	-	-	250
Flysch marnoso-arenaceo FLY		21.0	Mohr Coulomb	0	29.3	-	0	35	-

Tabella 5.2 – Verifiche di stabilità globale: e valori di progetto X_d dei parametri geotecnici..

Ai muri viene assegnata fittiziamente una resistenza non drenata S_u elevata, rendendoli di fatto non attraversabili dalle superfici di scivolamento.

In Figura 5.2 viene schematizzata le stratigrafia di calcolo adottata nelle analisi.

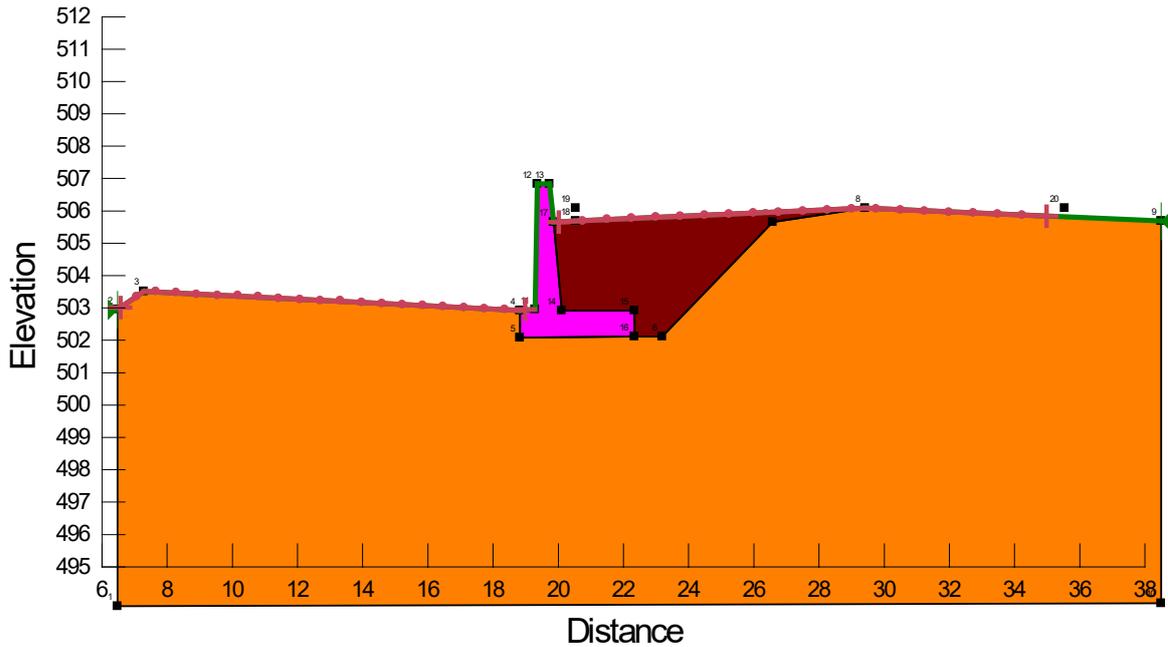


Figura 5.2 – Stratigrafia di progetto.

5.3 Superficie piezometrica

Come dettagliato in sede di “Relazione Geotecnica”, la superficie piezometrica non interviene nel “volume significativo” di sottosuolo interagente con le opere e, dunque, non viene modellata.

L’annullamento di potenziali spinte idrostatiche a tergo dell’opera, destinate da venute d’acqua localizzate e linee di drenaggio preferenziali, è in ogni caso garantita dai dispositivi drenanti predisposti per la dissipazione delle pressioni neutre, descritti al §4.

5.4 Approccio normativo

Le analisi sono state eseguite conformemente al D.M. 17 Gennaio 2018 “Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni” (NTC 2018), con il metodo degli stati limite ultimi SLU (sicurezza nei confronti della rottura) e stati limite d’esercizio SLE (valutazione degli stati di tensione, fessurazioni e deformazioni per le condizioni relative al carico di esercizio).

Con riferimento alla sicurezza delle opere, la normativa di riferimento richiede, detto R_d , il valore della resistenza di calcolo ed E_d la risultante di calcolo dei carichi, che per ciascun stato limite ultimo deve risultare:

$$R_d \geq E_d$$

Le opere devono inoltre essere verificate nei confronti degli stati limite di esercizio.

Detto C_d , il prescritto valore limite dell’effetto delle azioni ed E_d la risultante di calcolo dei carichi in condizioni di esercizio, deve risultare:

$$C_d \geq E_d$$

Vengono svolte due tipologie di verifiche:

- verifiche **strutturali**, di stabilità e funzionalità;

- verifiche **geotecniche**, di stabilità.

Le verifiche **strutturali** riguardano gli elementi costituenti il muro di sostegno, cioè la parete verticale e la ciabatta di fondazione.

Esse vengono eseguite con riferimento ai seguenti stati limite:

1. verifiche di sicurezza SLU/SLV a flessione semplice/composta;
2. verifiche di sicurezza SLU/SLV a taglio;
3. verifiche di funzionalità SLE delle tensioni in esercizio;
4. verifiche di funzionalità SLE a fessurazione.

Le verifiche **geotecniche** vengono eseguite con riferimento ai seguenti stati limite:

1. verifiche di sicurezza SLU/SLV dello scivolamento sul piano di posa;
2. verifiche di sicurezza SLU/SLV del ribaltamento;
3. verifiche di sicurezza SLU/SLV alla rottura d'insieme fondazione-terreno;
4. verifiche di sicurezza SLU/SLV della stabilità globale del complesso muro di sostegno-terreno.

Dal punto di vista generale, le analisi allo stato limite ultimo vengono condotte con riferimento tanto a condizioni statiche (SLU propriamente inteso) che sismiche (SLV).

Le verifiche di sicurezza **strutturale** vengono effettuate con riferimento all'**Approccio 2** (Combinazione A1+M1+R3 in condizioni statiche, M1+R3 nel caso sismico, nel quale i coefficienti parziali sulle azioni γ_F sono unitari).

Per le verifiche di stabilità globale dell'opera, come raccomandato dalla normativa di riferimento NTC2018, si sono adottati i criteri di verifica dei fronti di scavo e delle opere in materiali sciolti.

La valutazione del grado di sicurezza avviene dunque con riferimento a quanto disposto nell'impianto normativo al § 6.8.2 per le analisi statiche e al § 7.11.4 per le verifiche sismiche.

Per le verifiche statiche SLU si è impiegato l'Approccio Progettuale 1, Combinazione 2 (A2+M2+R2).

La valutazione del grado di sicurezza avviene, dunque, con riferimento ai valori di progetto $X_d = X_k / \gamma_M$ dei parametri di resistenza del terreno, ottenuti fattorizzando i valori caratteristici X_k a mezzo dei coefficienti parziali di sicurezza γ_M sui materiali.

Per le verifiche sismiche SLV si è impiegata una combinazione del tipo M1+R2 (cfr. § 7.11.4 di NTC2018), in cui i coefficienti amplificativi delle azioni sono assunti unitari e i parametri geotecnici vengono utilizzati con il loro valore caratteristico X_k .

Nelle analisi si è tenuto conto dei coefficienti parziali riportati in Tabella 5.3 e Tabella 5.4 (§6.2.3.1.1 e 6.2.3.1.2 del NTC2018) sulle azioni γ_F e sui parametri geotecnici γ_M , e di quelli operanti sulla resistenza globale del sistema opera-terreno rispettivamente per le verifiche di stabilità globale (Tabella 5.5, paragrafo 6.8.2 di NTC2018) e per le verifiche di resistenza esterna ed interna (Tabella 5.6).

Carichi	Effetto	Coefficiente Parziale	(A1)	(A2)
		γ_F	STR	GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.3	1.0
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0.8	0.8
	Sfavorevole		1.5	1.3
Variabili	Favorevole		0.0	0.0

	Sfavorevole	γ_{Qi}	1.5	1.3
--	-------------	---------------	-----	-----

Tabella 5.3 – Coefficienti parziali per le azioni γ_F .

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente Parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	1.0	1.25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1.0	1.25
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1.0	1.0

Tabella 5.4 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno γ_M .

Coefficiente	R2	
	SLU	SLV
γ_R	1.1	1.2

Tabella 5.5 – Coefficienti parziali sul sistema geotecnico γ_R per le verifiche di stabilità globale.

Verifica	(R3)	
	SLU	SLV
Capacità portante della fondazione	1.4	1.2
Scorrimento	1.1	1.0
Ribaltamento	1.15	1.0
Resistenza interna	1.0	1.0

Tabella 5.6 – Coefficienti parziali sul sistema geotecnico γ_R per le verifiche di portanza, scorrimento, ribaltamento, resistenza interna.

Nei successivi paragrafi vengono richiamate in dettaglio le prescrizioni normative per le verifiche strutturali (§5.4.1) e geotecniche (§5.4.2).

5.4.1 Verifiche strutturali

Nelle verifiche agli SLU/SLV, la parete da un punto di vista statico è schematizzabile come una mensola incastrata alla base in corrispondenza della ciabatta di fondazione. I carichi agenti determinano in ogni sezione uno stato di sollecitazione di flessione composta e taglio.

Nelle verifiche agli SLU/SLV, la ciabatta di fondazione da un punto di vista statico è schematizzabile come due mensole, una di monte ed una di valle, incastrate alla base in corrispondenza della sezione a filo parete verticale. I carichi agenti determinano in ogni sezione uno stato di sollecitazione di flessione semplice e taglio.

5.4.1.1 Verifica di sicurezza SLU/SLV a flessione

La verifica di resistenza SLU/SLV per flessione composta consiste nel controllare che il punto rappresentativo della coppia di valori delle azioni di calcolo forza normale N_{Ed} e momento flettente M_{Ed} derivante dalla combinazione di carico allo SLU/SLV risulti interno al dominio resistente della sezione.

Deve risultare $M_{Ed} \leq M_{Rd}$, con M_{Ed} massimo valore del momento flettente sollecitante e M_{Rd} momento resistente di progetto.

La verifica di resistenza SLU/SLV per flessione semplice consiste nel controllare che il massimo momento sollecitante M_{Ed} risulta inferiore al massimo momento resistente M_{Rd} .

5.4.1.2 Verifica di sicurezza SLU/SLV a taglio

Nella verifica di resistenza agli SLU/SLV a taglio, il valore di calcolo dell'azione tagliante resistente V_{Rd} viene determinata in accordo ai criteri di cui al §§ 4.1.2.3.5.1 e 4.1.2.3.5.2 di NTC2018, rispettivamente in assenza di specifica armatura a taglio e per una sezione dotata di specifica armatura a taglio.

Il valore di calcolo dell'azione tagliante V_{Ed} deve rispettare la condizione $V_{Rd} \geq V_{Ed}$, in cui V_{Rd} è, in prima battuta, la resistenza di calcolo a taglio in assenza di specifica armatura a taglio (cfr §4.1.2.3.5.1 NTC 2018):

$$V_{Rd} = \left\{ 0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d$$

dove:

$$k = 1 + (200/d)^{0.5} \leq 2$$

$$v_{\min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

d altezza utile della sezione (in mm)

$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d)$ rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)

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

b_w larghezza minima della sezione (in mm)

Con riferimento all'armatura trasversale, invece, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot \sin\alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) / (1 + ctg^2\theta)$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd} + V_{Rcd})$$

dove:

d altezza utile della sezione (in mm)

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

b_w larghezza minima della sezione (in mm)

A_{sw} area dell'armatura trasversale;

s interasse tra due armature trasversali consecutive;

α	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;
f'_{cd} ($f'=0.5f_{cd}$);	resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima
α_c	coefficiente amplificativo pari a 1 per membrature non compresse
	$1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}$ per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 \cdot f_{cd}$
	1,25 per $0,25 \leq \sigma_{cp} < 0,5 \cdot f_{cd}$
	$1 + 2,5 \cdot (1 - \sigma_{cp} / f_{cd})$ per $0,25 \leq \sigma_{cp} < 0,5 \cdot f_{cd}$

5.4.1.3 Verifica di funzionalità SLE delle tensioni in esercizio

Secondo quanto previsto da NTC2018 al §4.1.2.2.5 e dalla Circolare esplicativa n.617 delle NTC2008 al §C4.1.2.2.5, per la verifica allo SLE delle tensioni massime di compressione nel calcestruzzo, andrà verificato

che il valore della tensione massima nel calcestruzzo $\sigma_{c,max}$ soddisfi le relazioni:

- $\sigma_{c,max} \leq 0.45 \cdot f_{ck}$ nella combinazione quasi permanente
- $\sigma_{c,max} \leq 0.60 \cdot f_{ck}$ nella combinazione rara

in cui f_{ck} è la resistenza caratteristica cubica a compressione del cls a 28 giorni.

Occorre verificare anche che la tensione massima nelle armature $\sigma_{s,max}$ soddisfi la relazione:

$$\sigma_{s,max} \leq 0.8 \cdot f_{yk}$$

con f_{yk} tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio.

Per la definizione delle caratteristiche di resistenza dei materiali si faccia riferimento al §3, nella quale sono specificati i limiti tensionali ammissibili per i materiali di lavoro in oggetto.

5.4.1.4 Verifica di funzionalità SLE a fessurazione

La verifica a fessurazione avviene ai sensi di quanto disposto al §4.1.2.2.4 di NTC 2018.

Si valuta lo stato limite di apertura delle fessure; per la combinazione di azioni prescelta, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

- $w_1 = 0,2$ mm
- $w_2 = 0,3$ mm
- $w_3 = 0,4$ mm

Lo stato limite di fessurazione viene fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione.

Nel caso delle strutture in oggetto, si considerano condizioni ambientali ordinarie. I muri sono armati con armatura ordinaria, da considerarsi poco sensibili nei confronti della corrosione.

Di seguito si riporta la Tabella 4.1.IV del paragrafo 4.1.2.2.4.4 delle NTC2018, con i limiti di fessure per lo stato limite di esercizio considerato.

Tabella 4.1.IV – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_3$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Tabella 5.7 – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione.

Il calcolo a fessurazione è avvenuto, quindi, nel rispetto delle prescrizioni contenute in Tabella 5.8.

Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura Poco sensibile	
		stato limite	w_d
Ordinarie XC2	frequente	apertura fessure	$\leq w_3 = 0.4mm$
	quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_2 = 0.3mm$

Tabella 5.8 – Stato limite di fessurazione SLE: criteri di scelta.

Il valore di calcolo di apertura delle fessure (w_d) non deve superare i valori nominali w_1 , w_2 , w_3 secondo quanto riportato nella Tab. 4.1.IV. Il valore di calcolo è dato da:

$$w_d = 1,7 w_m$$

dove w_m , rappresenta l'ampiezza media delle fessure, calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ϵ_{sm} per la distanza media delle fessure Δ_{sm} :

$$w_m = \epsilon_{sm} * \Delta_{sm}$$

ϵ_{sm} e Δ_{sm} sono calcolati secondo le disposizioni della letteratura tecnica. In alternativa il valore di w_d può essere calcolato con la seguente espressione:

$$w_d = \epsilon_{sm} * \Delta_{smax}$$

dove:

Δ_{smax} è la distanza massima tra le fessure.

La deformazione unitaria media delle ϵ_{sm} può essere calcolata con l'espressione:

$$\epsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} (1 + \alpha_e \rho_{eff})}{E_s} \leq \frac{\sigma_s}{E_s}$$

σ_s è la tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata;

α_e è il rapporto E_s/E_{cm} ;

ρ_{eff} è pari a $A_s / A_{c,eff}$

$A_{c,eff}$ è l'area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura, di altezza $h_{c,er}$, dove $h_{c,er}$ è il minore tra $2,5 (h - d)$, $(h - x)/3$ o $h/2$ (vedere figura C4.1.9);

k_t è un fattore dipendente dalla durata del carico e vale:

Titolo relazione

$k_t = 0,6$ per carichi di breve durata,

$k_t = 0,4$ per carichi di lunga durata.

La distanza massima tra le fessure, Δ_{smax} , può essere valutata con l'espressione:

$$\Delta_{smax} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi}{\rho_{eff}}$$

Dove ϕ è il diametro delle barre.

Se nella sezione considerata sono impiegate barre di diametro diverso, si raccomanda di adottare un opportuno diametro equivalente, ϕ_{eq} . Se n_1 è il numero di barre di diametro ϕ_1 ed n_2 è il numero di barre di diametro ϕ_2 , si raccomanda di utilizzare l'espressione seguente:

$$\phi_{eq} = \frac{n_1 \phi_1^2 + n_2 \phi_2^2}{n_1 \phi_1 + n_2 \phi_2}$$

c è il ricoprimento dell'armatura;

$k_1 = 0,8$ per barre ad aderenza migliorata,

$= 1,6$ per barre lisce;

$k_2 = 0,5$ nel caso di flessione semplice,

$= 1,0$ nel caso di trazione semplice.

In caso di trazione eccentrica, o per singole parti di sezione, si raccomanda di utilizzare valori intermedi di k_2 , che possono essere calcolati con la relazione:

$$k_2 = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2) / 2\varepsilon_1$$

in cui ε_1 ed ε_2 sono rispettivamente la più grande e la più piccola deformazione di trazione alle estremità della sezione considerata, calcolate per sezione fessurata.

$k_3 = 3,4$;

$k_4 = 0,425$.

5.4.2 Verifiche geotecniche

Per le verifiche geotecniche valgono i criteri già discussi in premessa al §5.

I fattori di sicurezza dedotti dal calcolo sono il rapporto fra la resistenza del sistema geotecnico $R_d = R[\gamma_F F_k; X_k / \gamma_M; a_d]$ (ottenuta una volta amplificate le azioni, parzializzate le caratteristiche geotecniche dei terreni e tenuto conto della particolare geometria del problema a_d) e le azioni di progetto E_d e vanno confrontate col fattore di sicurezza γ_R pertinente alla specifica verifica.

Ad esempio, per le analisi di stabilità globale ciò sta a significare che, una volta amplificate le azioni e parzializzate le caratteristiche geotecniche dei terreni nei modi sopra precisati, il coefficiente di sicurezza minimo ottenuto dalla verifica viene confrontato con $\gamma_R=1.1$ in condizioni statiche e $\gamma_R=1.2$ in condizioni pseudostatiche.

5.5 Metodi di analisi e codice di calcolo

Le **verifiche di stabilità e funzionalità del muro** sono state condotte mediante l'utilizzo del foglio di calcolo MURI_DIRETTA - PROGETTI E CALCOLI DI GEOTECNICA CON EXCEL VOL 1 - ED. DEI.

Le sole **verifiche di stabilità globale** sono state realizzate con il codice di calcolo SLOPE/W, della suite di prodotti geotecnici GEOSTUDIO 2007, prodotto da GEO-SLOPE International, Ltd.

Le **verifiche di stabilità e funzionalità del muro** sono state eseguite con i classici metodi presenti diffusamente in letteratura e dettagliati nei tabulati di calcolo allegati al presente elaborato, al quale si rimanda per approfondimenti e delucidazioni. Qui di seguito si riportano solo delle opportune puntualizzazioni circa gli aspetti salienti.

Il programma calcola i coefficienti di spinta attiva K_A in condizioni statiche utilizzando l'espressione fornita da Coulomb (1776), i coefficienti di spinta attiva K_{AE} in condizioni sismiche con l'espressione fornita da Mononobe-Okabe (1926÷1929).

Riguardo le verifiche geotecniche, nelle verifiche allo scivolamento a favore di sicurezza è stata annullata la resistenza passiva agente a valle del muro.

La capacità portante è stata valutata secondo la classica formulazione di Brinch-Hansen (1970), diffusamente presente in letteratura geotecnica.

Le pressioni massime sul terreno vengono calcolate dal programma sia nel caso di sezione interamente reagente, sia nel caso di sezione parzializzata, impiegando le consuete relazioni delle sezioni pressoinflesse non resistenti a trazione.

Le verifiche di stabilità ed il calcolo delle sollecitazioni in fondazione sono effettuati considerando le azioni agenti sulla superficie verticale passante per l'estremità di monte della fondazione ("superficie ideale" di Figura 5.3).

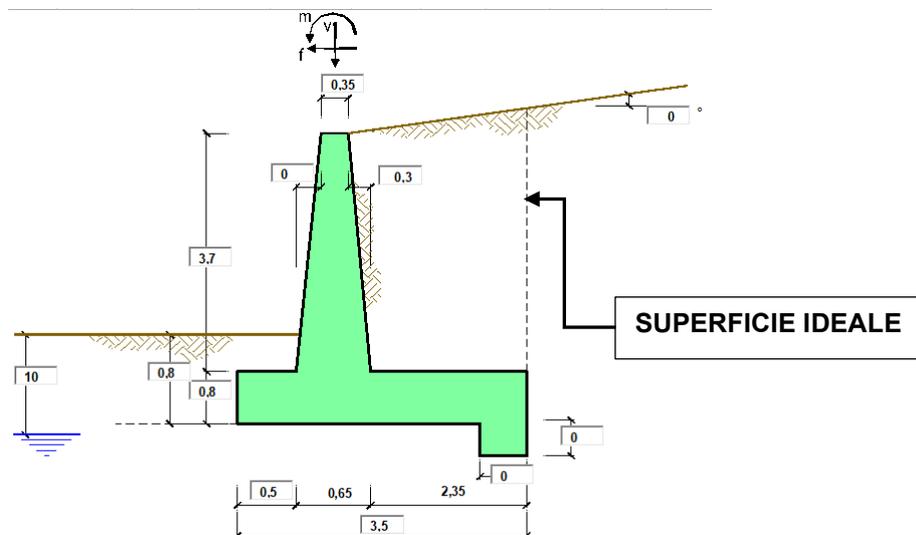


Figura 5.3 – Superficie "ideale".

Le **verifiche di stabilità globale** sono state realizzate con i metodi all'equilibrio limite.

Il codice di calcolo utilizzato è in grado di fornire una soluzione generale del problema bidimensionale di stabilità, ricavandone il coefficiente di sicurezza FS come il fattore di cui deve essere ridotta la resistenza disponibile lungo la superficie di rottura per portare la massa potenzialmente instabile in uno stato di equilibrio limite.

La valutazione del coefficiente di sicurezza viene effettuata per tentativi, generando un gran numero di superfici di scivolamento con un algoritmo pseudo-casuale.

Nelle analisi di stabilità è stato utilizzato il metodo GLE (General Limit Equilibrium – FREDLUND e KRAHN, 1977), basato sul contemporaneo equilibrio delle forze e dei momenti e facente parte della famiglia dei cosiddetti metodi delle strisce.

Il calcolo viene effettuato in modo iterativo, calcolando i fattori di sicurezza rispetto all'equilibrio globale delle forze e dei momenti (F_f e F_m), fino ad ottenere una soddisfacente convergenza dei risultati, con la restituzione di un unico coefficiente di sicurezza FS .

Le ipotesi di calcolo e i fondamenti teorici del metodo sono diffusamente presenti in letteratura, alla quale si rimanda per un inquadramento metodologico di dettaglio.

Le ipotetiche superfici di rottura sono state fornite al programma tramite delle condizioni di vincolo, consistenti in intervalli sulla superficie topografica che fissano le zone di immersione (a monte del muro) e di riaffioramento (a valle della struttura) delle superfici di scorrimento plausibili per la geometria esaminata.

Il software sottopone a verifica tutta la famiglia di superfici cinematicamente compatibili con le condizioni a contorno imposte, fino ad individuare la superficie di minima resistenza.

5.6 Azioni sismiche

Circa le analisi sismiche, si è adottato l'approccio pseudostatico, con il quale l'azione dinamica del sisma viene rappresentata con una coppia di forze statiche equivalenti all'azione inerziale, proporzionali, per il tramite di due coefficienti sismici k_h e $k_v = \pm 0.5k_h$, al peso della massa potenzialmente instabile.

Il segno \pm sta ad indicare quando la componente verticale dell'azione sismica viene considerata agente sia verso l'alto che verso il basso.

Per l'azione sismica verticale nelle verifiche di stabilità globale, si è valutato il solo caso in cui essa sia rivolta nel senso opposto alla gravità ($k_v < 0$), visto che l'assunzione di k_v positivo conduce a risultati per lo più meno gravosi.

In Tabella 5.9 si riportano i valori delle principali grandezze sismiche per il sito di progetto relative allo stato limite di salvaguardia della vita SLV, limitatamente al caso dei muri di sostegno.

Classe	Stato limite	V_N	C_U	V_R	P_{VR}	T_R	a_g	S_s	S_T	S	a_{max}	Verifica	β_m	$k_{h,m}$	$k_{v,m}$
-	-	anni	-	anni	-	anni	g	-	-	-	g	-	-	-	-
IV	SLV	50	2.0	100	10%	949	0.288	1.124	1.2	1.349	0.388	Stab. glob	0.38	0.147	-0.073
												Tutte le altre	0.57	0.221	± 0.111

Tabella 5.9 – Parametri sismici.

dove:

- V_N vita nominale;
- C_U coefficiente d'uso;
- V_R vita di riferimento;
- P_{VR} probabilità di superamento nel periodo di riferimento;
- a_g accelerazione sismica massima attesa di un sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale;
- S_s coefficiente di amplificazione stratigrafica;
- S_T coefficiente di amplificazione topografica;
- $S = S_s \cdot S_T$;
- $a_{max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g$;

- β_m coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito per i muri
- $k_{h,m}$ coefficiente pseudostatico orizzontale per muri;
- $k_{v,m}$ coefficiente pseudostatico verticale per muri.

I dati esposti si riferiscono ad una categoria stratigrafica B e topografica T2, secondo le valutazioni contenute nella Relazione Sismica (rif. T00-GE-00-GET-RE-02).

Circa il β_m , è importante sottolineare che NTC2018 al §7.11.6.2.1 stabilisce un valore pari a 0.38 per tutte le verifiche SLV, ad eccezione dello stato limite di ribaltamento, il quale deve essere trattato impiegando un valore di β_m incrementato del 50% ($\beta_m=0.57$) rispetto a quello innanzi indicato.

Prudenzialmente si è adottato dunque $\beta_m=0.57$ per tutte le verifiche di stabilità, ad eccezione della verifica di stabilità globale.

Per tener conto delle azioni sismiche, nel caso dinamico oltre alla spinta statica sono state considerate anche forze di inerzia orizzontali e verticali, proporzionali al peso della struttura e del cuneo di spinta, ed un incremento di spinta orizzontale del terreno.

L'incremento di spinta del terreno ΔP_d è pari alla differenza tra la spinta calcolata in condizioni statiche+sismiche (F^d) e quella calcolata in condizioni statiche (F):

$$\Delta P_d = F_d - F$$

La spinta di calcolo risultante del terreno, somma di quella statica e di quella dinamica, è data da:

$$F_d = \frac{1}{2} \gamma \cdot (1 \pm k_v) \cdot K \cdot H^2$$

dove H è l'altezza del muro, γ è il peso per unità di volume del terreno, K è il coefficiente di spinta statico+dinamico del terreno, che per gli stati di spinta attiva viene ricavato a mezzo della formula di Mononobe-Okabe e k_v è il coefficiente sismico verticale.

Nelle analisi l'incremento di spinta è stato applicato a tergo del muro come un carico distribuito di forma triangolare.

Occorre considerare inoltre le forze d'inerzia dovute alla massa del muro e del cuneo di spinta, che assumono la seguente espressione:

$$F_h = k_h \cdot W, \quad F_v = k_v \cdot W$$

in cui W è la massa inerziale equivalente del muro e del terreno soprastante la zattera di fondazione a monte del muro. Tali forze vanno applicate nel baricentro dei pesi.

5.7 Carichi

Per tener conto delle azioni dovute alla presenza di carichi accidentali da traffico sul piazzale posto a tergo del muro si è considerato un valore caratteristico del sovraccarico agente pari a $\Delta q_k = 20kPa$.

Tali carichi sono stati opportunamente amplificati nelle analisi in funzione della combinazione di verifica secondo i coefficienti parziali per azioni permanenti/variabili sfavorevoli previsti dalla normativa (cfr. §5.4).

Per quanto attiene le verifiche sismiche SLV, coerentemente con la combinazione “sismica” delle azioni riportata al §2.5.3 di NTC2018, l’azione veicolare viene presa col suo valore caratteristico, riducendone il valore, però, a mezzo del coefficiente di combinazione ψ_{2i} , il quale evita che la struttura venga impegnata dalla contestuale applicazione di carichi di natura evidentemente accidentale con bassa probabilità di occorrenza simultanea.

E’ utile ricordare che per strutture “sensibili” quali i ponti, la normativa NTC2018 indica al §5.1.3.12 un valore di ψ_{2i} pari a 0.2 per i carichi dovuti al transito dei mezzi: in considerazione di quanto sopra, si è ritenuto tale valore definitivamente rappresentativo anche per le analisi in oggetto, che porta a considerare un sovraccarico $\Delta q = 0.2 \times 20kPa = 4kPa$.

La spinta dovuta al sovraccarico si assume applicata a metà altezza del muro (H/2).

Si è inoltre simulata l’azione del vento agente sulla recizione posta in testa al muro, valutandone gli effetti in accordo con le prescrizioni di cui al §3.3 di NTC2018.

Di seguito se ne riporta il calcolo, che conduce al seguente valore di sollecitazione:

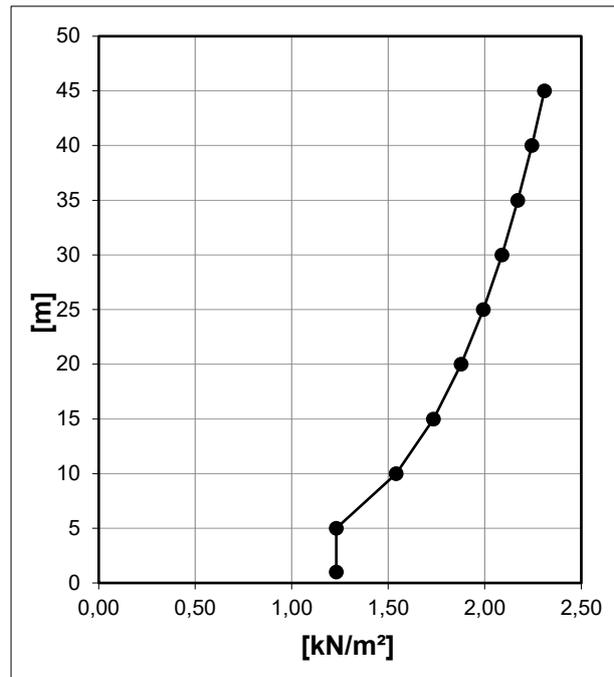
- $F_{\text{vento}} = 1.25 \text{ KN/m}$.

Zona		3
	v_b	27 m/s
	a_0	500 m
	k_a	0,02 s ⁻¹

Altitudine	a_s	700 m
	v_b	31 m/s
Densità aria		1,25 kg/m ³
Pressione di rif.	q_b	601 N/m ²

Classe di rugosità		D
Cat. di esposizione		III
	k_r	0,2
	z_0	0,10 m
	z_{min}	5,00 m

Coeff. di topografia	c_t	1,0
Coeff. di forma	c_p	1,2
Coeff. dinamico	c_d	1,0



p	ce(z)	z
[kN/m ²]		[m]
1,23	1,71	1
1,23	1,71	5
1,54	2,14	10
1,74	2,41	15
1,88	2,61	20
1,99	2,77	25
2,09	2,90	30
2,17	3,01	35
2,24	3,11	40
2,31	3,20	45

Figura 5.4 - Calcolo sollecitazioni che simulano l'azione del vento.

5.8 Risultati delle verifiche

Vengono nel seguito riportate le analisi svolte ed i relativi risultati.

Le **verifiche di stabilità e funzionalità del muro** vengono riportate sotto forma di tabulati.

I risultati delle **verifiche di stabilità globale** vengono restituiti in termini di superficie critica (cinematismo più sfavorevole), centro di rotazione associato e coefficiente di sicurezza minimo FS_{min} .

Per ulteriori dettagli sulle **verifiche di stabilità globale**, si rimanda alla consultazione dei tabulati di calcolo allegati alla presente relazione.

Per quanto riguarda le **verifiche di stabilità e funzionalità del muro**, a sintesi dei risultati ottenuti si osserva che:

- le verifiche di resistenza SLU/SLV geotecniche e strutturali risultano soddisfatte nella totalità dei casi, in quanto le azioni sollecitanti di progetto E_d risultano inferiori alle resistenze di progetto R_d ;

- i valori delle tensioni di esercizio risultano inferiori ai limiti tensionali ammissibili per i materiali di lavoro in oggetto, nonché l'ampiezza di fessurazione risulta inferiore ai valori nominali limite di apertura della fessura stabiliti dalla normativa.

Per quanto riguarda le **verifiche di stabilità globale**, la Tabella 5.10 riepiloga i risultati ottenuti.

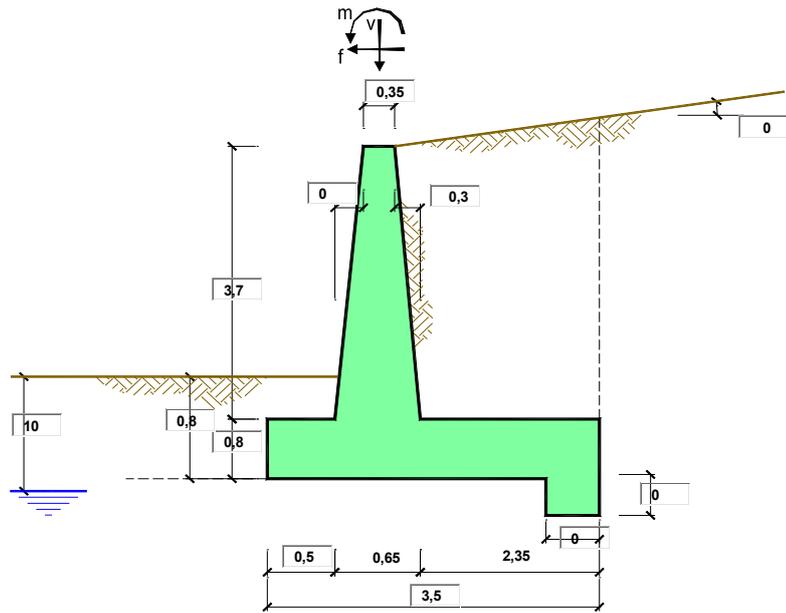
Si osserva che:

- il coefficiente di sicurezza minimo risulta superiore agli standard di sicurezza imposti dalla normativa di riferimento ($FS_{adm}=\gamma_R=1.10$ in combinazione SLU, $FS_{adm}=\gamma_R=1.20$ in combinazione SLV) e che, perciò, è assicurata la stabilità geotecnica delle opere. A movimenti di insieme più estesi e generalizzati a più ampie zone del versante, che fanno riferimento a potenziali superfici di rottura più profonde, o, comunque, a superfici di scivolamento diverse da quelle graficate nelle figure di output, competono fattori di sicurezza più elevati.

Combinazione	Fattore di sicurezza calcolato FS	Fattore di sicurezza richiesto FS_{adm}	Esito verifica
Statica SLU A2+M2+R2	1.954	1.1	ok
Sismica SLV M1+R2	1.981	1.2	ok

Tabella 5.10 - Risultati delle analisi di stabilità globale.

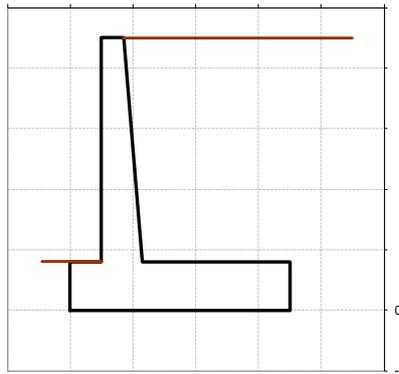
5.8.1 Verifiche statiche



OPERA Muro Piazzale Galleria S. Antonio_VERIFICHE STATICHE

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 type="radio"/>
	SLE (DM88)			<input type="radio"/>
altro			<input checked="" 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	$\tan \varphi_k$	γ_{φ}	1,00	1,25	1,00	1,00
coesione	c_k	γ_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_r	1,00	1,00	1,00	1,00

Verifica	Coeff. Parziale	R1	R2	R3	SLE	altro
Capacità portante fondazione		1,00	1,00	1,40	2,00	1,40
Scorrimento	γ_R	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'	32,00	32,00 32,00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ'	19,00	19,00 19,00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	21,00	21,00 21,00
Dati Terreno Fondazione	Condizioni		<input checked="" type="radio"/> <input type="radio"/>		
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	c1'	0,00	0,00 0,00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\varphi1'$	35,00	35,00 35,00
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	$\gamma1$	21,00	21,00 21,00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γd	21,00	21,00 21,00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2'B)	(m)	Hs	10,00	
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	15000	

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	k_h	0 (-)
	Coefficiente sismico verticale	k_v	0,0000 (-)
	Muro libero di traslare o ruotare		<input checked="" type="radio"/> <input type="radio"/>

		SLE		STR/GEO		EQU	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0,275	0,275	0,275	0,275	0,275
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0,275	0,275	0,275	0,275	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0,275	0,275	0,275	0,275	
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	3,690	3,690	3,690	3,690	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	3,690	3,690	3,690	3,690	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	3,690	3,690	3,690	3,690	

		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				
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0,00	0,00 0,00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	0,00	0,00 0,00
Condizioni Statiche	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0,00	0,00 0,00
	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m ²)	q	20,00	30,00 30,00
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	0,00	0,00 0,00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	12,50	0,00 0,00
Condizioni Sismiche	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0,00	0,00 0,00
	Coefficienti di combinazione condizione frequente $\Psi1$		0,75	condizione quasi permanente $\Psi2$	0,00
	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m ²)	qs	4,00	
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	fs	0,00	
Condizioni Sismiche	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	vs	0,00	
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	ms	0,00	

Coefficienti di sicurezza

	<u>Scorimento</u>	<u>Ribaltamento</u>	<u>Carico limite</u>
Statico	2,34	13,32	7,00

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Calcestruzzo

classe cls	C25/30	
Rck	30	(MPa)
fck	25	(MPa)
fc,m	33	(MPa)
E _c	31476	(MPa)
α_{cc}	0,85	
γ_c	1,50	
$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	14,17	(MPa)
$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	2,56	(MPa)

Tensioni limite (tensioni ammissibili)

condizioni statiche		
σ_c	11	Mpa
σ_r	260	Mpa

condizioni sismiche		
σ_c	11	Mpa
σ_r	260	Mpa

Valore limite di apertura delle fessure

Frequente	w2	0,3	mm
Quasi Permanente	w3	0,4	mm

Acciaio

tipo di acciaio	B450C	
fyk =	450	(MPa)
γ_s =	1,15	
fyd = fyk / γ_s / γ_E =	391,30	(MPa)
Es =	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)

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU		
- Spinta totale condizione statica						
St	=	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	52,93	68,81	68,81
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)	24,76	37,14	37,14
- Componente orizzontale condizione statica						
Sth	=	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m)	49,41	64,24	64,24
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)	23,12	34,68	34,68
- Componente verticale condizione statica						
Stv	=	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m)	18,97	24,66	24,66
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)	8,87	13,31	13,31
- Spinta passiva sul dente						
Sp	=	$\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot Hd^2 \cdot kp + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0,5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H^2) \cdot Hd$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU		
MSt1	=	$St \cdot H / 3$	(kNm/m)	74,12	96,36	96,36
MSt2	=	$St \cdot v \cdot B$	(kNm/m)	66,39	86,30	86,30
MSq1 perm	=	$Sq \text{ perm} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSq1 acc	=	$Sq \text{ acc} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$	(kNm/m)	52,01	78,02	78,02
MSq2 perm	=	$Sq \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSq2 acc	=	$Sq \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m)	31,06	46,59	46,59
MSp	=	$\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kp / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0,5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H^2) \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1	=	$mp + m$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mfext2	=	$(fp + f) \cdot (H3 + H2)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mfext3	=	$(vp + v) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	8,44	0,00	0,00

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)						
N	=	$Pm + Pt + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	(kN/m)	329,97		
Risultante forze orizzontali (T)						
T	=	$Sth + Sqh + f$	(kN/m)	98,91		
Coefficiente di attrito alla base (f)						
f	=	$\tan \phi_1'$	(-)	0,70		
Fs scorr.		(N*f + Sp) / T		2,34	>	1,1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)						
Ms	=	$Mm + Mt + Mfext3$	(kNm/m)	552,71		
Momento ribaltante (Mr)						
Mr	=	$MSt + MSq + Mfext1 + Mfext2 + MSP$	(kNm/m)	41,48		
Fs ribaltamento		Ms / Mr		13,32	>	1,15

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v + St_v + Sq_v (+ Sovr\ acc)$	329,97	409,47	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$St_h + Sq_h + f - Sp$	98,91	98,91	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	511,22	684,14	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c \cdot N - MM$	66,22	32,44	(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.	35,00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	21,00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma_d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	16,80		(kN/m ²)
e = M / N	eccentricità	0,20	0,08	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	3,10	3,34	(m)

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

$N_q = tg^2(45 + \phi/2) \cdot e^{(\pi \cdot tg(\phi))}$	(1 in cond. nd)	33,30		(-)
$N_c = (N_q - 1) / tg(\phi)$	(2+ π in cond. nd)	46,12		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot tg(\phi)$	(0 in cond. nd)	48,03		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cot \phi))^m$	(1 in cond. nd)	0,49	0,58	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,47	0,47	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cot \phi))^{m+1}$		0,34	0,34	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

q _{lim}	(carico limite unitario)	810,80	858,28	(kN/m ²)
------------------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = q_{lim} * B* / N	Nmin	7,61	>	1,4
		Nmax	7,00	>	

Verifica allo Stato Limite Ultimo

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

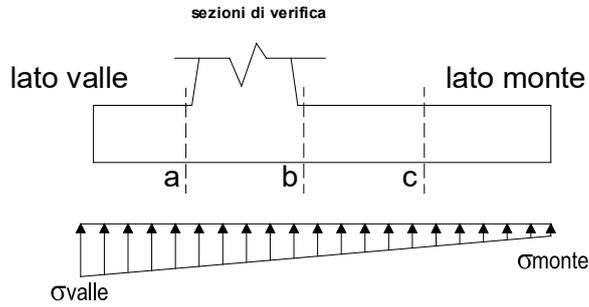
$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$

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

$A = 1.0 \cdot B = 3,50 \text{ (m}^2\text{)}$

$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 2,04 \text{ (m}^3\text{)}$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	329,97	66,22	126,71	61,84
	409,47	32,44	132,88	101,10
sisma+	312,74	6,51	92,55	86,16
	323,34	2,01	93,37	91,40
sisma-	312,74	6,51	92,55	86,16
	323,34	2,01	93,37	91,40



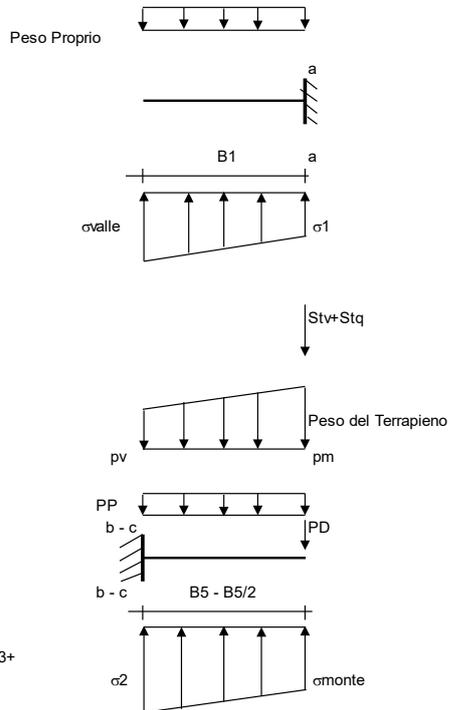
Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 20,00 (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	126,71	117,45	12,95	51,04
	132,88	128,34	13,92	55,30
sisma+	92,55	91,63	9,03	36,27
	93,37	93,09	9,16	36,68
sisma-	92,55	91,63	9,03	36,27
	93,37	93,09	9,16	36,68



Mensola Lato Monte

PP = 20,00 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
 PD = 0,00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	70,30	100,30	74,30	(kN/m ²)
pvb	70,30	100,30	74,30	(kN/m ²)
pvc	70,30	100,30	74,30	(kN/m ²)

$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (pm - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 +$
 $-(Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H2 / 2$

$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B5 / 2)^2 / 6 - (pm - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2)^2 / 3 +$
 $-(Stv + Sqv) \cdot (B5 / 2) \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H2 / 2$

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

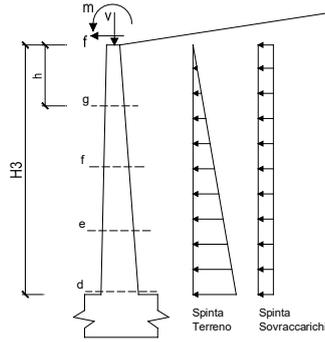
$V_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B5 / 2) + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B5 / 2) / 2 - (pm - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2) / 2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$

caso	σ_{monte}	σ_2	M_b	V_b	σ_2	M_c	V_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	61,84	105,40	-127,72	-53,67	83,62	-59,25	-58,61
	101,10	122,44	-122,60	-58,01	111,77	-55,41	-54,26

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$$\begin{aligned}
 M_{t \text{ stat}} &= \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/3 \\
 M_{t \text{ sism}} &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a_{orizz.}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a_{orizz.}}) \cdot h^2 \cdot h/2 \quad o \cdot h/3 \\
 M_q &= \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot q \cdot h^2 \\
 M_{ext} &= m + f \cdot h \\
 M_{inerzia} &= \Sigma P m_i \cdot b_i \cdot kh \\
 N_{ext} &= v \\
 N_{pp+inerzia} &= \Sigma P m_i \cdot (1 \pm kv) \\
 V_{t \text{ stat}} &= \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2 \\
 V_{t \text{ sism}} &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a_{orizz.}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a_{orizz.}}) \cdot h^2 \\
 V_q &= K_{a_{orizz.}} \cdot q \cdot h \\
 V_{ext} &= f \\
 V_{inerzia} &= \Sigma P m_i \cdot kh
 \end{aligned}$$

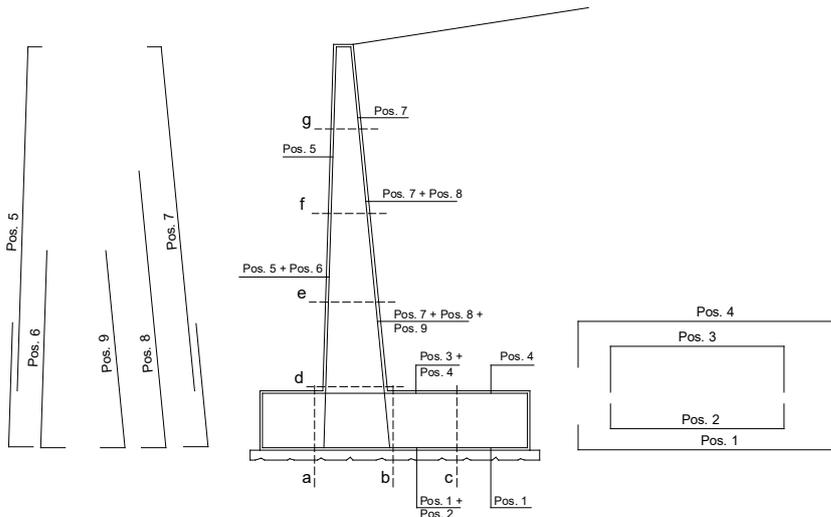


condizione statica

sezione	h [m]	Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	3,70	53,56	52,75	0,00	106,31	0,00	46,25	46,25
e-e	2,78	22,60	29,67	0,00	52,27	0,00	32,09	32,09
f-f	1,85	6,70	13,19	0,00	19,88	0,00	19,66	19,66
g-g	0,93	0,84	3,30	0,00	4,13	0,00	8,96	8,96

sezione	h [m]	Vt [kN/m]	Vq [kN/m]	V _{ext} [kN/m]	V _{tot} [kN/m]
d-d	3,70	43,43	28,51	0,00	71,94
e-e	2,78	24,43	21,38	0,00	45,81
f-f	1,85	10,86	14,26	0,00	25,11
g-g	0,93	2,71	7,13	0,00	9,84

SCHEMA DELLE ARMATURE

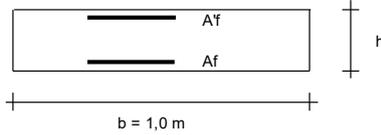


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	Il strato	pos	n°/ml	φ	Il strato
1	5,0	20		5	5,0	14	
2	0,0	24	<input type="checkbox"/>	6	5,0	16	<input type="checkbox"/>
3	0,0	16	<input type="checkbox"/>	7	5,0	16	
4	5,0	20		8	5,0	20	<input type="checkbox"/>
				9	0,0	12	<input type="checkbox"/>

Calc

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	Af'	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)
a - a	13,92	0,00	0,80	15,71	15,71	444,76
b - b	-127,72	0,00	0,80	15,71	15,71	444,76
c - c	-59,25	0,00	0,80	15,71	15,71	444,76
d - d	106,31	46,25	0,65	25,76	17,75	581,39
e - e	52,27	32,09	0,58	25,76	17,75	500,74
f - f	19,88	19,66	0,50	25,76	7,70	419,75
g - g	4,13	8,96	0,43	10,05	7,70	143,16

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

Sez.	V _{Ed}	h	V _{rd}	ø staffe	i orizz.	i vert.	θ	V _{Rsd}	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	55,30	0,80	245,09	10	20	20	21,8	1296,55	Armatura a taglio non necessaria
b - b	58,01	0,80	245,09	10	20	20	21,8	1296,55	Armatura a taglio non necessaria
c - c	58,61	0,80	245,09	10	20	20	21,8	1296,55	Armatura a taglio non necessaria
d - d	71,94	0,65	256,93	10	20	20	21,8	1037,24	Armatura a taglio non necessaria
e - e	45,81	0,58	239,37	10	20	20	21,8	907,58	Armatura a taglio non necessaria
f - f	25,11	0,50	221,16	10	20	20	21,8	777,93	Armatura a taglio non necessaria
g - g	9,84	0,43	150,55	10	20	20	21,8	648,27	Armatura a taglio non necessaria

VERIFICA A FESSURAZIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

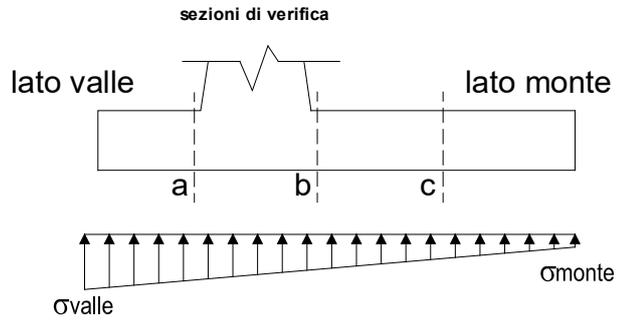
$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$

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

$A = 1.0 \cdot B = 3,50 \text{ (m}^2\text{)}$

$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 2,04 \text{ (m}^3\text{)}$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Freq.	327,00	34,55	110,35	76,51
	366,75	17,66	113,43	96,14
Q.P.	310,97	-9,22	84,33	93,36
	310,97	-9,22	84,33	93,36

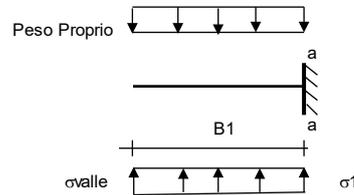


Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 20,00 (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.	110,35	105,52	11,09
	113,43	110,96	11,58
Q.P.	84,33	85,62	8,10
	84,33	85,62	8,10



Mensola Lato Monte

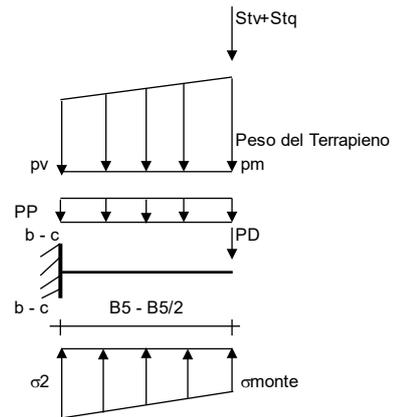
PP = 20,00 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
 PD = 0,00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max	Freq	N max	QP
pm	=	70,30	85,30	70,30	(kN/m ²)
pvb	=	70,30	85,30	70,30	(kN/m ²)
pvc	=	70,30	85,30	70,30	(kN/m ²)

$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot B^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (B/2 - Bd/2) + M_{sp} + Sp \cdot H^2 / 2$

$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP)) \cdot (B/2)^2 / 2 + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B/2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (B/2)^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot (B/2) \cdot PD \cdot (B/2 - Bd/2) + M_{sp} + Sp \cdot H^2 / 2$

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	Mb	σ_{2c}	Mc
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	76,51	99,23	-77,39	87,87	-37,02
	96,14	107,75	-74,83	101,94	-35,10
Q.P.	93,36	87,30	-41,70	90,33	-20,87
	93,36	87,30	-41,70	90,33	-20,87



VERIFICA A FESSURAZIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

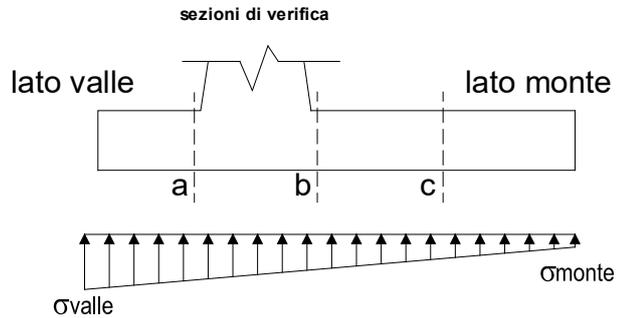
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 3,50 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 2,04 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Freq.	327,00	34,55	110,35	76,51
	366,75	17,66	113,43	96,14
Q.P.	310,97	-9,22	84,33	93,36
	310,97	-9,22	84,33	93,36

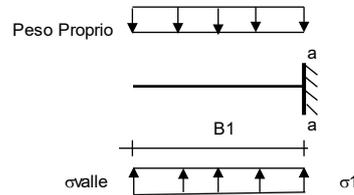


Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 20,00 (kN/m)

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

caso	σ_{valle}	σ_1	M _a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	110,35	105,52	11,09
	113,43	110,96	11,58
Q.P.	84,33	85,62	8,10
	84,33	85,62	8,10



Mensola Lato Monte

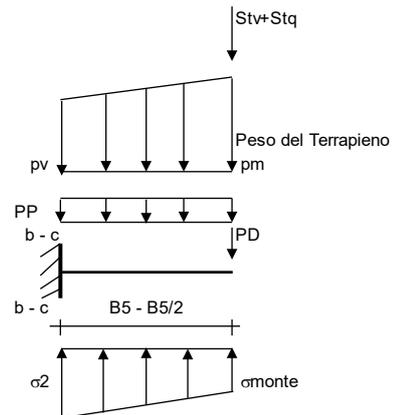
PP = 20,00 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
PD = 0,00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max	Freq	N max	QP
pm =	70,30	85,30	70,30	70,30	(kN/m ²)
pvb =	70,30	85,30	70,30	70,30	(kN/m ²)
pvc =	70,30	85,30	70,30	70,30	(kN/m ²)

$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot B^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (B^2 - Bd / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H^2 / 2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP)) \cdot (B^2 / 2)^2 / 2 + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B^2 / 2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (B^2 / 2)^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot (B^2 / 2) \cdot PD \cdot (B^2 / 2 - Bd / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H^2 / 2$$

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	M _b	σ_{2c}	M _c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	76,51	99,23	-77,39	87,87	-37,02
	96,14	107,75	-74,83	101,94	-35,10
Q.P.	93,36	87,30	-41,70	90,33	-20,87
	93,36	87,30	-41,70	90,33	-20,87



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

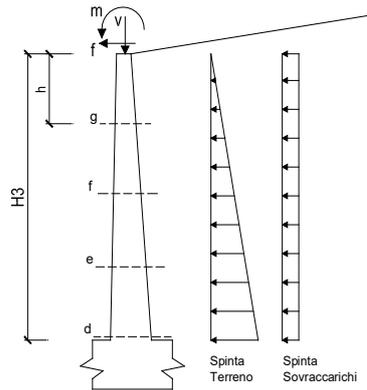
Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

$$N_{ext} = v$$



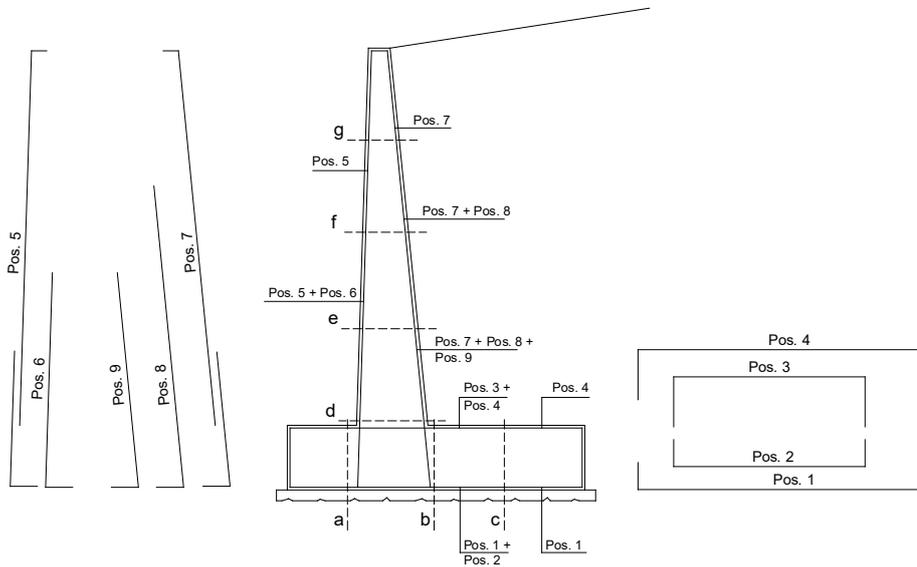
condizione Frequente

sezione	h	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	3,70	41,20	26,37	0,00	67,57	9,38	46,25	55,63
e-e	2,78	17,38	14,83	0,00	32,22	9,38	32,09	41,46
f-f	1,85	5,15	6,59	0,00	11,74	9,38	19,66	29,03
g-g	0,93	0,64	1,65	0,00	2,29	9,38	8,96	18,34

condizione Quasi Permanente

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	3,70	41,20	0,00	0,00	41,20	0,00	46,25	46,25
e-e	2,78	17,38	0,00	0,00	17,38	0,00	32,09	32,09
f-f	1,85	5,15	0,00	0,00	5,15	0,00	19,66	19,66
g-g	0,93	0,64	0,00	0,00	0,64	0,00	8,96	8,96

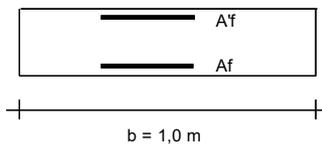
SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

pos	n°/ml	φ	Il strato	pos	n°/ml	φ	Il strato
1	5,0	20		5	5,0	14	
2	0,0	24	□	6	5,0	16	□
3	0,0	16	□	7	5,0	16	
4	5,0	20		8	5,0	20	□
				9	0,0	12	□

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	A'f	σ _c	σ _f	w _k	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	11,58	0,00	0,80	15,71	15,71	0,18	10,54	0,012	0,300
b - b	-77,39	0,00	0,80	15,71	15,71	1,20	70,46	0,082	0,300
c - c	-37,02	0,00	0,80	15,71	15,71	0,57	33,70	0,039	0,300
d - d	67,57	55,63	0,65	25,76	17,75	1,78	53,31	0,044	0,300
e - e	32,22	41,46	0,58	25,76	17,75	0,99	24,76	0,020	0,300
f - f	11,74	29,03	0,50	25,76	7,70	0,40	6,64	0,005	0,300
g - g	2,29	18,34	0,43	10,05	7,70	0,12	0,50	0,000	0,300

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

condizione Quasi Permanente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ _c	σ _f	w _k	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	8,10	0,00	0,80	15,71	15,71	0,13	7,37	0,009	0,400
b - b	-41,70	0,00	0,80	15,71	15,71	0,65	37,96	0,044	0,400
c - c	-20,87	0,00	0,80	15,71	15,71	0,32	19,00	0,022	0,400
d - d	41,20	46,25	0,65	25,76	17,75	1,01	27,14	0,022	0,400
e - e	17,38	32,09	0,58	25,76	17,75	0,50	10,57	0,008	0,400
f - f	5,15	19,66	0,50	25,76	7,70	0,18	1,99	0,001	0,400
g - g	0,64	8,96	0,43	10,05	7,70	0,04	-0,07	0,000	0,400

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

VERIFICHE TENSIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

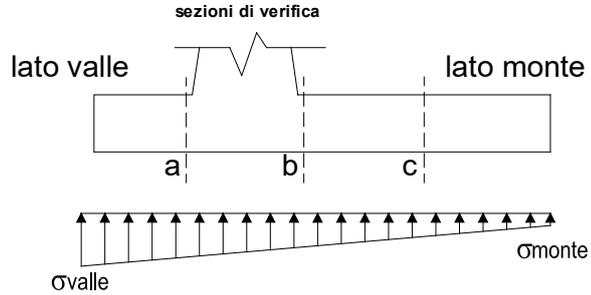
Reazione del terreno

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

$A = 1.0 \cdot B = 3,50 \text{ (m}^2\text{)}$

$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 2,04 \text{ (m}^3\text{)}$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	329,22	51,44	119,26	68,87
	382,22	28,91	123,37	95,04
sisma+	312,74	6,51	92,55	86,16
	323,34	2,01	93,37	91,40
sisma-	312,74	6,51	92,55	86,16
	323,34	2,01	93,37	91,40

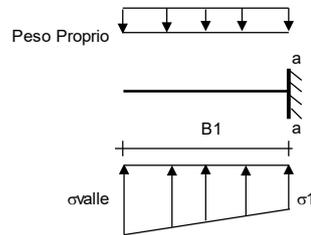


Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 20,00 (kN/m)

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

caso	σ_{valle}	σ_1	M_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
statico	119,26	112,06	12,11
	123,37	119,32	12,75
sisma+	92,55	91,63	9,03
	93,37	93,09	9,16
sisma-	92,55	91,63	9,03
	93,37	93,09	9,16



Mensola Lato Monte

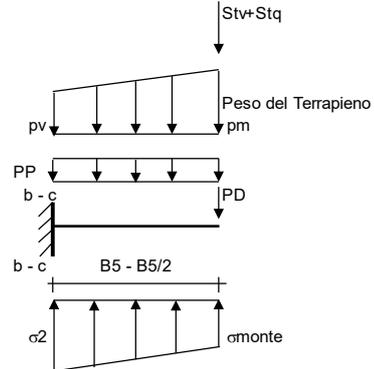
PP = 20,00 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
 PD = 0,00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max sta	N max sism	
pm	70,30	90,30	74,30	(kN/m ²)
pvb	70,30	90,30	74,30	(kN/m ²)
pvc	70,30	90,30	74,30	(kN/m ²)

$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 - (St_v + Sq_v) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B/2 - B_d/2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H/2) + M_{sp} + Sp \cdot H/2$

$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B/2)^2 / 2 + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B/2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B/2)^2 / 3 - (St_v + Sq_v) \cdot (B/2) \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B/2 - B_d/2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H/2) + M_{sp} + Sp \cdot H/2$

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	M_b	σ_{2c}	M_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
statico	68,87	102,70	-93,47	85,78	-43,62
	95,04	114,06	-90,05	104,55	-41,06



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

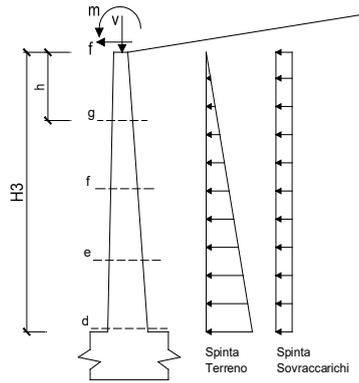
$$M_q = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz}} \cdot q \cdot h^2$$

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

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

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

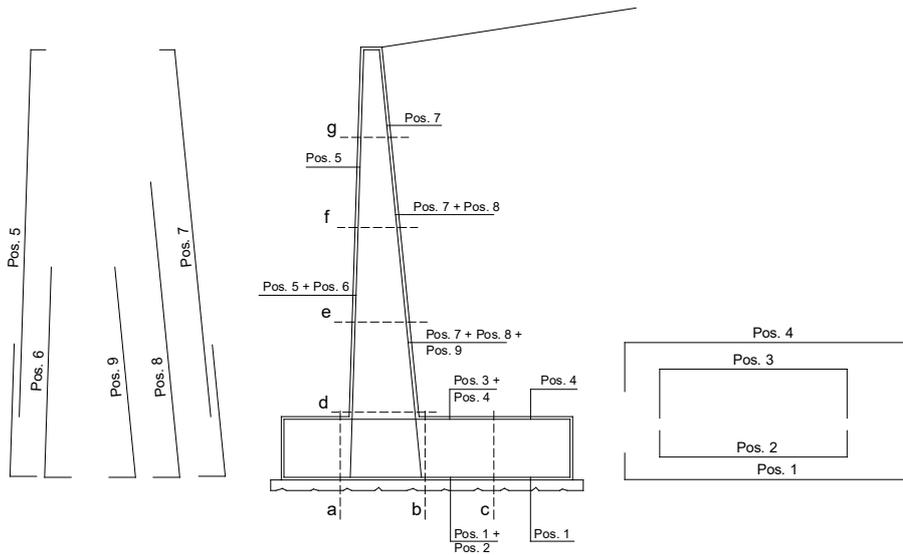
$$N_{\text{pp+inerzia}} = \Sigma P m_i \cdot (1 \pm kv)$$



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	3,70	41,20	35,16	0,00	76,36	0,00	46,25	46,25
e-e	2,78	17,38	19,78	0,00	37,16	0,00	32,09	32,09
f-f	1,85	5,15	8,79	0,00	13,94	0,00	19,66	19,66
g-g	0,93	0,64	2,20	0,00	2,84	0,00	8,96	8,96

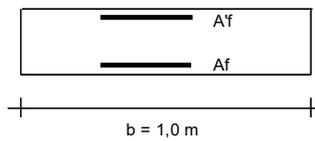
SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5,0	20		5	5,0	14	
2	0,0	24	☐	6	5,0	16	☐
3	0,0	16	☐	7	5,0	16	
4	5,0	20		8	5,0	20	☐
				9	0,0	12	☐

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	12,75	0,00	0,80	15,71	15,71	0,20	11,61
b - b	-93,47	0,00	0,80	15,71	15,71	1,45	85,09
c - c	-43,62	0,00	0,80	15,71	15,71	0,68	39,71
d - d	76,36	46,25	0,65	25,76	17,75	2,28	73,26
e - e	37,16	32,09	0,58	25,76	17,75	1,28	36,34
f - f	13,94	19,66	0,50	25,76	7,70	0,46	10,15
g - g	2,84	8,96	0,43	10,05	7,70	0,17	4,14

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

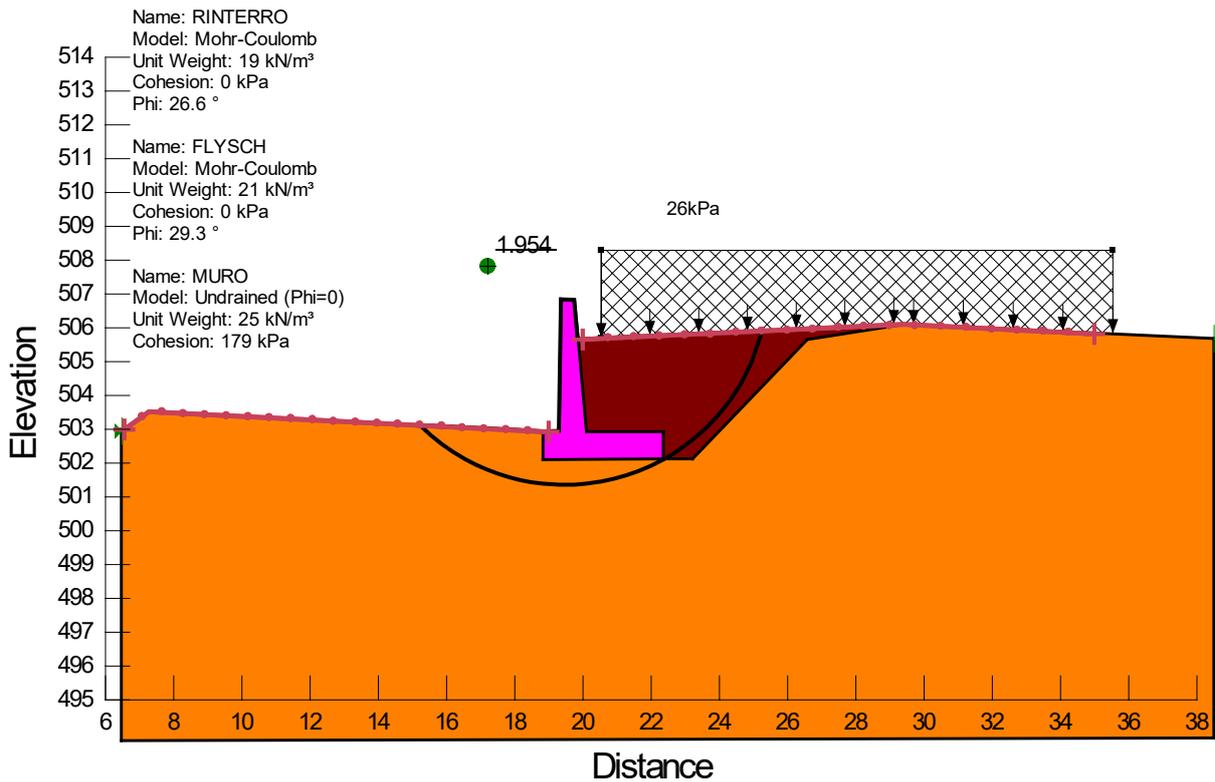
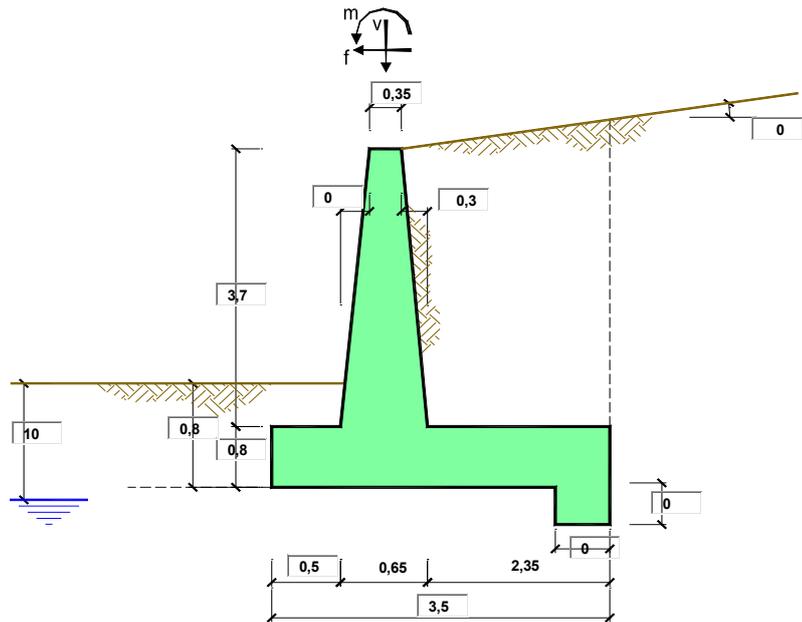


Figura 5.5 - Verifica statica SLU A2+M2+R2.

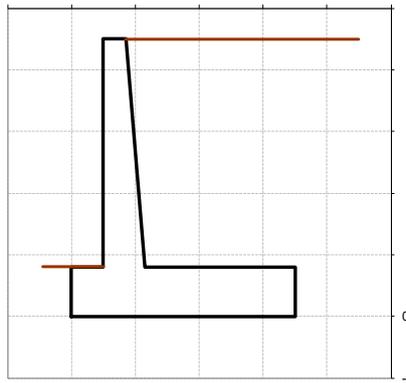
5.8.2 Verifiche sismiche



OPERA Muro Piazzale Galleria S. Antonio_VERIFICHE SISMICHE

Combinazioni coefficienti parziali di verifica

SLU	Approccio 1	comb. 1	A1+M1+R1 EQU+M2	○
		comb. 2	A2+M2+R2 EQU+M2	
	Approccio 2		A1+M1+R3 EQU+M2	○
	SLE (DM88)			○
	altro			●



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	1,00
Variabili	favorevole	γ_Q	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00
	sfavorevole		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00

Parametro		Coeff. Parziale	M1	M2	SLE	altro
angolo d'attrito	$\tan \varphi_k$	γ_{φ}	1,00	1,25	1,00	1,00
coesione	c_k	γ_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_s	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	1,20
Scorrimento		1,00	1,00	1,10	1,30	1,00
Ribaltamento		1,00	1,00	1,00	1,50	1,00

				valori caratteristici		valori di progetto	
				SLE		STR/GEO	EQU
Dati Geotecnici							
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	φ'	32,00		32,00	32,00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ	19,00		19,00	19,00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	21,00		21,00	21,00
Dati Terreno Fondazione	Condizioni		<input checked="" type="radio"/> drenate <input type="radio"/> Non Drenate				
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	c_1'	0,00		0,00	0,00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	ϕ_1'	35,00		35,00	35,00
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	γ_1	21,00		21,00	21,00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γ_d	21,00		21,00	21,00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	10,00			
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	15000			

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0,288	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1,124	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1,2	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0,57	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	k_h	0,22141901	(-)
	Coefficiente sismico verticale	k_v	0,1107	(-)
	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	k_a	0,275	0,275
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	k_{as+}	0,424	0,424
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	k_{as-}	0,474	0,474
	Coeff. Di Spinta Passiva	k_p	3,690	3,690
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	k_{ps+}	3,287	3,287
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	k_{ps-}	3,179	3,179

				valori caratteristici		valori di progetto	
				SLE - sisma		STR/GEO	EQU
Carichi Agenti							
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	q_p	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)	f_p	0,00		0,00	0,00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	v_p	0,00		0,00	0,00
Condizioni Statiche	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	m_p	0,00		0,00	0,00
	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m ²)	q	20,00		20,00	20,00
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	0,00		0,00	0,00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	12,50		12,50	12,50
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0,00		0,00	0,00
Condizioni Sismiche	Coefficienti di combinazione condizione frequente Ψ_1		0,75		condizione quasi permanente Ψ_2	0,00	
	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m ²)	q_s	4,00			
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	f_s	0,00			
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	v_s	0,00			
Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	m_s	0,00				

Coefficienti di sicurezza

	Scorrimento	Ribaltamento	Carico limite
Sismico	1,38	2,55	2,16

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Calcestruzzo

classe cls

Rck = 30 (MPa)
fck = 25 (MPa)
fcm = 33 (MPa)
Ec = 31476 (MPa)
 α_{cc} = 0,85
 γ_c = 1,50

$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$ = 14,17 (MPa)
 $f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}$ = 2,56 (MPa)

Tensioni limite (tensioni ammissibili)

condizioni statiche

σ_c = 11 Mpa
 σ_f = 260 Mpa

condizioni sismiche

σ_c = 11 Mpa
 σ_f = 260 Mpa

Valore limite di apertura delle fessure

Frequente 0,3 mm
Quasi Permanente 0,4 mm

Acciaio

tipo di acciaio

f_{yk} = 450 (MPa)
 γ_s = 1,15
 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s / \gamma_E$ = 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)

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)	21,85	21,85
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	13,18	13,18
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	122,50	122,50
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	157,53	157,53
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro				
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	384,10	384,10
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)	11,07	11,07
Msovr =	$Sov^* \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m)	395,17	395,17
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$(B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	115,275	115,275
Sovr acc. Sism	$(B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	23,055	
INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO				
- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)				
Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)		25,74
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)		12,87
- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)				
Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)		38,91
Ptsv =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)		19,46
- 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)		19,00
MPs3 h =	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2 + H3/3)$	(kNm/m)		6,25
MPs4 h =	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m)		6,20
MPs5 h =	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)		0,00
MPs h =	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)		31,44
- 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)		2,42
MPs3 v =	$kv \cdot Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4/3)$	(kNm/m)		1,46
MPs4 v =	$kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)		13,56
MPs5 v =	$kv \cdot Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)		0,00
MPs v =	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)		17,44
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)				
MPts1 h =	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		96,94
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)		7,63
MPts h =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)		104,57
- 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)		42,52
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)		1,52
MPts v =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)		44,04

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU
- Spinta condizione sismica +				
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	52,93	52,93
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^+ - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	37,58	37,58
Ssq1 perm=	$qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m)	0,00	0,00
Ssq1 acc =	$qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m)	7,62	7,62
- Componente orizzontale condizione sismica +				
Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	49,41	49,41
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	35,08	35,08
Ssq1h perm=	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00
Ssq1h acc=	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	7,12	7,12
- Componente verticale condizione sismica +				
Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	18,97	18,97
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	13,47	13,47
Ssq1v perm=	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,00	0,00
Ssq1v acc=	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	2,73	2,73
- 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

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU
- Condizione sismica +				
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	74,12	74,12
MSst1 sism=	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	52,62	52,62
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	66,39	66,39
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	47,13	47,13
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	16,02	16,02
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	9,56	9,56
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

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

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

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)				
N =	$Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$	359,49	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh$	156,27	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)				
f =	$tg \phi I'$	0,70	(-)	
Fs =	(N*f + Sp) / T	1,61	>	1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)				
Ms =	$Mm + Mt + Mfext3$	552,71	(kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr)				
Mr =	$MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts$	94,20	(kNm/m)	
Fr =	Ms / Mr	5,87	>	1

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)				
N =	$Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv + (Sovr \text{ acc})$	Nmin	Nmax	(kN/m)
		359,49	370,09	
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh - Sp$	156,27	(kN/m)	
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	$\sum M$	458,51	481,57	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$Xc \cdot N - MM$	170,60	166,10	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c^{ic} + q_0 N_q^{iq} + 0,5 \gamma_1 B^* N_{\gamma}^{iy}$$

c1'	coesione terreno di fondaz.	0,00	(kN/mq)
φ1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	35,00	(°)
γ1	peso unità di volume terreno fondaz.	21,00	(kN/m ³)
q0 = γd*H2'	sovraccarico stabilizzante	16,80	(kN/m ²)
e = M / N	eccentricità	0,47	0,45 (m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	2,55	2,60 (m)

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

Nq = tg ² (45 + φ/2)*e ^(ct' tg φ)	(1 in cond. nd)	33,30	(-)
Nc = (Nq - 1)/tg(φ)	(2+π in cond. nd)	46,12	(-)
Nγ = 2*(Nq + 1)*tg(φ)	(0 in cond. nd)	48,03	(-)

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

iq = (1 - T/(N + B*c'cotgφ)) ^m	(1 in cond. nd)	0,32	0,33 (-)
ic = iq - (1 - iq)/(Nq - 1)		0,30	0,31 (-)
iy = (1 - T/(N + B*c'cotgφ)) ^{m+1}		0,18	0,18 (-)

(fondazione nastriforme m = 2)

q _{lim}	(carico limite unitario)	411,17	423,83 (kN/m ²)
------------------	--------------------------	--------	-----------------------------

FS carico limite	F = q_{lim}*B*/ N	N _{min}	2,92	>	1,2
		N _{max}	2,98	>	

CONDIZIONE SISMICA -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat = 0,5*γ*(H2+H3+H4+Hd) ² *ka	(kN/m)	52,93	52,93	52,93
Sst1 sism = 0,5*γ*(1-kv)*(H2+H3+H4+Hd) ² *kas ⁻ -Sst1 stat	(kN/m)	28,16	28,16	28,16
Ssq1 perm = qp*(H2+H3+H4+Hd)*kas ⁻	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1 acc = qs*(H2+H3+H4+Hd)*kas ⁻	(kN/m)	8,53	8,53	8,53

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat = Sst1 stat*cosδ	(kN/m)	49,41	49,41	49,41
Sst1h sism = Sst1 sism*cosδ	(kN/m)	26,29	26,29	26,29
Ssq1h perm = Ssq1 perm*cosδ	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1h acc = Ssq1 acc*cosδ	(kN/m)	7,96	7,96	7,96

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat = Sst1 stat*senδ	(kN/m)	18,97	18,97	18,97
Sst1v sism = Sst1 sism*senδ	(kN/m)	10,09	10,09	10,09
Ssq1v perm = Ssq1 perm*senδ	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1v acc = Ssq1 acc*senδ	(kN/m)	3,06	3,06	3,06

- Spinta passiva sul dente

Sp = 1/2*γ1*(1-kv) Hd ² *kps ⁻ +(2*c1+kps ^{-0,5} +γ1*(1-kv) kps*H2)*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 stat * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)	(kNm/m)	74,12	74,12	74,12
MSst1 sism = Sst1h sism * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)	(kNm/m)	39,43	39,43	39,43
MSst2 stat = Sst1v stat * B	(kNm/m)	66,39	66,39	66,39
MSst2 sism = Sst1v sism * B	(kNm/m)	35,32	35,32	35,32
MSsq1 = Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)	(kNm/m)	17,92	17,92	17,92
MSsq2 = Ssq1v * B	(kNm/m)	10,70	10,70	10,70
MSp = γ1*Hd ³ *kps ⁺ /3+(2*c1+kps ^{+0,5} +γ1*kps*H2)*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)*(H3 + H2)	(kNm/m)	0,00		
Mfext3 = (vp+vs)*(B1 + B2 + B3/2)	(kNm/m)	0,00		

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

N = Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv	291,79	(kN/m)
--	--------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Pts h	148,32	(kN/m)
--	--------	--------

Coefficiente di attrito alla base (f)

f = tgφ1'	0,70	(-)
-----------	------	-----

Fs = (N*f + Sp) / T	1,38	>	1
----------------------------	-------------	---	----------

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)				
Ms =	Mm + Mt + Mfext3	552,71	(kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr)				
Mr =	MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts	216,55	(kNm/m)	
Fr =	Ms / Mr	2,55	>	1

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v+ Ssq1v+ Ps v+ Ptsv	291,79	302,39	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh - Sp	148,32		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	336,15	359,21	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	Xc*N - MM	174,48	169,97	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c1'	coesione terreno di fondaz.	0,00		(kN/mq)
φ1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	35,00		(°)
γ1	peso unità di volume terreno fondaz.	21,00		(kN/m ³)
q0 = γd'H2'	sovraccarico stabilizzante	16,80		(kN/m ²)
e = M / N	eccentricità	0,60	0,56	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	2,30	2,38	(m)

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

Nq = tg ² (45 + φ/2)*e ^{(π*tg(φ))}	(1 in cond. nd)	33,30		(-)
Nc = (Nq - 1)/tg(φ)	(2+π in cond. nd)	46,12		(-)
Nγ = 2*(Nq + 1)*tg(φ)	(0 in cond. nd)	48,03		(-)

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

iq = (1 - T/(N + B*c*cotg(φ))) ^m	(1 in cond. nd)	0,24	0,26	(-)
ic = iq - (1 - iq)/(Nq - 1)		0,22	0,24	(-)
iγ = (1 - T/(N + B*c*cotg(φ))) ^{m+1}		0,12	0,12	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

q _{lim}	(carico limite unitario)	273,35	287,63	(kN/m ²)
------------------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = q_{lim}*B*/ N	Nmin	2,16	>	1,2
		Nmax	2,26	>	

Verifica allo Stato Limite Ultimo

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

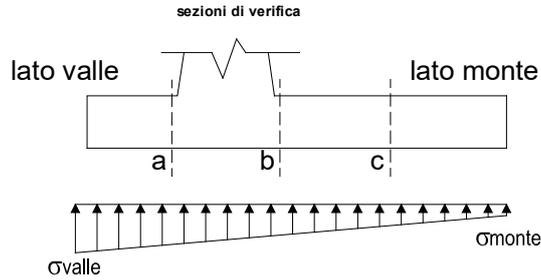
$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$

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

$A = 1.0 \cdot B = 3,50 \text{ (m}^2\text{)}$

$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 2,04 \text{ (m}^3\text{)}$

caso	N		M		σ_{valle}		σ_{monte}	
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	
statico	332,34	49,14	119,02	70,89	385,34	26,62	123,13	97,06
	359,49	170,60	186,27	19,15	370,09	166,10	187,10	24,39
sisma+	291,79	174,48	168,85	0,00	302,39	169,97	169,65	3,15



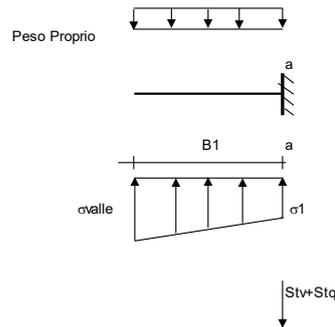
Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 20,00 (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}		Ma		Va			
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]	[kN/m ²]	[kN]		
statico	119,02	112,15	12,09	47,79	123,13	119,41	12,74	50,64
	186,27	162,40	19,51	82,03	187,10	163,85	19,92	82,44
sisma+	168,85	144,42	17,87	73,32	169,65	145,86	17,71	73,72



Mensola Lato Monte

PP = 20,00 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
PD = 0,00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	70,30	90,30	74,30	(kN/m ²)
pvb	70,30	90,30	74,30	(kN/m ²)
pvc	70,30	90,30	74,30	(kN/m ²)

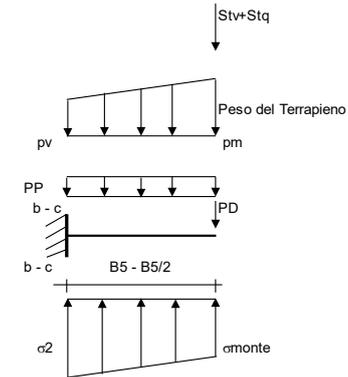
$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 + (St_v + Sq_v) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B^2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H2 / 2$

$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B5 / 2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2)^2 / 3 + (St_v + Sq_v) \cdot (B5 / 2) \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H2 / 2$

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

$V_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2) + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B5 / 2) / 2 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2) / 2 - (St_v + Sq_v) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$

caso	σ_{monte}		Mb		Vb		σ_{2c}		Mc		Vc			
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]		
statico	70,89	103,21	-89,29	-35,49	87,05	-42,40	-41,16	97,06	114,57	-85,87	-38,38	105,81	-39,84	-38,25
	19,15	131,36	-203,42	-94,01	75,26	-84,43	-97,55	24,39	133,63	-203,96	-95,63	79,01	-84,22	-97,49
sisma+	0,00	112,67	-197,34	-90,91	55,26	-81,39	-95,22	3,15	114,94	-195,45	-90,44	59,04	-80,59	-94,12



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

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

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

$N_{ext} = v$

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

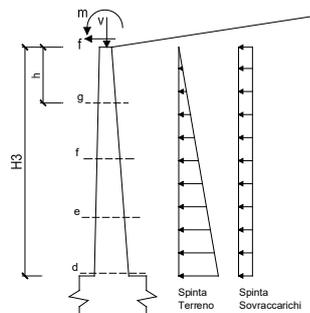
$V_t \text{ stat} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$

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

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

$V_{ext} = f$

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



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	3,70	41,20	31,33	10,83	0,00	17,05	100,41	0,00	51,37	51,37
e-e	2,78	17,38	13,22	6,09	0,00	9,06	45,75	0,00	35,64	35,64
ff	1,85	5,15	3,92	2,71	0,00	3,79	15,56	0,00	21,83	21,83
g-g	0,93	0,64	0,49	0,68	0,00	0,89	2,70	0,00	9,95	9,95

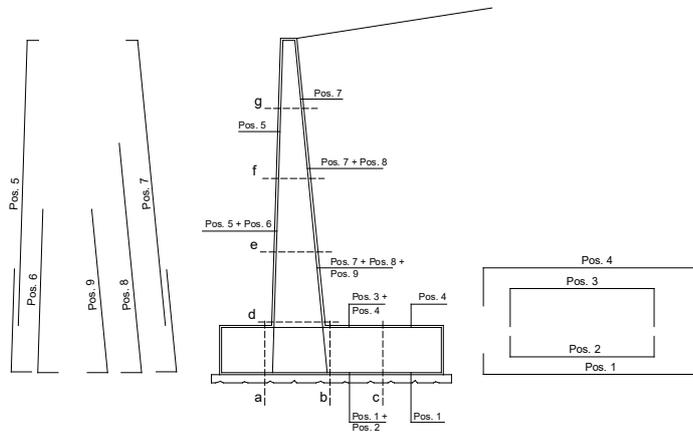
sezione	h	Vt _{stat}	Vt _{sism}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3,70	33,41	25,40	5,85	0,00	10,24	74,90
e-e	2,78	18,79	14,29	4,39	0,00	7,10	44,57
ff	1,85	8,35	6,35	2,93	0,00	4,35	21,98
g-g	0,93	2,09	1,59	1,46	0,00	1,98	7,12

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	3,70	41,20	23,48	12,12	0,00	17,05	93,85	0,00	41,13	41,13
e-e	2,78	17,38	9,90	6,82	0,00	9,06	43,16	0,00	28,53	28,53
ff	1,85	5,15	2,93	3,03	0,00	3,79	14,90	0,00	17,48	17,48
g-g	0,93	0,64	0,37	0,76	0,00	0,89	2,66	0,00	7,97	7,97

sezione	h	Vt _{stat}	Vt _{sism}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3,70	33,41	19,04	6,55	0,00	10,24	69,23
e-e	2,78	18,79	10,71	4,91	0,00	7,10	41,52
ff	1,85	8,35	4,76	3,27	0,00	4,35	20,74
g-g	0,93	2,09	1,19	1,64	0,00	1,98	6,90

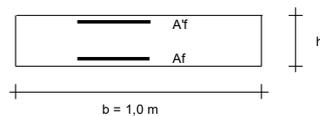
SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

pos	n°/ml	φ	Il strato	pos	n°/ml	φ	Il strato
1	5,0	20		5	5,0	14	
2	0,0	24	□	6	5,0	16	□
3	0,0	16	□	7	5,0	16	
4	5,0	20		8	5,0	20	□
				9	0,0	12	□

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	19,92	0,00	0,80	15,71	15,71	444,76
b - b	-203,96	0,00	0,80	15,71	15,71	444,76
c - c	-84,43	0,00	0,80	15,71	15,71	444,76
d - d	100,41	51,37	0,65	25,76	17,75	582,78
e - e	45,75	35,64	0,58	25,76	17,75	501,57
f - f	15,56	21,83	0,50	25,76	7,70	420,16
g - g	2,84	21,46	0,43	10,05	7,70	145,25

(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 _{Rsd}	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	82,44	0,80	245,09	10	20	20	21,8	1296,55	Armatura a taglio non necessaria
b - b	95,63	0,80	245,09	10	20	20	21,8	1296,55	Armatura a taglio non necessaria
c - c	97,55	0,80	245,09	10	20	20	21,8	1296,55	Armatura a taglio non necessaria
d - d	74,90	0,65	257,63	10	20	20	21,8	1037,24	Armatura a taglio non necessaria
e - e	44,57	0,58	239,86	10	20	20	21,8	907,58	Armatura a taglio non necessaria
f - f	21,98	0,50	221,46	10	20	20	21,8	777,93	Armatura a taglio non necessaria
g - g	7,12	0,43	152,21	10	20	20	21,8	648,27	Armatura a taglio non necessaria

VERIFICA A FESSURAZIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

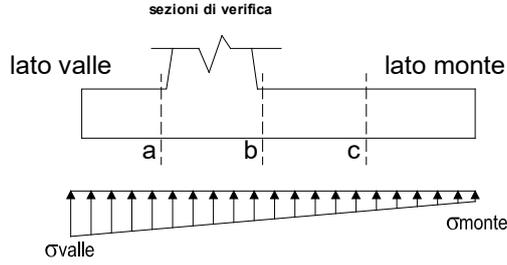
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 3,50 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 2,04 \text{ (m}^3\text{)}$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Freq.	327,00	34,55	110,35	76,51
	366,75	17,66	113,43	96,14
Q.P.	310,97	-9,22	84,33	93,36
	310,97	-9,22	84,33	93,36

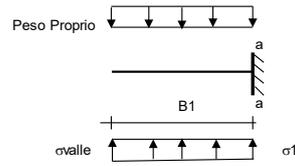


Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 20,00 (kN/m)

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

caso	σ_{valle}	σ_1	M _a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	110,35	105,52	11,09
	113,43	110,96	11,58
Q.P.	84,33	85,62	8,10
	84,33	85,62	8,10



Mensola Lato Monte

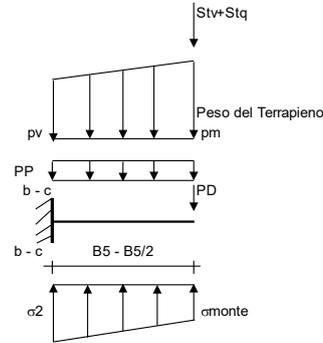
PP = 20,00 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
PD = 0,00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max	Freq	N max	QP
pm	70,30	85,30	70,30	85,30	70,30
pvb	70,30	85,30	70,30	85,30	70,30
pvc	70,30	85,30	70,30	85,30	70,30

$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot B^2 / 3 + (St_v + Sq_v) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (B^2 - Bd^2) / 2 + M_{sp} + Sp \cdot H^2 / 2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP)) \cdot (B^2 / 2) + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B^2 / 2) / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (B^2 / 2) / 3 + (St_v + Sq_v) \cdot (B^2 / 2) \cdot PD \cdot (B^2 - Bd^2) / 2 + M_{sp} + Sp \cdot H^2 / 2$$

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	M _b	σ_{2c}	M _c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	76,51	99,23	-77,39	87,87	-37,02
	96,14	107,75	-74,83	101,94	-35,10
Q.P.	93,36	87,30	-41,70	90,33	-20,87
	93,36	87,30	-41,70	90,33	-20,87



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

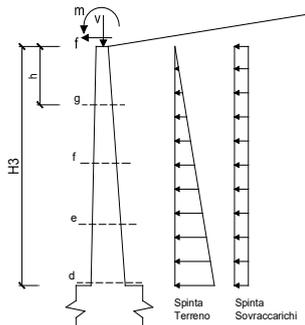
Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

$$N_{ext} = v$$



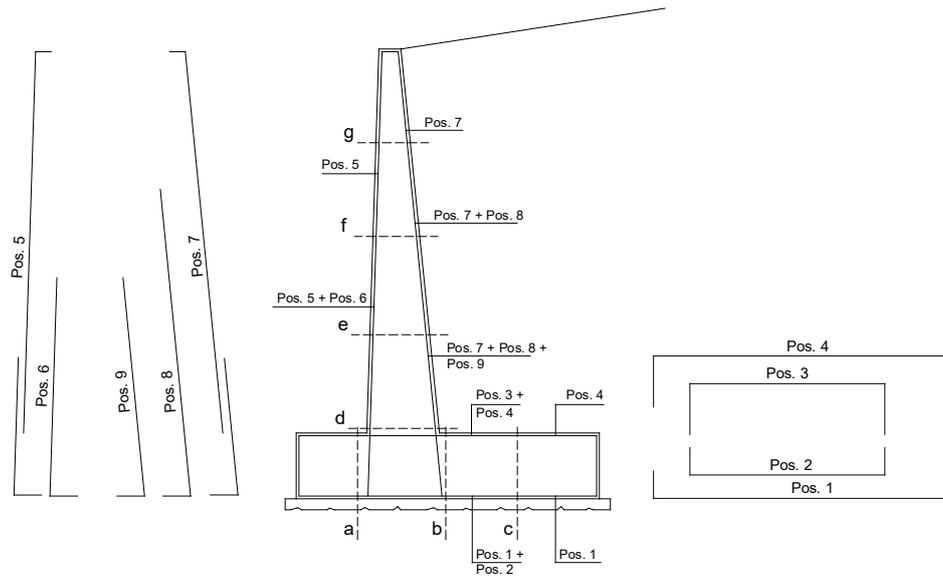
condizione Frequente

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	3,70	41,20	26,37	0,00	67,57	9,38	46,25	55,63
e-e	2,78	17,38	14,83	0,00	32,22	9,38	32,09	41,46
f-f	1,85	5,15	6,59	0,00	11,74	9,38	19,66	29,03
g-g	0,93	0,64	1,65	0,00	2,29	9,38	8,96	18,34

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	3,70	41,20	0,00	0,00	41,20	0,00	46,25	46,25
e-e	2,78	17,38	0,00	0,00	17,38	0,00	32,09	32,09
f-f	1,85	5,15	0,00	0,00	5,15	0,00	19,66	19,66
g-g	0,93	0,64	0,00	0,00	0,64	0,00	8,96	8,96

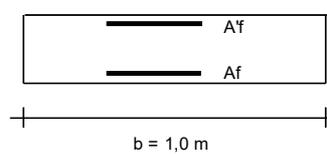
SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5,0	20		5	5,0	14	
2	0,0	24	☐	6	5,0	16	☐
3	0,0	16	☐	7	5,0	16	
4	5,0	20		8	5,0	20	☐
				9	0,0	12	☐

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	A'f	σc	σf	wk	wamm
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	11,58	0,00	0,80	15,71	15,71	0,18	10,54	0,012	0,300
b - b	-77,39	0,00	0,80	15,71	15,71	1,20	70,46	0,082	0,300
c - c	-37,02	0,00	0,80	15,71	15,71	0,57	33,70	0,039	0,300
d - d	67,57	55,63	0,65	25,76	17,75	1,78	53,31	0,044	0,300
e - e	32,22	41,46	0,58	25,76	17,75	0,99	24,76	0,020	0,300
f - f	11,74	29,03	0,50	25,76	7,70	0,40	6,64	0,005	0,300
g - g	2,29	18,34	0,43	10,05	7,70	0,12	0,50	0,000	0,300

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

condizione Quasi Permanente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf	wk	wamm
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	8,10	0,00	0,80	15,71	15,71	0,13	7,37	0,009	0,400
b - b	-41,70	0,00	0,80	15,71	15,71	0,65	37,96	0,044	0,400
c - c	-20,87	0,00	0,80	15,71	15,71	0,32	19,00	0,022	0,400
d - d	41,20	46,25	0,65	25,76	17,75	1,01	27,14	0,022	0,400
e - e	17,38	32,09	0,58	25,76	17,75	0,50	10,57	0,008	0,400
f - f	5,15	19,66	0,50	25,76	7,70	0,18	1,99	0,001	0,400
g - g	0,64	8,96	0,43	10,05	7,70	0,04	-0,07	0,000	0,400

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

VERIFICHE TENSIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

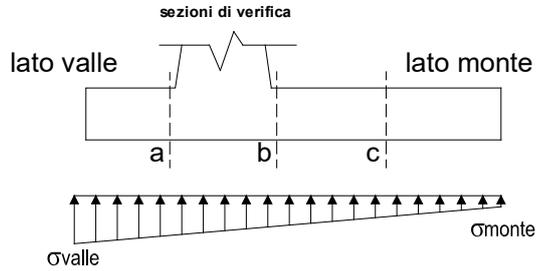
Reazione del terreno

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

$A = 1.0 \cdot B = 3,50 \text{ (m}^2\text{)}$

$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 2,04 \text{ (m}^3\text{)}$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	329,22	51,44	119,26	68,87
sisma+	382,22	28,91	123,37	95,04
sisma-	370,09	166,10	186,27	19,15
sisma-	291,79	174,48	168,85	0,00
sisma-	302,39	169,97	169,65	3,15

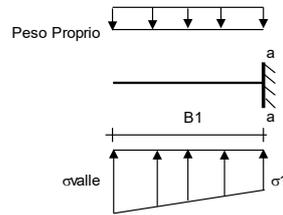


Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 20,00 (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]
statico	119,26	112,06	12,11
sisma+	123,37	119,32	12,75
sisma+	186,27	162,40	19,51
sisma-	187,10	163,85	19,64
sisma-	168,85	144,42	17,87
sisma-	169,65	145,86	17,99



Mensola Lato Monte

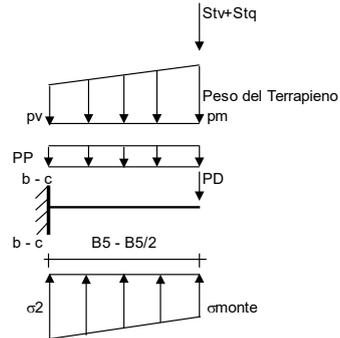
PP = 20,00 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
PD = 0,00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	70,30	90,30	74,30	(kN/m ²)
pvb	70,30	90,30	74,30	(kN/m ²)
pvc	70,30	90,30	74,30	(kN/m ²)

$Mb = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B5/2)^2 / 2 + (\sigma_2b - \sigma_{monte}) \cdot (B5/2)^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5/2)^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot B5 - PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 - Bd/2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2/2) + Msp + Sp \cdot H2/2$

$Mc = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B5/2)^2 / 2 + (\sigma_2c - \sigma_{monte}) \cdot (B5/2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5/2)^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot (B5/2) - PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5/2 - Bd/2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2/2) + Msp + Sp \cdot H2/2$

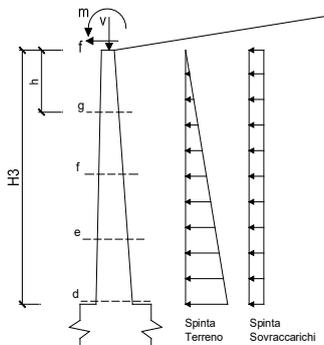
caso	σ_{monte}	σ_2b	Mb	σ_2c	Mc
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
statico	68,87	102,70	-93,47	85,78	-43,62
sisma+	95,04	114,06	-90,05	104,55	-41,06
sisma+	19,15	131,36	-203,42	75,26	-84,43
sisma-	24,39	133,63	-203,96	79,01	-84,22
sisma-	0,00	112,67	-197,34	55,26	-81,39
sisma-	3,15	114,94	-195,45	59,04	-80,59



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$Mt \text{ stat} = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h / 3$
 $Mt \text{ sism} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a \text{ orizz}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a \text{ orizz}}) \cdot h^2 \cdot h / 2 \text{ o } \cdot h / 3$
 $Mq = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz}} \cdot q \cdot h^2$
 $M_{ext} = m + F \cdot h$
 $M_{inerzia} = \Sigma Pm_i \cdot b_i \cdot kh$ (solo con sisma)
 $N_{ext} = v$
 $N_{pp+inerzia} = \Sigma Pm_i \cdot (1 \pm kv)$



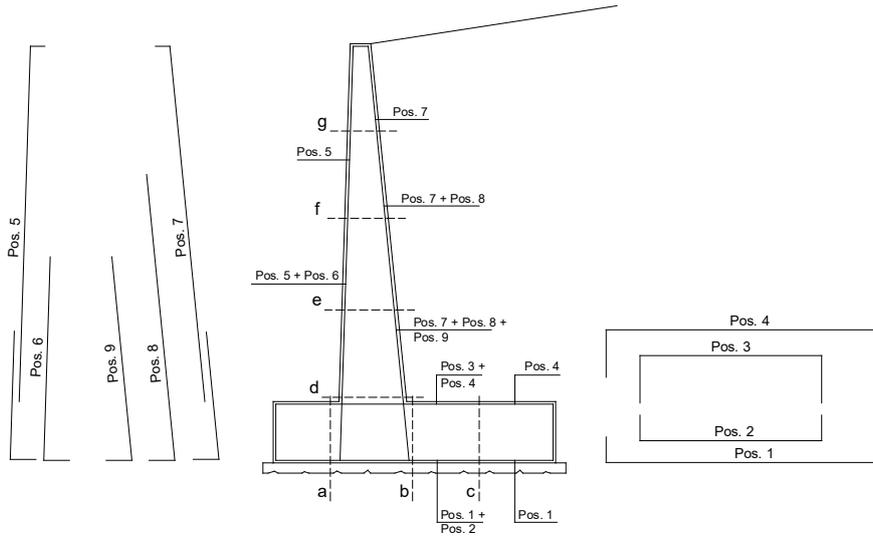
condizione sismica +

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]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]
d-d	3,70	41,20	31,33	10,83	0,00	17,05	100,41	0,00	51,37	51,37
e-e	2,78	17,38	13,22	6,09	0,00	9,06	45,75	0,00	35,64	35,64
f-f	1,85	5,15	3,92	2,71	0,00	3,79	15,56	0,00	21,83	21,83
g-g	0,93	0,64	0,49	0,68	0,00	0,89	2,70	0,00	9,95	9,95

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]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]
d-d	3,70	41,20	23,48	12,12	0,00	17,05	93,85	0,00	41,13	41,13
e-e	2,78	17,38	9,90	6,82	0,00	9,06	43,16	0,00	28,53	28,53
f-f	1,85	5,15	2,93	3,03	0,00	3,79	14,90	0,00	17,48	17,48
g-g	0,93	0,64	0,37	0,76	0,00	0,89	2,66	0,00	7,97	7,97

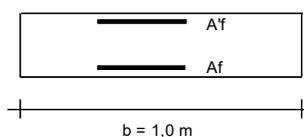
SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5,0	20		5	5,0	14	
2	0,0	24	☐	6	5,0	16	☐
3	0,0	16	☐	7	5,0	16	
4	5,0	20		8	5,0	20	☐
				9	0,0	12	☐

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	σ _c	σ _f
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	12,75	0,00	0,80	15,71	15,71	0,20	11,61
b - b	-93,47	0,00	0,80	15,71	15,71	1,45	85,09
c - c	-43,62	0,00	0,80	15,71	15,71	0,68	39,71
d - d	76,36	58,75	0,65	25,76	17,75	2,06	62,73
e - e	37,16	44,59	0,58	25,76	17,75	1,16	29,79
f - f	13,94	32,16	0,50	25,76	7,70	0,47	8,22
g - g	2,84	21,46	0,43	10,05	7,70	0,15	0,77

Condizione Sismica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ _c	σ _f
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	19,64	0,00	0,80	15,71	15,71	0,30	17,88
b - b	-203,96	0,00	0,80	15,71	15,71	3,16	185,69
c - c	-84,43	0,00	0,80	15,71	15,71	1,31	76,86
d - d	100,41	41,13	0,65	25,76	17,75	3,98	136,66
e - e	45,75	28,53	0,58	25,76	17,75	1,85	56,49
f - f	15,56	17,48	0,50	25,76	7,70	0,51	12,06
g - g	2,70	7,97	0,43	10,05	7,70	0,16	4,15

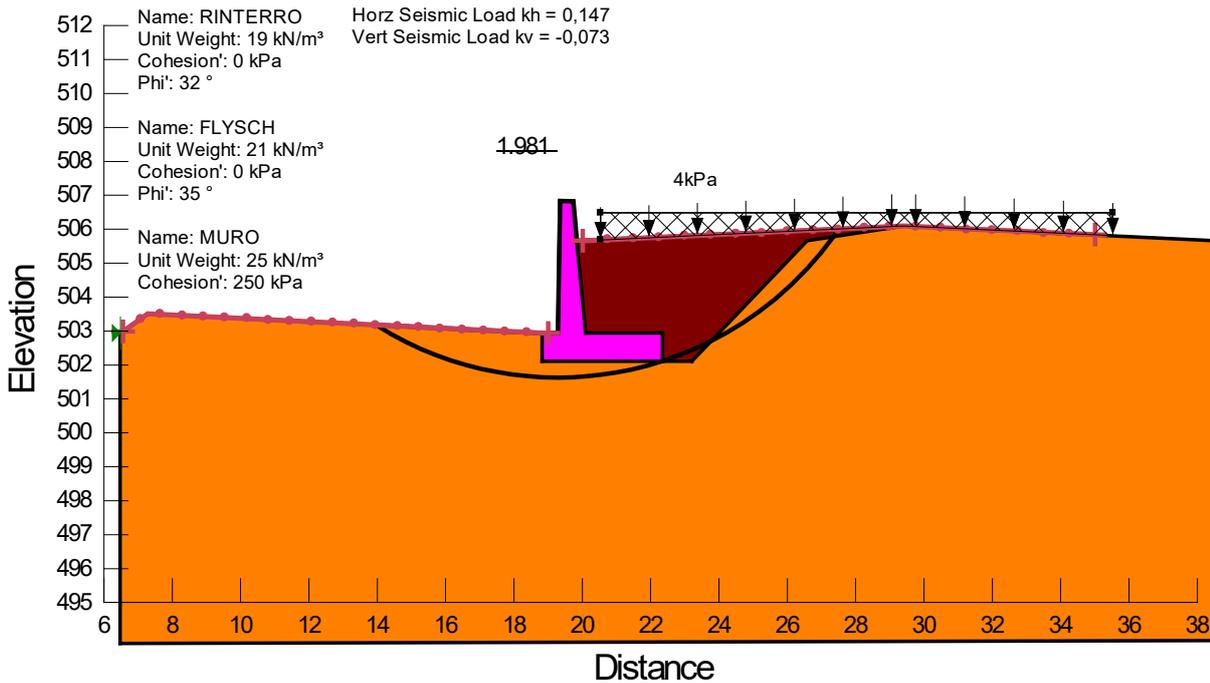


Figura 5.6 - Verifica sismica SLV M1+R2.

ALLEGATO DI CALCOLO

VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE, COMBINAZIONE STATICA SLU A2+M2+R2

SLOPE/W Analysis

Report generated using GeoStudio 2007, version 7.17. Copyright © 1991-2010 GEO-SLOPE International Ltd.

File Information

Created By:
Revision Number: 20
Last Edited By:
Date: 24/10/2018
Time: 13:19:16
File Name: Muro Galleria S.Antonio_SLU A2+M2+R2.gsz
Directory: Z:\Ingeos\PROGETTI\LO702M_Galleria Guinza-Cunicolo_Materiale_lavoro_per_consegna_28_giugno\Muri e ritombamenti\PE\Stab glob\
Last Solved Date: 24/10/2018
Last Solved Time: 13:19:39

Project Settings

Length(L) Units: meters
Time(t) Units: Seconds
Force(F) Units: kN
Pressure(p) Units: kPa
Strength Units: kPa
Unit Weight of Water: 9.807 kN/m³
View: 2D

Analysis Settings

Titolo relazione

51

SLOPE/W Analysis

Kind: **SLOPE/W**

Method: **GLE**

Settings

Side Function

Interslice force function option: **Half-Sine**

Lambda

Lambda: **0**

Lambda: **-1.25**

Lambda: **-1**

Lambda: **-0.75**

Lambda: **-0.5**

Lambda: **-0.25**

Lambda: **0.25**

Lambda: **0.5**

Lambda: **0.75**

Lambda: **1**

Lambda: **1.25**

Lambda: **0**

Lambda: **0**

Lambda: **0**

Lambda: **0**

PWP Conditions Source: **(none)**

Slip Surface

Direction of movement: **Right to Left**

Use Passive Mode: **No**

Slip Surface Option: **Entry and Exit**

Critical slip surfaces saved: **1**

Optimize Critical Slip Surface Location: **No**

Tension Crack

Tension Crack Option: **(none)**

FOS Distribution

FOS Calculation Option: **Constant**

Advanced

Number of Slices: **30**

Optimization Tolerance: **0.01**

Minimum Slip Surface Depth: **0.1 m**

Optimization Maximum Iterations: **2000**

Optimization Convergence Tolerance: **1e-007**

Starting Optimization Points: **8**

Ending Optimization Points: **16**

Complete Passes per Insertion: **1**

Driving Side Maximum Convex Angle: **5 °**

Resisting Side Maximum Convex Angle: **1 °**

Materials

RINTERRO

Model: **Mohr-Coulomb**

Unit Weight: **19 kN/m³**

Cohesion: **0 kPa**

Phi: **26.6 °**

Phi-B: **0 °**

FLYSCH

Model: **Mohr-Coulomb**

Unit Weight: **21 kN/m³**

Titolo relazione

52

Cohesion: 0 kPa
Phi: 29.3 °
Phi-B: 0 °

MURO

Model: Undrained (Phi=0)
Unit Weight: 25 kN/m³
Cohesion: 179 kPa

Slip Surface Entry and Exit

Left Projection: Range
Left-Zone Left Coordinate: (6.558619, 503) m
Left-Zone Right Coordinate: (19, 502.94119) m
Left-Zone Increment: 20
Right Projection: Range
Right-Zone Left Coordinate: (20, 505.66425) m
Right-Zone Right Coordinate: (35, 505.83366) m
Right-Zone Increment: 20
Radius Increments: 20

Slip Surface Limits

Left Coordinate: (6.478233, 502.94245) m
Right Coordinate: (38.501106, 505.67508) m

Surcharge Loads

Surcharge Load 1

Surcharge (Unit Weight): 10 kN/m³
Direction: Vertical

Coordinates

	X (m)	Y (m)
	20.531948	505.68819
	20.531948	508.28819
	35.531948	508.28819

Regions

	Material	Points	Area (m ²)
Region 1	FLYSCH	1,2,3,4,5,16,6,7,8,9,10	329.61235
Region 2	MURO	4,11,12,13,17,14,15,16,5	5.2292613
Region 3	RINTERRO	17,14,15,16,6,7,8,18	16.93748

Points

	X (m)	Y (m)
Point 1	6.478233	493.79177
Point 2	6.478233	502.94245
Point 3	7.281886	503.5178
Point 4	18.815887	502.93704
Point 5	18.833728	502.10107
Point 6	23.204732	502.11891
Point 7	26.588794	505.65922
Point 8	29.400396	506.0873
Point 9	38.501106	505.67508

Point 10	38.487365	493.87903
Point 11	19.288917	502.94771
Point 12	19.354581	506.83646
Point 13	19.735115	506.82407
Point 14	20.092934	502.93762
Point 15	22.351063	502.93319
Point 16	22.356989	502.11545
Point 17	19.84255	505.65716
Point 18	20.531948	505.68819
Point 19	20.531948	508.28819
Point 20	35.531948	508.28819

Critical Slip Surfaces

	Slip Surface	FOS	Center (m)	Radius (m)	Entry (m)	Exit (m)
1	6338	1.954	(19.453, 507.324)	5.969	(25.25, 505.901)	(15.2179, 503.118)

Slices of Slip Surface: 6338

	Slip Surface	X (m)	Y (m)	PWP (kPa)	Base Normal Stress (kPa)	Frictional Strength (kPa)	Cohesive Strength (kPa)
1	6338	15.381465	502.96545	0	4.4379247	2.4904472	0
2	6338	15.708555	502.6808	0	12.993303	7.2915014	0
3	6338	16.03564	502.4346	0	20.781754	11.662176	0
4	6338	16.362725	502.22125	0	27.688632	15.538136	0
5	6338	16.689815	502.0367	0	33.579533	18.843955	0
6	6338	17.016905	501.87805	0	38.342362	21.51673	0
7	6338	17.343995	501.7431	0	41.90562	23.516337	0
8	6338	17.67108	501.6301	0	44.25299	24.83362	0
9	6338	17.998165	501.5378	0	45.420475	25.488782	0
10	6338	18.325255	501.4652	0	45.494611	25.530385	0
11	6338	18.652345	501.41155	0	44.595925	25.026066	0
12	6338	19.052405	501.37345	0	46.696702	26.204967	0
13	6338	19.32175	501.3568	0	100.44315	56.366066	0
14	6338	19.54485	501.359	0	151.00946	84.742558	0
15	6338	19.788835	501.36495	0	130.04948	72.980363	0
16	6338	19.96774	501.37885	0	102.4472	57.490688	0
17	6338	20.31244	501.42165	0	88.026288	49.398049	0
18	6338	20.71386	501.4929	0	106.17186	59.580867	0
19	6338	21.07768	501.5837	0	98.635761	55.351808	0
20	6338	21.441505	501.6995	0	91.263461	51.214666	0
21	6338	21.80533	501.8418	0	84.129324	47.211175	0
22	6338	22.172115	502.0145	0	77.20475	43.325285	0
23	6338	22.52275	502.20865	0	67.626952	33.865055	0

24	6338	22.848605	502.4189	0	62.459217	31.277246	0
25	6338	23.168795	502.65715	0	57.464341	28.775999	0
26	6338	23.488985	502.9317	0	52.455325	26.26767	0
27	6338	23.809175	503.24995	0	47.296974	23.68456	0
28	6338	24.129365	503.62335	0	41.780959	20.922346	0
29	6338	24.449555	504.07155	0	35.572774	17.813518	0
30	6338	24.769745	504.6338	0	28.055566	14.049181	0
31	6338	25.089935	505.4253	0	17.613449	8.8201584	0

VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE, COMBINAZIONE SISMICA SLV M1+R2

SLOPE/W Analysis

Report generated using GeoStudio 2012. Copyright © 1991-2012 GEO-SLOPE International Ltd.

File Information

Created By: [Seghetta Marco](#)
Revision Number: 33
Last Edited By: [Seghetta Marco](#)
Date: 26/06/2019
Time: 12:54:23
File Name: [Muro Galleria S.Antonio_SLV M1+R2.gsz](#)
Directory: [Z:\Ingeos\PROGETTI\LO702M_Galleria Guinza-Cunicolo_Materiale_lavoro_per_consegna_28_giugno\Muri e ritombamenti\PE\Stab glob\](#)
Last Solved Date: 26/06/2019
Last Solved Time: 12:54:26

Project Settings

Length(L) Units: [meters](#)
Time(t) Units: [Seconds](#)
Force(F) Units: [kN](#)
Pressure(p) Units: [kPa](#)
Strength Units: [kPa](#)
Unit Weight of Water: [9,807 kN/m³](#)
View: [2D](#)

Analysis Settings

SLOPE/W Analysis

Kind: [SLOPE/W](#)
Method: [Morgenstern-Price](#)
Settings

Side Function

Interslice force function option: [Half-Sine](#)

Lambda

Lambda 1: [-1,25](#)
Lambda 2: [-1](#)
Lambda 3: [-0,75](#)
Lambda 4: [-0,5](#)
Lambda 5: [-0,25](#)
Lambda 6: [0](#)
Lambda 7: [0,25](#)
Lambda 8: [0,5](#)
Lambda 9: [0,75](#)
Lambda 10: [1](#)
Lambda 11: [1,25](#)

PWP Conditions Source: [\(none\)](#)

Slip Surface

Direction of movement: [Right to Left](#)
Use Passive Mode: [No](#)
Slip Surface Option: [Entry and Exit](#)
Critical slip surfaces saved: [1](#)
Optimize Critical Slip Surface Location: [No](#)

Tension Crack

Tension Crack Option: (none)

F of S Distribution

F of S Calculation Option: Constant

Advanced

Number of Slices: 30

F of S Tolerance: 0,01

Minimum Slip Surface Depth: 0,1 m

Optimization Maximum Iterations: 2.000

Optimization Convergence Tolerance: 1e-007

Starting Optimization Points: 8

Ending Optimization Points: 16

Complete Passes per Insertion: 1

Driving Side Maximum Convex Angle: 5 °

Resisting Side Maximum Convex Angle: 1 °

Materials

RINTERRO

Model: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 19 kN/m³

Cohesion': 0 kPa

Phi': 32 °

Phi-B: 0 °

FLYSCH

Model: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 21 kN/m³

Cohesion': 0 kPa

Phi': 35 °

Phi-B: 0 °

MURO

Model: Undrained (Phi=0)

Unit Weight: 25 kN/m³

Cohesion': 250 kPa

Slip Surface Entry and Exit

Left Projection: Range

Left-Zone Left Coordinate: (6.558619, 503) m

Left-Zone Right Coordinate: (19, 502.94119) m

Left-Zone Increment: 20

Right Projection: Range

Right-Zone Left Coordinate: (20, 505.66425) m

Right-Zone Right Coordinate: (35, 505.83366) m

Right-Zone Increment: 20

Radius Increments: 20

Slip Surface Limits

Left Coordinate: (6.478233, 502.94245) m

Right Coordinate: (38.501106, 505.67508) m

Surcharge Loads

Surcharge Load 1

Surcharge (Unit Weight): 10 kN/m³

Titolo relazione

57

Direction: **Vertical**

Coordinates

	X (m)	Y (m)
	20,531948	505,68819
	20,531948	506,48819
	35,531948	506,48819

Seismic Loads

Horz Seismic Load: **0,147**

Vert Seismic Load: **-0,073**

Ignore seismic load in strength: **No**

Points

	X (m)	Y (m)
Point 1	6,478233	493,79177
Point 2	6,478233	502,94245
Point 3	7,281886	503,5178
Point 4	18,815887	502,93704
Point 5	18,833728	502,10107
Point 6	23,204732	502,11891
Point 7	26,588794	505,65922
Point 8	29,400396	506,0873
Point 9	38,501106	505,67508
Point 10	38,487365	493,87903
Point 11	19,288917	502,94771
Point 12	19,354581	506,83646
Point 13	19,735115	506,82407
Point 14	20,092934	502,93762
Point 15	22,351063	502,93319
Point 16	22,356989	502,11545
Point 17	19,84255	505,65716
Point 18	20,531948	505,68819
Point 19	20,531948	506,08819
Point 20	35,531948	506,08819

Regions

	Material	Points	Area (m ²)
Region 1	FLYSCH	1,2,3,4,5,16,6,7,8,9,10	329,61

Titolo relazione

58

RTP di progettazione:

Mandataria:



Mandanti:



Region 2	MURO	4,11,12,13,17,14,15,16,5	5,2293
Region 3	RINTERRO	17,14,15,16,6,7,8,18	16,937

Current Slip Surface

Slip Surface: 5.513

F of S: 1.981

F of S Rank: 1

Exit: (13,957288, 503,18168) m

Entry: (27,500037, 506,00178) m

Radius: 9,9114698 m

Center: (19,281411, 511,54176) m

Slip Slices

	X (m)	Y (m)	PWP (kPa)	Base Normal Stress (kPa)	Frictional Strength (kPa)	Cohesive Strength (kPa)
Slice 1	14,178133	503,04898	0	3,198299	2,2394731	0
Slice 2	14,619824	502,79852	0	9,5943606	6,7180436	0
Slice 3	15,061515	502,57682	0	15,674841	10,975642	0
Slice 4	15,503206	502,38178	0	21,217542	14,856683	0
Slice 5	15,944897	502,21171	0	26,017853	18,217897	0
Slice 6	16,386587	502,06527	0	29,910055	20,943246	0
Slice 7	16,828278	501,94137	0	32,78248	22,95454	0
Slice 8	17,269969	501,83916	0	34,585487	24,217018	0
Slice 9	17,71166	501,75794	0	35,331792	24,739587	0
Slice 10	18,153351	501,6972	0	35,089741	24,570101	0
Slice 11	18,595042	501,65656	0	33,971053	23,786787	0
Slice 12	19,052402	501,63576	0	35,962536	25,181239	0
Slice 13	19,321749	501,63043	0	84,935219	59,47228	0
Slice 14	19,544848	501,63562	0	131,60667	92,151984	0
Slice 15	19,788832	501,64343	0	113,57489	79,525992	0
Slice 16	19,967742	501,65488	0	89,1466	62,421121	0
Slice 17	20,312441	501,68653	0	77,463713	54,240676	0
Slice 18	20,758484	501,74365	0	80,719191	56,520186	0
Slice 19	21,211557	501,82279	0	74,939042	52,472882	0

Slice 20	21,66463	501,92391	0	69,24903	48,488693	0
Slice 21	22,124063	502,04979	0	63,660434	44,575515	0
Slice 22	22,590809	502,20241	0	54,452672	34,025806	0
Slice 23	23,058507	502,3817	0	49,871793	31,163355	0
Slice 24	23,526206	502,589	0	45,509494	28,437488	0
Slice 25	23,995783	502,8274	0	41,227678	28,867931	0
Slice 26	24,46724	503,09973	0	37,24358	26,078236	0
Slice 27	24,938696	503,4085	0	33,222398	23,262574	0
Slice 28	25,410153	503,75808	0	29,047222	20,339084	0
Slice 29	25,881609	504,15429	0	24,570509	17,204456	0
Slice 30	26,353066	504,60522	0	19,604398	13,727147	0
Slice 31	26,777024	505,06332	0	14,362492	10,056725	0
Slice 32	27,153485	505,52748	0	8,7401872	6,119945	0
Slice 33	27,420876	505,88782	0	4,6360898	2,8969504	0