COMMITTENTE:

RFI RETE FERROVIARIA ITALIANA
GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

PROGETTAZIONE:

ITALFERR
GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO

NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA

U.O. INFRASTRUTTURE SUD

PROGETTO DEFINITIVO

TRATTA LERCARA DIR. - CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3)

Opere di sostegno piazzali - Lotto 3b

PT57: Muro di sostegno MU90B

Relazione di calcolo

SCALA: -

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
RS3T	30	D	78	CL	MU90B0	001	B

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	ATI Sintagma Rocksoil - Edin	Feb-2020	M.Salleolini	Feb-2020	A.Barreca	Feb-2020	D.Tiberti Apr-2020
B	Emissione Esecutiva	ATI Sintagma Rocksoil - Edin	Apr-2020	M.Salleolini	Apr-2020	A.Barreca	Apr-2020	

ITALFERR S.p.A. Gruppo Ferrovie dello Stato Direzione Tecnica UO Infrastrutture Sud Dott. Ing. Dario Tiberti Ordine degli Ingegneri Prov. di Napoli n. 10878

File: RS3T.3.0.D.78.CL.MU.90.B.0.001.B | n. Elab.: 78_509_41

INDICE

1. PREMESSA 5
1.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA 5
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO 8
3. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO 8
4. UNITÀ DI MISURA E SIMBOLOGIA 9
5. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI 10
5.1 CALCESTRUZZO 10
5.2 ACCIAIO IN BARRE AD ADERENZA MIGLIORATA B450 C 12
6. INQUADRAMENTO GEOTECNICO 13
7. CRITERI DI VERIFICA 15
7.1 VERIFICHE GEOTECNICHE (SLU) IN CONDIZIONI STATICHE 15
7.1.1 VERIFICA A SCORRIMENTO 17
7.1.2 VERIFICA A RIBALTAMENTO 18
7.1.3 VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE 18
7.1.4 VERIFICA A STABILITÀ GLOBALE 18
7.2 VERIFICHE GEOTECNICHE (SLV) IN CONDIZIONI SISMICHE 19
7.3 VERIFICHE GEOTECNICHE (SLE) 21
7.4 VERIFICHE STRUTTURALI SLU 22
7.4.1 CRITERI DI VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A. 22
7.4.2 VERIFICHE PER GLI STATI LIMITE ULTIMI A FLESSIONE - PRESSOFLESSIONE 22
7.4.3 VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI A TAGLIO 22
7.5 VERIFICHE STRUTTURALI SLE 24
7.5.1 VERIFICHE ALLE TENSIONI 24
7.5.2 VERIFICHE A FESSURAZIONE 25
8. ANALISI DEI CARICHI 27
8.1 PESI PROPRI 27

8.2 CARICHI PERMANENTI 28

8.2.1 PARAPETTO METALLICO 28

8.2.2 BARRIERA DI SICUREZZA 28

8.2.3 SPINTA DEL TERRENO 28

8.3 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA 30

8.3.1 VITA NOMINALE 30

8.3.2 CLASSE D'USO 30

8.3.3 PERIODO DI RIFERIMENTO 30

8.3.4 PARAMETRI SISMICI 30

8.4 COMBINAZIONI DI CARICO 35

9. PROGETTO E VERIFICA DEL MURO DI CONTRORIPA "TIPO 1" 39

9.1 DATI DI INPUT 39

9.2 CALCOLO DELLE AZIONI 42

9.2.1 FORZE VERTICALI E INERZIALI 42

9.2.2 SPINTE IN CONDIZIONE STATICA 44

9.2.3 SPINTE IN CONDIZIONE SISMICA + ... 45

9.2.4 SPINTE IN CONDIZIONE SISMICA - 46

9.3 VERIFICHE GEOTECNICHE 47

9.3.1 VERIFICA STATICA A RIBALTAMENTO, SCORRIMENTO E CARICO LIMITE VERTICALE - C. DRENATE 47

9.3.2 VERIFICA SISMICA A RIBALTAMENTO, SCORRIMENTO E CARICO LIMITE VERTICALE - C. DRENATE 49

9.3.3 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE – COND. DRENATE 53

9.4 VERIFICHE STRUTTURALI 57

9.4.1 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI 57

9.4.2 VERIFICHE SLU 59

9.4.3 VERIFICHE SLE TENSIONE 61

9.4.4 VERIFICHE SLE FESSURAZIONE 62

1. PREMESSA

Il presente documento si inserisce nell'ambito della redazione degli elaborati tecnici di progetto definitivo della direttrice ferroviaria Messina-Catania-Palermo, nuovo collegamento Palermo-Catania tratta Vallelunga – Caltanisetta Xirbi (Lotto 3b).

1.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Nella presente relazione sono illustrati i calcoli e le verifiche del muro di sostegno MU90B situato al km 35+200 in corrispondenza del piazzale PT57 – Imbocco lato Ovest galleria Trabona lato PA (Figura 1-1, Figura 1-2).

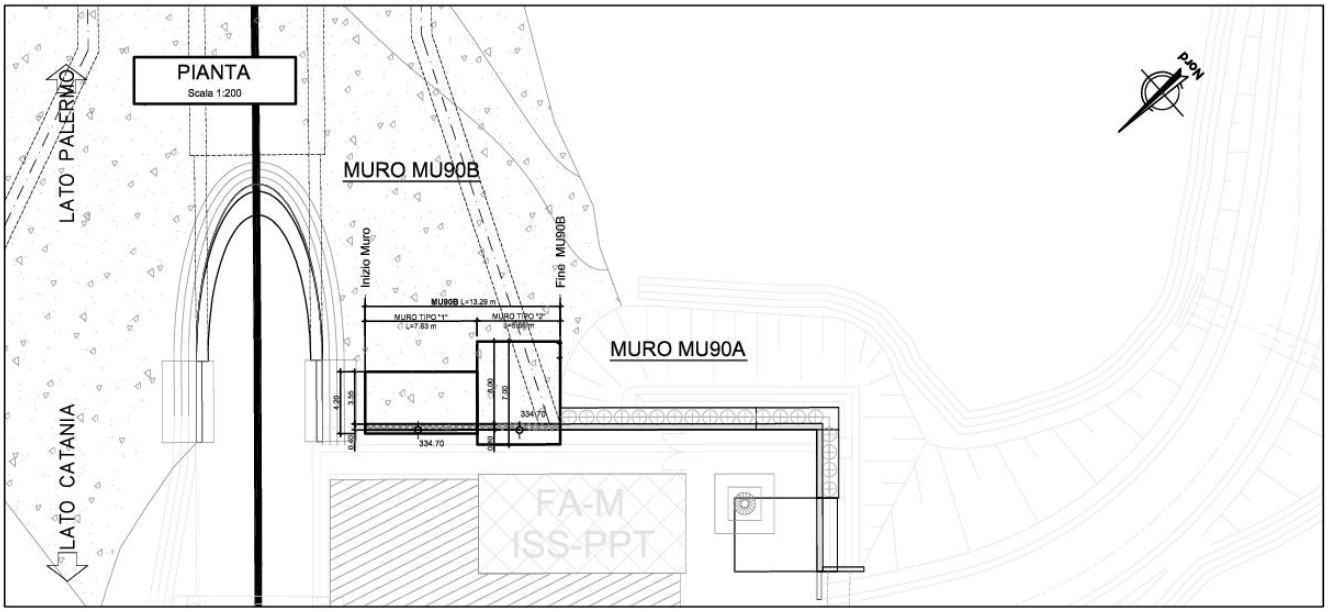


Figura 1-1 – PT57: Muro di sostegno MU90B - Pianta.

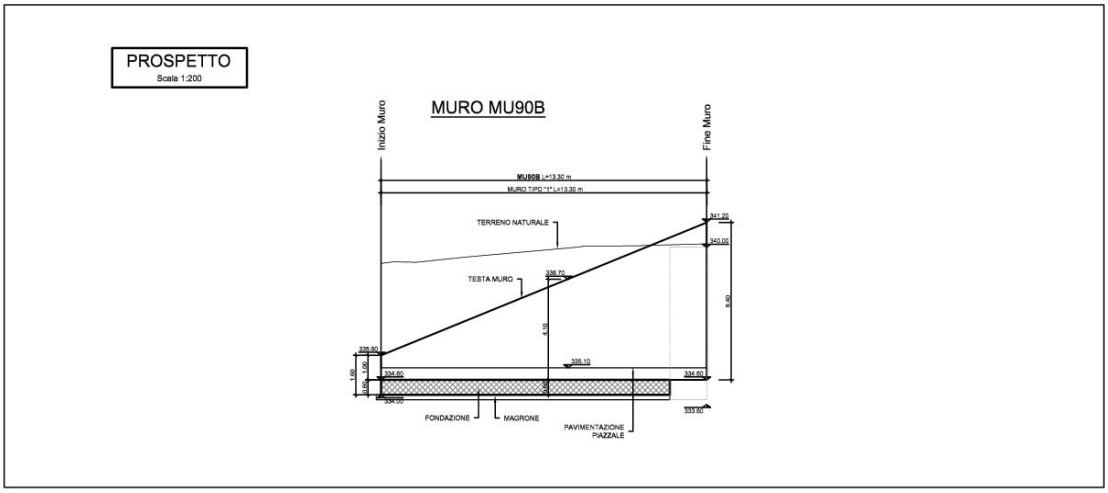


Figura 1-2 – PT57: Muro di sostegno MU90B - Prospetto.

Quanto riportato di seguito consentirà di verificare che il dimensionamento della struttura è stato effettuato nel rispetto dei requisiti di resistenza richiesti all'opera.

L'altezza del muro è variabile con lo sviluppo dell'opera stessa fino ad un massimo di 6.40m, con spessore del paramento in testa di 0.4m, spessore della soletta di fondazione pari a 0.60m e larghezza della stessa pari a 4.20m.

Le verifiche del muro di sostegno sono state eseguite considerando per esso un'altezza pari all'altezza media del paramento in elevazione.

E' stata pertanto individuata la tipologia di *"muro di controripa"* le cui caratteristiche sono di seguito riassunte:

- muro *"tipo 1"* per altezze fino a 4,50 metri la fondazione del muro è diretta ed è caratterizzata da una lunghezza di 4.20 m e spessore 0.60 m. Il ricoprimento sopra la zattera di valle è pari ad almeno 20 cm. L'altezza media del paramento è pari a 3.70 m (Figura 1-3).

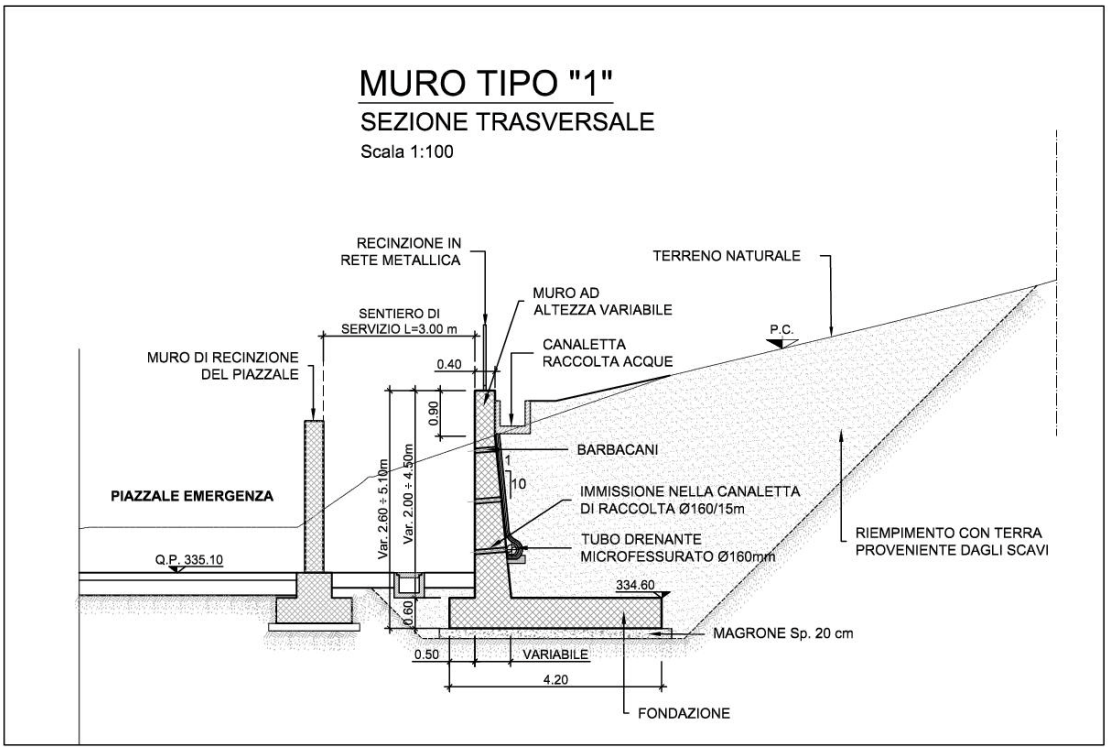


Figura 1-3 – PT57: Muro di sostegno MU90B - Sezione.

Di seguito si svolgerà la verifica per ogni tipo di muro precedentemente descritto caratterizzato dall'altezza di paramento massima.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

L'interpretazione dei risultati e la redazione della presente relazione sono stati effettuati nel rispetto della Normativa in vigore.

I principali riferimenti normativi sono i seguenti:

Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18 (NTC-2018);

Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019 - Istruzioni per l'Applicazione dell'aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018;

Regolamento (UE) N.1299/2014 del 18 novembre 2014 della Commissione Europea. Relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema "infrastruttura" del sistema ferroviario dell'Unione Europea.

Eurocodici EN 1991-2: 2003/AC:2010 – Eurocodice 1 – Parte 2

RFI DTC SI MA IFS 001 C del 21-12-18 - Manuale di Progettazione delle Opere Civili

3. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Vengono presi a riferimento i seguenti elaborati grafici progettuali di pertinenza:

RS3T.3.0.D.78.P9.MU.90.B.0.001: *"Opere di sostegno viabilità – Lotto 3b – PT57: Muro di sostegno MU90B – Pianta, prospetto e sezioni"*

RS3T.3.0.D.78.TT.OC.00.0.0.007.A: *"Opere civili – Elaborati generali OO. CC. – Tabella incidenze armature Opere Civili Viabilità – Lotto 3b"*

RS3T.3.0.D.78.GE.GE.00.0.0.002.B: *"Geotecnica – Elaborati generali – Relazione geotecnica generale – Lotto 3b"*

4. UNITÀ DI MISURA E SIMBOLOGIA

Si utilizza il Sistema Internazionale (SI):

unità di misura principali

N (Newton)	unità di forza
m (metro)	unità di lunghezza
kg (kilogrammo-massa)	unità di massa
s (secondo)	unità di tempo

unità di misura derivate **kN**

(kiloNewton)	103N
MN (megaNewton)	106N
kgf (kilogrammo-forza)	1 kgf = 9.81 N
cm (centimetro)	10-2 m
mm (millimetro)	10-3 m
Pa (Pascal)	1 N/m2
kPa (kiloPascal)	103 N/m2
MPa (megaPascal)	106 N/m2
N/m3	(peso specifico)
g (accelerazione di gravità)	~9.81 m/s2

corrispondenze notevoli

1 MPa = 1 N/mm2

1 MPa ~ 10 kgf/cm2

Si utilizzano i seguenti principali simboli con le relative unità di misura normalmente adottate:

γ	(gamma)	peso dell'unità di volume	(kN/m3)
σ	(sigma)	tensione normale	(N/mm2)

τ	(tau)	tensione tangenziale	(N / mm2)	
ε	(epsilon)	deformazione	(m/m)	-
ϕ	(fi)	angolo di resistenza	(° sessagesimali)	

5. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Le caratteristiche dei materiali sono ricavate con riferimento alle indicazioni contenute nei capitoli 4 e 11 del D.M. 17 gennaio 2018. Nelle tabelle che seguono sono indicate le principali caratteristiche e i riferimenti dei paragrafi del D.M. citato.

5.1 CALCESTRUZZO

- Elemento strutturale: *fondazione ed elevazione muro di sostegno*

Classe di resistenza = C32/40;

Rck = resistenza cubica = 40 N/mm2;

fck = resistenza cilindrica caratteristica = 0.83 Rck = 33.20 N/ mm2;

fcm = resistenza cilindrica media = fck + 8 = 41.20 N/ mm2;

fcd = αcc fck/γc = 18,81 N/mm2;

fctm = resistenza a trazione media = 0.30 x fck^2/3 = 3.10 N/ mm2;

fcfm = resistenza a traz. per flessione media = 1.20 x fctm = 3.72 N/ mm2;

fcfk = resistenza a traz. per flessione carati. = 0.70 x fcfm = 2.60 N/ mm2;

Ecm = modulo elast. tra 0 e 0.40fcm = 22000 x (fcm/10)^0.3 = 33642.78 N/ mm2;

Tolleranza di posa del copriferro = 10 mm;

Classe di esposizione XC4

Copriferro minimo c_{min}= 50 mm

Condizioni ambientali: aggressive

CALCOLO COPRIFERRO - § C4.1.6.1.3 ISTRUZIONI NTC 2018

- Elemento strutturale: *fondazione ed elevazione muro di sostegno – muro tipo 1*

Diametro (o diametro equivalente) barre longitudinali:	20	[mm]
Diametro staffe:	10	[mm]
Classe Calcestruzzo:	C32/40	
Condizioni ambientali:	Aggressive	
Vita nominale costruzione:	75	[anni]
Tolleranza di posa:	10	[mm]
Copriferro staffe:		
Copriferro minimo c_{min}:	40	[mm]
Copriferro nominale Netto Staffe:	50	[mm]
Copriferro barre longitudinali:		
Copriferro nominale Netto barre longitudinali:	70	[mm]
Copriferro nominale dal Baricentro della Barra longitudinale:	**80**	**[mm]**

5.2 ACCIAIO IN BARRE AD ADERENZA MIGLIORATA B450 C

L'acciaio per cemento armato B450C è caratterizzato dai seguenti valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura da utilizzare nei calcoli:

$f_{y\ nom}$	450 N/mm^2
$f_{t\ nom}$	540 N/mm^2

Tabella 5-1 Tensioni caratteristiche acciaio.

E deve rispettare i requisiti indicati nella seguente tabella:

CARATTERISTICHE	REQUISITI	FRATTILE (%)
Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	$\geq f_{y\ nom}$	5.0
Tensione caratteristica di rottura f_{tk}	$\geq f_{t\ nom}$	5.0
$(f_t/f_y)_k$	≥1,15 <1,35	10.0
$(f_y/f_{ynom})_k$	≤ 1,25	10.0
Allungamento $(A_{gt})_k$:	≥ 7,5 %	10.0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90 ° e successivo raddrizzamento senza cricche: $\phi < 12$ mm $12 \leq \phi \leq 16$ mm per $16 < \phi \leq 25$ mm per $25 < \phi \leq 40$ mm	 4ϕ 5 ϕ 8 ϕ 10 ϕ	

Tabella 5-2 Requisiti acciaio.

Inoltre si ha:

- Es = 210000 N/mm2
- Sovrapposizioni barre ≥ 40φ

Resistenza di calcolo dell'acciaio per la verifica agli SLU (γs=1.15):

Resistenza di calcolo a rottura per trazione e deformazione corrispondente:

- fyd = fyk/γs 391.3 N/mm2
- εyd = fyd/Es 0.186%

6. INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Il modello geotecnico di calcolo è stato definito sulla base di quanto riportato nella relazione geotecnica: Si riportano di seguito i terreni su cui poggiano i muri di sostegno lungo il tracciato, con i parametri fisici e meccanici ad essi assegnati. Da un'analisi dei dati a disposizione emerge che lo strato di terreno sul quale verrà impostato il piano di posa della fondazione dei muri di sostegno è caratterizzato dai valori dei parametri di calcolo riportati in Tabella 6-1. Per quanto riguarda i parametri meccanici assunti nel calcolo si sono considerati i valori medi dell'intervallo di variabilità riportato nel profilo geotecnico.

Si evidenzia, inoltre, la presenza di una coltre superficiale di circa 2m le cui caratteristiche non risultano tali da permettervi l'impostazione del piano di posa del muro di sostegno.

Unità litologiche da p.c.	da [m]	a [m]	γ [kN/m^3]	c'_k [kPa]	φ'_k [°]	c_u [kPa]	E_0 [MPa]
GPQ	2.00	-	20	10	30	-	50

Tabella 6-1 – Valori di calcolo dei parametri geotecnici del terreno

In cui:

γ = peso specifico del terreno;

c'_k = coesione efficace;

φ'_k = angolo d'attrito efficace;

c_u = coesione non drenata;

E_0 = Modulo dinamico del terreno;

Il rilevato a monte avrà superficie orizzontale.

La falda è posta ad una profondità superiore a 10.0 metri dal piano campagna.

Per le caratteristiche dei rilevati stradali si assumono i seguenti parametri:

- peso volume, γ= 19 kN/m^3;

- angolo d'attrito, φ' = 35°;

- coesione efficace c' = 0 kPa.

Per l'inquadramento geotecnico si rimanda alla "Relazione geotecnica generale" e ai relativi profili geotecnici.

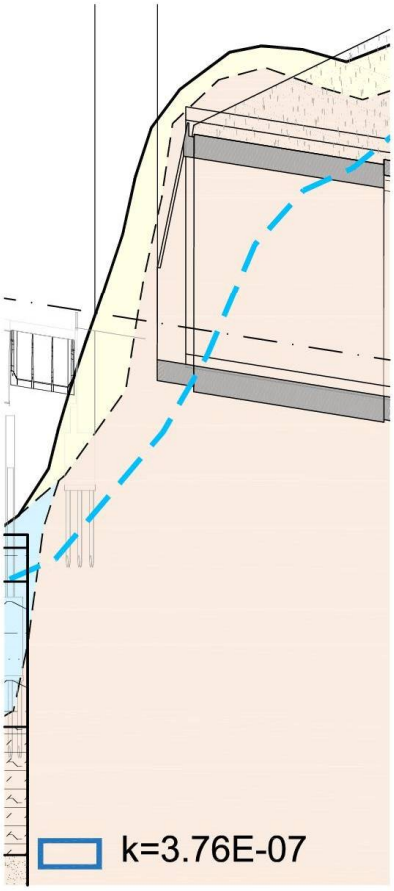


Figura 6-1 – Stralcio del profilo geotecnico.

7. CRITERI DI VERIFICA

7.1 VERIFICHE GEOTECNICHE (SLU) IN CONDIZIONI STATICHE

Nelle verifiche di sicurezza si è preso in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo sia a breve termine sia a lungo termine. Gli stati limite ultimi delle opere di sostegno si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono le opere stesse.

Per i **muri di sostegno su fondazione diretta** si considerano i seguenti Stati Limite Ultimi:

SLU di tipo geotecnico (GEO)

- Scorrimento sul piano di posa;
- Collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno;
- Ribaltamento;
- Stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno.

SLU di tipo strutturale (STR)

- Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto al §6.8 delle NTC2018, secondo l'Approccio 1 – Combinazione 2 (A2+M2+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I delle NTC18.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2 con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle 6.2.I, 6.2.II, 6.4.II e 6.4.VI delle NTC18.

Il progetto e la verifica dei muri di sostegno sono stati effettuati con l'ausilio di fogli di calcolo nei quali vengono implementate tutte le caratteristiche geometriche dei muri insieme ai parametri di resistenza geotecnica.

Per ogni tipologia di muro di sostegno studiata, si è verificato che le caratteristiche geometriche siano tali che il muro possa essere considerato a mensola con suola lunga (vedere Figura 7-1), così come previsto al §3.10.3.3. del Manuale di Progettazione delle Opere Civili (RFI DTC SI MA IFS 001 C).

Si è considerato, pertanto, che la spinta sull'opera di sostegno agisca sul piano verticale cd, assunto come il paramento virtuale del muro.

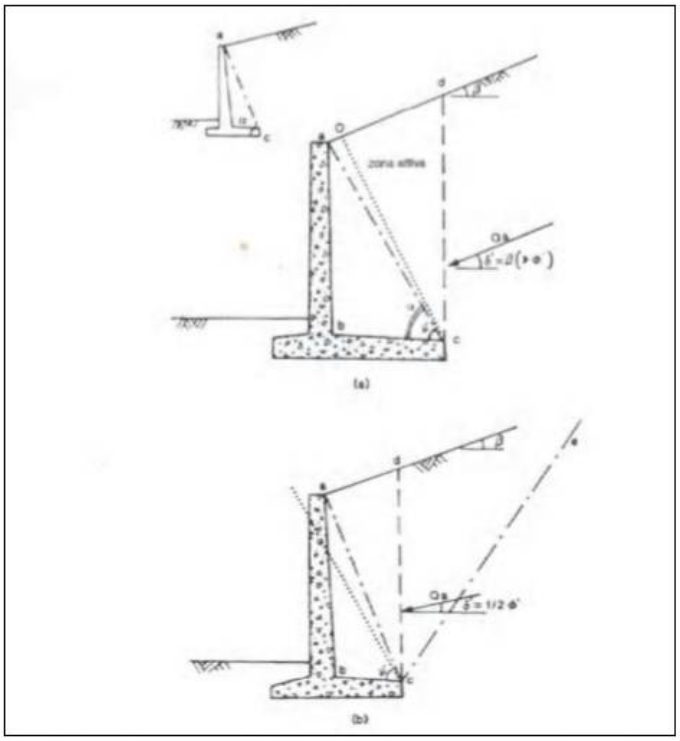


Figura 7-1 – Spinta sui muri di sostegno a mensola con suola lunga (caso a) e con suola corta (caso b).

Su tale paramento l'angolo di inclinazione δ della risultante della spinta (applicata ad 1/3 dell'altezza del paramento virtuale) si potrà assumere uguale all'angolo di inclinazione β del terrapieno, a meno che β non sia superiore all'angolo di resistenza al taglio del terreno φ', nel qual caso si potrà assumere δ = φ'.

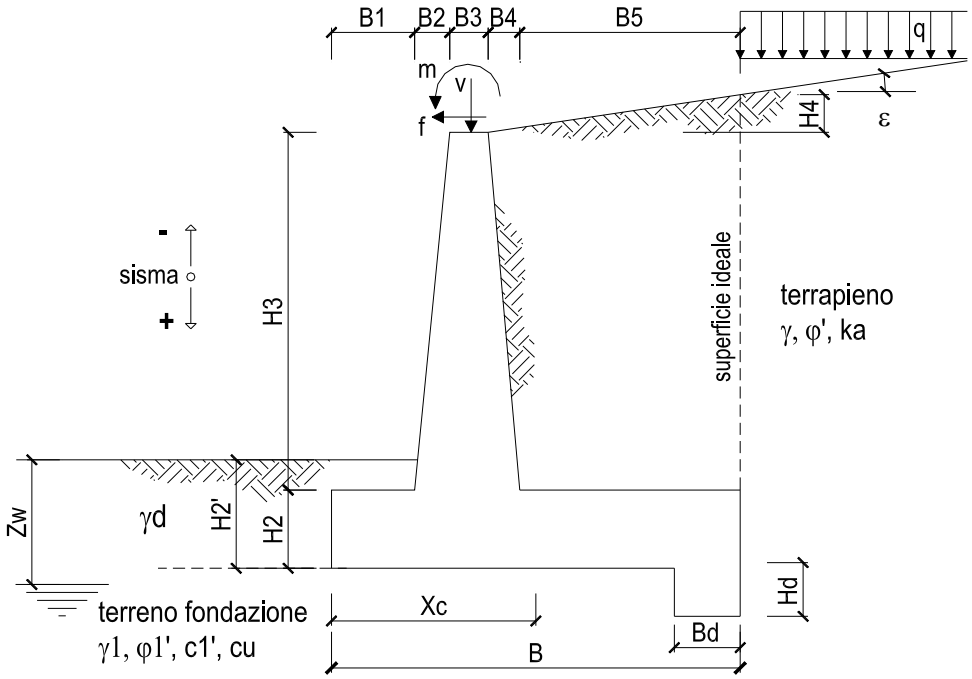
Il terreno al di sopra della suola (abcd) è stato considerato stabilizzante nelle verifiche, e ad esso sono da applicarsi le forze d'inerzia in fase sismica.

Inoltre nella verifica a scorrimento e a ribaltamento dei muri di sostegno viene trascurata la resistenza passiva antistante il muro.

Nel nostro caso l'angolo di attrito fondazione-terreno nelle verifiche a scorrimento è pari a

φ'_{cv} = arctan (tan φ')

Le caratteristiche geometriche sono riportate sinteticamente nel seguente schema:



7.1.1 VERIFICA A SCORRIMENTO

La verifica dell'equilibrio allo stato limite di scorrimento viene condotta confrontando l'azione resistente R_h, pari al prodotto della risultante delle forze verticali per il coefficiente d'attrito con l'azione instabilizzante, pari alla risultante di tutte le componenti orizzontali delle forze agenti sul muro.

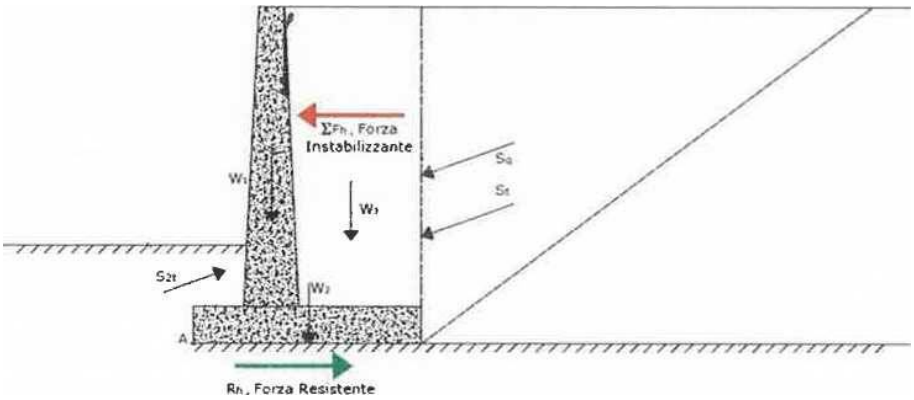


Figura 7-2 – Verifica a scorrimento.

In condizioni sismiche, ai fini del dimensionamento, si fa riferimento ad un sisma agente da monte verso valle del muro, in direzione orizzontale, dal basso verso l'alto e dall'alto verso il basso, in direzione verticale.

7.1.2 VERIFICA A RIBALTAMENTO

L'equilibrio allo stato limite è condotto confrontando il momento delle forze stabilizzanti e quello delle forze ribaltanti, entrambi rispetto all'estremo A di valle della fondazione.

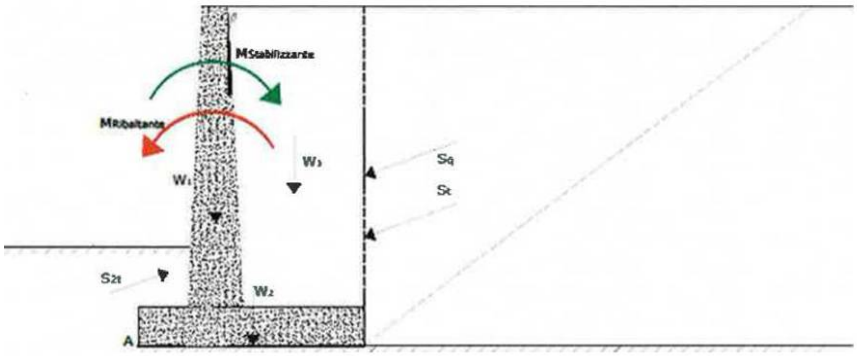


Figura 7-3– Verifica a ribaltamento.

7.1.3 VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Per il calcolo della capacità portante della fondazione si è fatto riferimento alla formula di Brinch-Hansen (1970) integrata dai coefficienti sismici di Paolucci e Pecker (1995), di seguito riportata:

$q_{lim} = c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c z_c + q N_q s_q d_q i_q b_q g_q z_q + 0.5 \gamma B N s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$

$F_s = q_{lim} / q_{es}$

con $q_{es} = N / (B'*L')$ la pressione dovuta al carico verticale.

7.1.4 VERIFICA A STABILITÀ GLOBALE

Per le verifiche di stabilità dei pendii naturali si ricorre, nell'ambito dei metodi all'equilibrio limite, ai cosiddetti metodi delle strisce, in particolare il metodo di Bishop. Si ipotizza una superficie cilindrica di scorrimento potenziale, S, si suddivide idealmente la porzione di terreno delimitato da questa e dalla superficie topografica in n conci e si analizza l'equilibrio limite di ciascun concio.

7.2 VERIFICHE GEOTECNICHE (SLV) IN CONDIZIONI SISMICHE

L'analisi della sicurezza dei muri di sostegno in condizioni sismiche può essere eseguita mediante i metodi pseudo-statici e i metodi degli spostamenti.

L'analisi pseudo-statica si esegue mediante i metodi dell'equilibrio limite. Il modello di calcolo deve comprendere l'opera di sostegno, il volume di terreno a tergo dell'opera, che si suppone in stato di equilibrio limite attivo, e gli eventuali sovraccarichi agenti sul volume suddetto.

Nell'analisi pseudo-statica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni

$$k_h = \beta_m \frac{a_g}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5\, k_h$$

dove:

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

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

g = accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione

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

dove:

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T) di cui al paragrafo 3.2.3.2 delle NTC18.

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

β_m = 0.38 nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV)

β_m = 0.47 nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD)

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

Nel caso di muri liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, si può assumere che l'incremento di spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica. Negli altri casi, in assenza di studi specifici, si deve assumere che tale incremento sia applicato a metà altezza del muro.

Lo stato limite di ribaltamento deve essere trattato impiegando coefficienti parziali unitari sulle azioni e sui parametri geotecnici (paragrafo 7.11.1 delle NTC18) e utilizzando valori di β_m incrementati del 50% rispetto a quelli innanzi indicati e comunque non superiori all'unità.

In condizioni sismiche deve essere soddisfatta la verifica di stabilità del complesso muro – terreno con i criteri indicati al paragrafo 7.11.4 delle NTC2018.

Il calcolo della spinta in condizioni sismiche è stato effettuato impiegando la Teoria di Mononobe – Okabe.

La teoria di Mononobe – Okabe fa uso del metodo dell'equilibrio limite e può essere considerata una estensione della teoria di Coulomb, in cui, alle usuali spinte al contorno del cuneo instabile di terreno, sono sommate anche le azioni inerziali orizzontali e verticali dovute all'accelerazione delle masse.

Le spinte Attiva e Passiva si calcolano come:

$$S_{a,t} = \frac{1}{2}\gamma \cdot k_{as} \cdot h^2 \cdot (1 \mp k_v)$$

Il coefficiente k_{as} è valutato, quindi, secondo tale formulazione, in cui i simboli usati sono:

ϕ = angolo di attrito interno del terrapieno;

ψ = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della parete interessata del muro;

β = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale del profilo del terrapieno;

δ = angolo di attrito terrapieno – muro;

θ = angolo di rotazione addizionale definito come segue.

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

Il coefficiente per stati di spinta attiva si divide in due casi:

$$\beta \leq \phi - \theta \rightarrow k_{as} = \frac{sin^2(\psi + \phi - \theta)}{cos\theta \cdot sin^2\psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}}\right]^2}$$

$$\beta > \phi - \theta \rightarrow k_{as} = \frac{sin^2(\psi + \phi - \theta)}{cos\theta \cdot sin^2\psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta)}$$

Il coefficiente per stati di spinta passiva è invece:

$$k_{ps} = \frac{sin^2(\psi + \phi - \theta)}{cos\theta \cdot sin^2\psi \cdot \sin(\psi + \theta)\left[1 - \sqrt{\frac{\sin\phi \cdot \sin(\phi + \beta - \theta)}{\sin(\psi + \beta) \cdot \sin(\psi + \theta)}}\right]^2}$$

7.3 VERIFICHE GEOTECNICHE (SLE)

Per ciascun stato limite di esercizio deve essere rispettata la condizione [6.2.7] delle NTC 2018:

$$E_d \leq C_d$$

essendo E_d e C_d rispettivamente il valore di progetto dell'effetto delle azioni e il prescritto valore limite dell' effetto delle azioni (spostamenti, rotazioni, distorsioni, ecc.).

In particolare, dovranno essere valutati gli spostamenti delle opere di sostegno e del terreno circostante per verificarne la compatibilità con la funzionalità delle opere stesse e con la sicurezza e funzionalità dei manufatti adiacenti, anche a seguito di modifiche indotte sul regime delle pressioni interstiziali.

Per i lavori e le opere da realizzare in prossimità di linee ferroviarie già in esercizio, le verifiche agli SLE dovranno essere condotte assumendo come limite degli spostamenti indotti durante la costruzione sui binari in esercizio i valori limite dei difetti riferiti al secondo livello di qualità descritti nella specifica tecnica RFI TCAR ST AR 01 001 D "Standard di qualità geometrica del binario con velocità fino a 300 km/h" e relativi allegati.

Qualora vengano superati i limiti riferiti al primo livello di qualità, il progetto dovrà prevedere l'esecuzione di un monitoraggio del binario durante la costruzione al fine di controllare l'effettivo andamento delle deformazioni.

7.4 VERIFICHE STRUTTURALI SLU

Le verifiche di resistenza delle sezioni sono eseguite secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite. I coefficienti di sicurezza adottati sono i seguenti:

- coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo: 1.50;
- coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio in barre: 1.15;

Il paragrafo in oggetto illustra nel dettaglio i criteri generali adottati per le verifiche strutturali e geotecniche condotte nel progetto. Ulteriori dettagli di carattere specifico, laddove impiegati, sono dichiarati e motivati nelle relative risultanze delle verifiche.

7.4.1 CRITERI DI VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A.

Per le sezioni in cemento armato si effettuano:

- verifiche per gli stati limite ultimi a presso-flessione;
- verifiche per gli stati limite ultimi a taglio;
- verifiche per gli stati limite di esercizio.

7.4.2 VERIFICHE PER GLI STATI LIMITE ULTIMI A FLESSIONE - PRESSOFLESSIONE

Allo stato limite ultimo, le verifiche a flessione o presso-flessione sono condotte confrontando (per le sezioni più significative) le resistenze ultime e le sollecitazioni massime agenti, valutando di conseguenza il corrispondente fattore di sicurezza.

7.4.3 VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI A TAGLIO

La verifica allo stato limite ultimo per azioni di taglio è condotta secondo quanto prescritto dal DM17/01/2018, per elementi con armatura a taglio verticali.

Si fa, pertanto, riferimento ai seguenti valori della resistenza di calcolo:

- resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio:

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

- valore di progetto dello sforzo di taglio che può essere sopportato dall'armatura a taglio alla tensione di snervamento:

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

- valore di progetto del massimo sforzo di taglio che può essere sopportato dall'elemento, limitato dalla rottura delle bielle compresse:

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

Nelle espressioni precedenti, i simboli hanno i seguenti significati:

$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$ con d in mm;

$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02;$

A_{sl} è l'area dell'armatura tesa;

b_w è la larghezza minima della sezione in zona tesa;

$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0.2 \cdot f_{cd};$

N_{Ed} è la forza assiale nella sezione dovuta ai carichi;

A_c è l'area della sezione di calcestruzzo;

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

$1 \leq cot\theta \leq 2.5$ è l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave;

A_{sw} è l'area della sezione trasversale dell'armatura a taglio;

s è il passo delle staffe;

f_{ywd} è la tensione di snervamento di progetto dell'armatura a taglio;

$f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$ è la resistenza ridotta a compressione del calcestruzzo d'anima;

$\alpha_{cw} = 1$ è un coefficiente che tiene conto dell'interazione tra la tensione nel corrente compresso e qualsiasi tensione di compressione assiale.

7.5 VERIFICHE STRUTTURALI SLE

La verifica nei confronti degli Stati limite di esercizio, consiste nel controllare, con riferimento alle sollecitazioni di calcolo corrispondenti alle Combinazioni di Esercizio il tasso di Lavoro nei Materiali e l'ampiezza delle fessure attesa, secondo quanto di seguito specificato

7.5.1 VERIFICHE ALLE TENSIONI

La verifica delle tensioni in esercizio consiste nel controllare il rispetto dei limiti tensionali previsti per il calcestruzzo e per l'acciaio per ciascuna delle combinazioni di carico caratteristiche "Rara" e "Quasi Permanente"; i valori tensionali nei materiali sono valutati secondo le note teorie di analisi delle sezioni in c.a. in campo elastico e con calcestruzzo "non reagente" adottando come limiti di riferimento, trattandosi nel caso in specie di opere Ferroviarie, quelli indicati nel documento "Manuale di progettazione opere civili".

La verifica consiste nel controllo delle tensioni nei materiali supponendo una legge costitutiva tensioni-deformazioni di tipo lineare. In particolare si controlla la tensione massima di compressione del calcestruzzo e di trazione dell'acciaio, verificando che:

$\sigma_c < 0.55\ f_{ck}$ per combinazione di carico caratteristica (rara);

$\sigma_c < 0.40\ f_{ck}$ per combinazione di carico quasi permanente;

$\sigma_s < 0.75\ f_k$ per combinazione di carico caratteristica (rara).

Strutture in c.a.

Tensioni di compressione del calcestruzzo

Devono essere rispettati i seguenti limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:

- per combinazione di carico caratteristica (rara): 0,55 f_{ck};
- per combinazioni di carico quasi permanente: 0,40 f_{ck};
- per spessori minori di 5 cm, le tensioni normali limite di esercizio sono ridotte del 30%.

Tensioni di trazione nell'acciaio

Per le armature ordinarie, la massima tensione di trazione sotto la combinazione di carico caratteristica (rara) non deve superare 0.75 f_{yk}.

Per il caso in esame risulta in particolare :

- *Muro di sostegno:*

CALCESTRUZZO

$\sigma_{cmax\ QP}$ = (0,40 f_{cK}) = **13.28** MPa (Combinazione di Carico Quasi Permanente)

$\sigma_{cmax\ R}$ = (0,55 f_{cK}) = **18.26** MPa (Combinazione di Carico Caratteristica - Rara)

ACCIAIO

$\sigma_{s\ max}$ = (0,75 f_{yK}) = **337.5** MPa Combinazione di Carico Caratteristica(Rara)

7.5.2 VERIFICHE A FESSURAZIONE

La verifica di fessurazione consiste nel controllare l'ampiezza dell'apertura delle fessure sotto combinazione di carico frequente e combinazione quasi permanente. Essendo la struttura a contatto col terreno si considerano condizioni ambientali aggressive; le armature di acciaio ordinario sono ritenute poco sensibili [NTC – Tabella 4.1.IV]

In relazione all'aggressività ambientale e alla sensibilità dell'acciaio, l'apertura limite delle fessure è riportato nel prospetto seguente:

Gruppi di esigenza	Condizioni ambientali	Combinazione di azione	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	wd	Stato limite	wd
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	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 4.1.III – *Descrizione delle condizioni ambientali*

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tabella 7-1 – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione e condizioni ambientali

Risultando:

w1= 0.2 mm

w2= 0.3 mm

w3= 0.4 mm

Alle prescrizioni normative presenti in NTC si sostituiscono in tal caso quelle fornite dalle specifiche RFI (Manuale di progettazione delle opere civili parte II sezione 2 – Requisiti concernenti la fessurazione per strutture in c.a., c.a.p. e miste acciaio-calcestruzzo) secondo cui la verifica nei confronti dello stato limite di apertura delle fessure va effettuata utilizzando le sollecitazioni derivanti dalla combinazione caratteristica (rara).

Per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture, l'apertura convenzionale delle fessure dovrà risultare:

Combinazione Caratteristica (Rara) $\delta_f \leq w_1 = 0.2\,mm$

Riguardo infine il valore di calcolo delle fessure da confrontare con i valori limite fissati dalla norma, si è è utilizzata la procedura prevista al punto " C4.1.2.2.4.5 Verifica allo stato limite di fessurazione" della Circolare n.7/19.

8. ANALISI DEI CARICHI

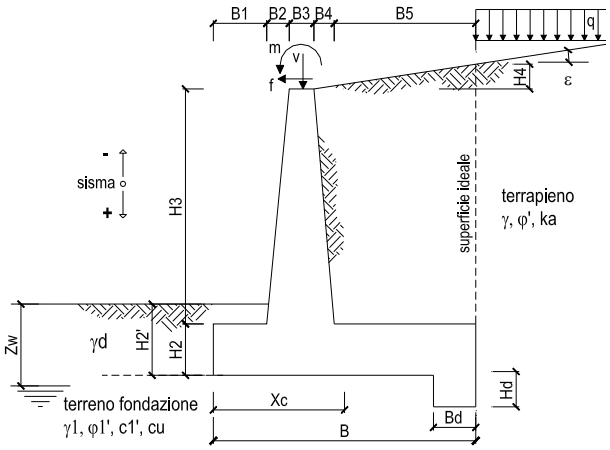
Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari che agiscono sulla struttura in oggetto. Tali azioni sono definite secondo le normative e sono utilizzate per la generazione delle combinazioni di carico nell'ambito delle verifiche di resistenza, in esercizio ed in presenza dell'evento sismico.

Tutti i carichi elementari si riferiscono all'unità di sviluppo del muro, pertanto sono tutti definiti rispetto all'unità di lunghezza.

8.1 PESI PROPRI

Il peso proprio del muro è calcolato in automatico dal foglio di calcolo elettronico.

I dati di input per i muri su fondazione diretta sono i seguenti:



Geometria del Muro				
Elevazione	H3	=	3.70	(m)
Aggetto Valle	B2	=	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3	=	0.40	(m)
Aggetto monte	B4	=	0.28	(m)

Geometria della Fondazione				
Larghezza Fondazione	B	=	4.20	(m)
Spessore Fondazione	H2	=	0.60	(m)
Suola Lato Valle	B1	=	0.50	(m)
Suola Lato Monte	B5	=	3.02	(m)
Altezza dente	Hd	=	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd	=	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc	=	2.10	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	γcls	=	25.00	(kN/m^3)

Figura 8-1 – Caratteristiche geometriche muri di sostegno con fondazione diretta – tipo 1.

8.2 CARICHI PERMANENTI

8.2.1 PARAPETTO METALLICO

Per il parapetto metallico si considerano le seguenti azioni agenti sul muro:

$$V_{parapetto} = 1.00\ kN/m$$

8.2.2 BARRIERA DI SICUREZZA

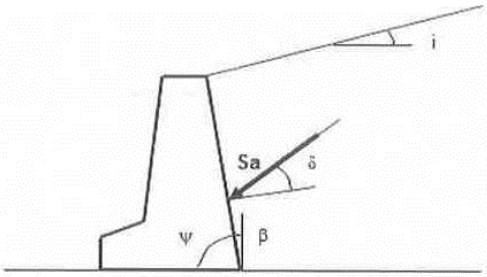
Per la barriera di sicurezza si considerano le seguenti azioni agenti sul muro:

$$V_{barriera} = 2.50\ kN/m$$

8.2.3 SPINTA DEL TERRENO

A tergo del muro agisce la spinta del terreno di riporto (materiale proveniente da cava).

La spinta in condizioni di esercizio viene calcolata con il coefficiente di spinta attiva ka.



per $i \le \varphi' - \theta$

$$k_a = \frac{\operatorname{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos\theta \operatorname{sen}^2\psi \operatorname{sen}(\psi - \theta - \delta)\left[1 + \sqrt{\frac{\operatorname{sen}(\varphi' + \delta)\operatorname{sen}(\varphi' - i - \theta)}{\operatorname{sen}(\psi - \theta - \delta)\operatorname{sen}(\psi + i)}}\right]^2}$$

per $i > \varphi' - \theta$

$$k_a = \frac{\operatorname{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos\theta \operatorname{sen}^2\psi \operatorname{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$

$$k_p = \frac{\operatorname{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos\theta \operatorname{sen}^2\psi \operatorname{sen}(\psi + \theta)\left[1 - \sqrt{\frac{\operatorname{sen}\varphi' \operatorname{sen}(\varphi' + i - \theta)}{\operatorname{sen}(\psi + i)\operatorname{sen}(\psi + \theta)}}\right]^2}$$

Figura 8-2 – Coefficiente di spinta attiva e passiva.

La spinta sull'opera di sostegno dovrà essere applicata sul piano verticale, assunto come paramento virtuale del muro, definito a partire dall'estremo a monte della scarpa di fondazione.

Su tale paramento l'angolo di inclinazione δ della risultante della spinta (applicata ad 1/3 dell'altezza del paramento virtuale) si potrà assumere uguale all'angolo di inclinazione β del terrapieno, a meno che β non sia superiore all'angolo di resistenza al taglio del terreno φ', nel qual caso si assumerà δ = φ'.

Dati Geotecnici				valori caratteristici SLE	valori di progetto STR/GEO	valori di progetto EQU
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	φ'	30.00	30.00	30.00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m^3)	γ'	19.00	19.00	19.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	10.00	10.00	10.00

Figura 8-3 – Dati geotecnici

8.3 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

8.3.1 VITA NOMINALE

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. Nel presente caso l'opera viene inserita nella seguente tipologia di costruzione:

2) Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale

La cui vita nominale è pari a: 75 anni.

8.3.2 CLASSE D'USO

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso, l'opera appartiene alla seguente classe d'uso:

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze dì un loro eventuale collasso.

Il coefficiente d'uso è pari a 1.50.

8.3.3 PERIODO DI RIFERIMENTO

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione al periodo di riferimento V_R ricavato, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_u.

Pertanto V_R = 75 x 1.5 = 112.5 anni.

8.3.4 PARAMETRI SISMICI

Fissata la vita di riferimento V_R, i due parametri T_R e P_{VR} sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1-P_{VR})} = -\frac{C_u V_N}{\ln(1-P_{VR})}$$

Stati Limite	P_{V_R}: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Tabella 8-1 – Probabilità di superamento al variare dello stato limite considerato.

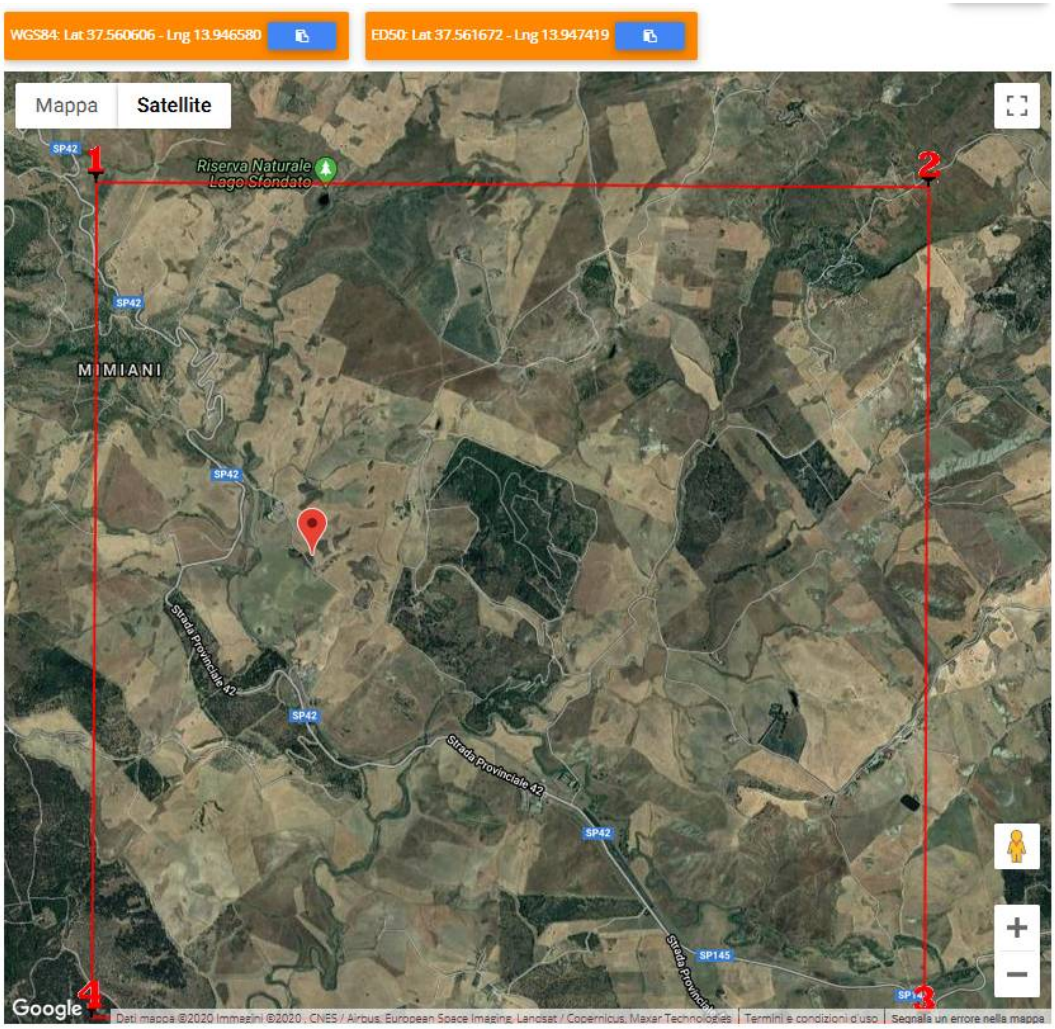


Tabella 8-2 – Localizzazione del sito ove sorgeranno le opera.

Da cui si ottiene la seguente tabella:

Stati limite

Classe Edificio

III. Affollamento significativo...

Vita Nominale 75

Interpolazione Media ponderata

CU = 1.5

Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	Fo	Tc* [s]
Operatività (SLO)	68	0.039	2.519	0.283
Danno (SLD)	113	0.047	2.502	0.314
Salvaguardia vita (SLV)	1068	0.094	2.670	0.442
Prevenzione collasso (SLC)	2193	0.112	2.754	0.480
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	112.5			

Tabella 8-3 – Parametri relativi all'azione sismica.

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale. Per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione delle categorie di sottosuolo di riferimento in accordo a quanto indicato nel § 3.2.2 delle NTC2018. I terreni di progetto possono essere caratterizzati come appartenenti a terreni di Categoria C. In condizioni topografiche superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i ≤ 15°
T2	Pendii con inclinazione media i > 15°
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media 15° ≤ i ≤ 30°
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media i > 30°

Tabella 8-4 – Categorie topografiche.

L'area interessata risulta classificabile come T1.

In riferimento a quanto indicato nel §3.2.3.2.1 delle NTC2018 per la definizione dello spettro elastico in accelerazione è necessario valutare il valore del coefficiente $S = S_S S_T$ e di C_C in base alla categoria di sottosuolo e alle condizioni topografiche; si fa riferimento nella valutazione dei coefficienti alle tabelle di seguito riportate:

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

Tabella 8-5 – Espressioni di S_S e C_C.

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

Tabella 8-6 – Valori massimi dei coefficienti di amplificazione topografica S_T.

valori dei coefficienti di amplificazione stratigrafica sono pari a S_s =1.50 e C_c = 1.370

valore del coefficiente di amplificazione topografica è posto pari a ST = 1.0

Dalla sezione dedicata al calcolo dei parametri sismici di base del programma "GeoStru", si ricavano i seguenti parametri dello spettro di risposta relativo al sito più gravoso.

Cat. Sottosuolo	C
Cat. Topografica	T1

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,50	1,50	1,50	1,50
CC Coeff. funz categoria	1,59	1,54	1,37	1,34
ST Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00

8.4 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico prese in considerazione nelle verifiche sono state definite in base a quanto prescritto dalle NTC-2018 al par.2.5.3:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):
  $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \ldots$ [2.5.1]
- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:
  $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \ldots$ [2.5.2]
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio reversibili:
  $G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \ldots$ [2.5.3]
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:
  $G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \ldots$ [2.5.4]
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:
  $E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \ldots$ [2.5.5]
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:
  $G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \ldots$ [2.5.6]

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$. [2.5.7]

Per i muri di sostegno o per altre strutture miste ad essi assimilabili devono essere effettuate le verifiche con riferimento almeno ai seguenti stati limite:

SLU di tipo geotecnico (GEO)

- Scorrimento sul piano di posa;
- Collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno;
- Ribaltamento;
- Stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;

SLU di tipo strutturale (STR)

- Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

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

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

Per ciascuna verifica si deve tenere conto dei coefficienti parziali per le azioni, dei parametri geotecnici e dei coefficienti di amplificazione per le verifiche di sicurezza, tutti riportati nelle seguenti tabelle.

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

Coefficiente			EQU[1]	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli sfavorevoli	γ_{G1}	0,90 1,10	1,00 1,35	1,00 1,00
Azioni permanenti non strutturali[2]	favorevoli sfavorevoli	γ_{G2}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Ballast[3]	favorevoli sfavorevoli	γ_B	0,90 1,50	1,00 1,50	1,00 1,30
Azioni variabili da traffico[4]	favorevoli sfavorevoli	γ_Q	0,00 1,45	0,00 1,45	0,00 1,25
Azioni variabili	favorevoli sfavorevoli	γ_{Qi}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Precompressione	favorevole sfavorevole	γ_P	0,90 1,00[5]	1,00 1,00[6]	1,00 1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole sfavorevole	γ_{Ced}	0,00 1,20	0,00 1,20	0,00 1,00

Tabella 8-7 - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU.

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

Tabella 8-8 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno.

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

Tabella 8-9 – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi dei muri di sostegno.

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

Tabella 8-10 – Coefficienti parziali per le verifiche do sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo.

Le combinazioni sismiche, in maniera del tutto analoga alle combinazioni statiche, sono effettuate con l'approccio 2, ponendo però pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto con i coefficienti parziali γ_R indicati nella seguente tabella.

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

Tabella 8-11 – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite (SLV) dei muri di sostegno.

Le verifiche pseudo-statiche di sicurezza dei fronti di scavo e dei rilevati in condizioni sismiche si eseguono adottando valori unitari dei coefficienti parziali del gruppo A e M per il calcolo delle azioni e dei parametri geotecnici di progetto e un coefficiente parziale γ_R pari a 1.2.

Al fine della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si devono considerare, generalmente, le combinazioni riportate nella seguente tabella:

	Carichi sulla superficie carrabile					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili
	Carichi verticali			*Carichi orizzontali*		*Carichi verticali*
Gruppo di azioni	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5KN/m²
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m²
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m²			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m²
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(*) Ponti pedonali
(**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
(***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Tabella 8-12 – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico.

Questa fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimo.

I valori dei coefficienti di combinazione ψ_{0j}, ψ_{1j}, ψ_{2j} per le diverse categorie sono riportati nella tabella successiva:

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Tabella 8-13 – Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali.

Per le azioni da urto sono eccezionali, pertanto, si segue la rispettiva combinazione di carico per la sua valutazione.

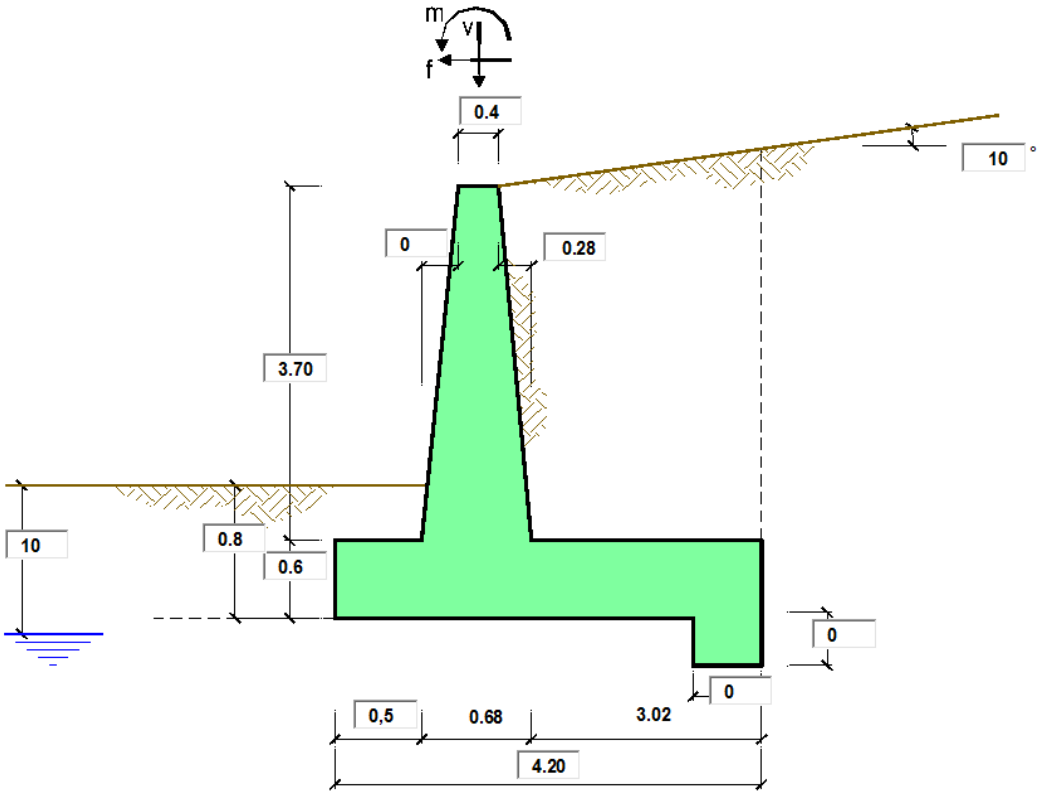
Si ottengono le seguenti combinazioni di carico per le verifiche:

Caso	Peso proprio	Traffico	Pav. Stradale	Spinta	Qecc	tan φ'	c'	c_u
A1+M1+R3	1.35	1.35	1.35	1.35	0	1	1	1
A2+M2+R2	1	1.15	1	1	0	1.25	1.25	1.4
SISMA+M1+R3 (+)	1	0.2	1	1	0	1	1	1
SISMA+M1+R3 (-)	1	0.2	1	1	0	1	1	1
SISMA+M2+R2 (+)	1	0.2	1	1	0	1.25	1.25	1.4
SISMA+M2+R2 (-)	1	0.2	1	1	0	1.25	1.25	1.4
SLE, rara	1	1	1	1	0	1	1	1
SLE, frequente	1	1	1	1	0	1	1	1
SLE, quasi permanente	1	0	1	1	0	1	1	1
ECC, urto	1	0	1	1	1	1	1	1

Tabella 8-14– Combinazioni di carico.

9. PROGETTO E VERIFICA DEL MURO DI CONTRORIPA "TIPO 1"

9.1 DATI DI INPUT



Geometria del Muro

Elevazione	H3	=	3.70	(m)
Aggetto Valle	B2	=	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3	=	0.40	(m)
Aggetto monte	B4	=	0.28	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B	=	4.20	(m)
Spessore Fondazione	H2	=	0.60	(m)
Suola Lato Valle	B1	=	0.50	(m)
Suola Lato Monte	B5	=	3.02	(m)
Altezza dente	Hd	=	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd	=	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc	=	2.10	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	γcls	=	25.00	(kN/m^3)

Dati geotecnici e carichi agenti – Condizione statica e sismica

	Dati Geotecnici			***valori caratteristici SLE***	***valori di progetto*** STR/GEO	EQU
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	φ'	30.00	30.00	30.00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m³)	γ'	19.00	19.00	19.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	10.00	10.00	10.00
Dati Terreno Fondazione	Condizioni		◉ drenate	○ Non Drenate		
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	c1'	10.00	10.00	10.00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	φ1'	30.00	30.00	30.00
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m³)	γ1	20.00	20.00	20.00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m³)	γd	19.00	19.00	19.00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	8.00		
	Modulo di deformazione	(kN/m²)	E	5000		

						RIBALTAMENTO	
Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.094	(-)			
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_S	1.5	(-)			
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)			
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0.38	(-)		β_s	0.57
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.05358	(-)		kh	0.08037
	Coefficiente sismico verticale	kv	0.0268	(-)		kv	0.04019
	Muro libero di traslare o ruotare	◉ si	○ no				

				STR/GEO	RIB
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.350	0.350	0.350
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.392	0.392	0.415
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.394	0.394	0.421
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	3.000	3.000	3.000
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	2.908	2.908	2.863
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	2.903	2.903	2.851

	Carichi Agenti			***valori caratteristici SLE - sisma***	***valori di progetto*** STR/GEO	EQU
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m²)	qp	0.00	0.00	0.00
	Sovraccarico su zattera di monte ◉ si ○ no					
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	3.50	3.50	3.50
	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00	0.00	0.00
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m²)	q	20.00	29.00	29.00
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statich	(kN/m)	f	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0.00	0.00	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0.00	0.00	0.00
	Coefficienti di combinazione	condizione frequente Ψ1	1.00	condizione quasi permanente Ψ2		0.00
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m²)	qs	4.00		
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismicl	(kN/m)	fs	0.00		
	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		

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Calcestruzzo

classe cls: C32/40

Rck	40	(MPa)
fck	32	(MPa)
fcm	40	(MPa)
Ec	33346	(MPa)
α_{cc}	0.85	
γc	1.50	
$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma c$	18.13	(MPa)
$f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3}$	3.02	(MPa)

Acciaio

tipo di acciaio: B450C

fyk =	450	(MPa)
γs =	1.15	
fyd = fyk / γs / γE =	391.30	(MPa)
Es =	210000	(MPa)
ε_{ys} =	0.19%	

Tensioni limite (tensioni ammissibili)

condizioni statiche

σ_c	19.2	Mpa
σ_f	360	Mpa

condizioni sismiche

σ_c	19.2	Mpa
σ_f	360	Mpa

coefficiente omogeneizzazione acciaio n = 15

Copriferro (distanza asse armatura-bordo)

c = 8.00 (cm)

Copriferro minimo di normativa (ricoprimento armatura)

c_{min} = 5.00 (cm)

Valore limite di apertura delle fessure

Frequente	w1	0.2	mm
Quasi Permanente	w1	0.2	mm

Interferro tra I e II strato

i_{I-II} 5.00 (cm)

9.2 CALCOLO DELLE AZIONI

9.2.1 FORZE VERTICALI E INERZIALI

FORZE VERTICALI

			SLE	STR/GEO	EQU/RIB
- Peso del Muro (Pm)					
Pm1 =	(B2*H3*γcls)/2	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pm2 =	(B3*H3*γcls)	(kN/m)	37.00	37.00	37.00
Pm3 =	(B4*H3*γcls)/2	(kN/m)	12.95	12.95	12.95
Pm4 =	(B*H2*γcls)	(kN/m)	63.00	63.00	63.00
Pm5 =	(Bd*Hd*γcls)	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	(kN/m)	112.95	112.95	112.95
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)					
Pt1 =	(B5*H3*γ')	(kN/m)	212.31	212.31	212.31
Pt2 =	(0,5*(B4+B5)*H4*γ')	(kN/m)	18.24	18.24	18.24
Pt3 =	(B4*H3*γ')/2	(kN/m)	9.84	9.84	9.84
Sovr =	qp * (B4+B5)	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	240.39	240.39	240.39
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro					
Sovr acc. Stat	q * (B4+B5)	(kN/m)	66	95.7	
Sovr acc. Sism	qs * (B4+B5)	(kN/m)	13.2		

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

			SLE	STR/GEO	EQU/RIB
- Muro (Mm)					
Mm1 =	Pm1*(B1+2/3 B2)	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm2 =	Pm2*(B1+B2+0,5*B3)	(kNm/m)	25.90	25.90	25.90
Mm3 =	Pm3*(B1+B2+B3+1/3 B4)	(kNm/m)	12.86	12.86	12.86
Mm4 =	Pm4*(B/2)	(kNm/m)	132.30	132.30	132.30
Mm5 =	Pm5*(B - Bd/2)	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 +Mm5	(kNm/m)	171.06	171.06	171.06
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro					
Mt1 =	Pt1*(B1+B2+B3+B4+0,5*B5)	(kNm/m)	571.10	571.10	571.10
Mt2 =	Pt2*(B1+B2+B3+2/3*(B4+B5))	(kNm/m)	56.55	56.55	56.55
Mt3 =	Pt3*(B1+B2+B3+2/3*B4)	(kNm/m)	10.69	10.69	10.69
Msovr =	Sovr*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mt =	Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr	(kNm/m)	638.35	638.35	638.35
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro					
Sovr acc. Stat	*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))	(kNm/m)	168.3	244.035	
Sovr acc. Sism	*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))	(kNm/m)	33.66		

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

Ps h =	Pm*kh	(kN/m)	6.05	9.08
Ps v =	Pm*kv	(kN/m)	3.03	4.54

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

Ptsh =	Pt*kh	(kN/m)	12.88	19.32
Ptsv =	Pt*kv	(kN/m)	6.44	9.66

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

MPs1 h=	kh*Pm1*(H2+H3/3)	(kNm/m)	0.00	0.00
MPs2 h=	kh*Pm2*(H2 + H3/2)	(kNm/m)	4.86	7.29
MPs3 h=	kh*Pm3*(H2+H3/3)	(kNm/m)	1.27	1.91
MPs4 h=	kh*Pm4*(H2/2)	(kNm/m)	1.01	1.52
MPs5 h=	-kh*Pm5*(Hd/2)	(kNm/m)	0.00	0.00
MPs h=	MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5	(kNm/m)	7.14	10.71

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

MPs1 v=	kv*Pm1*(B1+2/3*B2)	(kNm/m)	0.00	0.00
MPs2 v=	kv*Pm2*(B1+B2+B3/2)	(kNm/m)	0.69	1.04
MPs3 v=	kv*Pm3*(B1+B2+B3+B4/3)	(kNm/m)	0.34	0.52
MPs4 v=	kv*Pm4*(B/2)	(kNm/m)	3.54	5.32
MPs5 v=	kv*Pm5*(B-Bd/2)	(kNm/m)	0.00	0.00
MPs v=	MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5	(kNm/m)	4.58	6.87

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

MPts1 h=	kh*Pt1*(H2 + H3/2)	(kNm/m)	27.87	41.80
MPts2 h=	kh*Pt2*(H2 + H3 + H4/3)	(kNm/m)	7.91	11.87
MPts3 h=	kh*Pt3*(H2+H3*2/3)	(kNm/m)	1.62	2.43
MPts h=	MPts1 + MPts2 + MPts3	(kNm/m)	37.40	56.10

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

MPts1 v=	kv*Pt1*((H2 + H3/2) - (B - B5/2)*0.5)	(kNm/m)	15.30	22.95
MPts2 v=	kv*Pt2*((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3)*0.5)	(kNm/m)	1.56	2.34
MPts3 v=	kv*Pt3*((H2+H3*2/3)-(B1+B2+B3+2/3*B4)*0.5)	(kNm/m)	0.35	0.52
MPts v=	MPts1 + MPts2 + MPts3	(kNm/m)	17.21	25.81

9.2.2 SPINTE IN CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO			SLE	STR/GEO	EQU/RIB
- Spinta totale condizione statica					
St =	$0,5*\gamma'*(H2+H3+H4+Hd)^2*ka$	(kN/m)	79.14	102.88	102.88
Sq perm =	q*(H2+H3+H4+Hd)*ka	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sq acc =	q*(H2+H3+H4+Hd)*ka	(kN/m)	34.13	49.48	49.48
- Componente orizzontale condizione statica					
Sth =	St*cosδ	(kN/m)	77.93	101.31	101.31
Sqh perm =	Sq perm*cosδ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sqh acc =	Sq acc*cosδ	(kN/m)	33.61	48.73	48.73
- Componente verticale condizione statica					
Stv =	St*senδ	(kN/m)	13.74	17.86	17.86
Sqv perm=	Sq perm*senδ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sqv acc =	Sq acc*senδ	(kN/m)	5.93	8.59	8.59
- Spinta passiva sul dente					
Sp=	$½*g1'*Hd2*\ ½*\gamma_1'*Hd^2*kp+(2*c_1'*kp^{0.5}+\gamma 1'*kp*H2')*Hd$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO			SLE	STR/GEO	EQU/RIB
MSt1 =	Sth*((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)	(kNm/m)	126.82	164.87	164.87
MSt2 =	Stv*B	(kNm/m)	57.72	75.03	75.03
MSq1 perm=	Sqh perm*((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSq1 acc =	Sqh acc*((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)	(kNm/m)	82.03	118.95	118.95
MSq2 perm=	Sqv perm*B	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSq2 acc =	Sqv acc*B	(kNm/m)	24.89	36.09	36.09
MSp =	$\gamma 1'*Hd^3*kp/3+(2*c1'*kp^{0.5}+\gamma 1'*kp*H2')*Hd^2/2$	(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)*(H3 + H2)	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mfext3 =	(vp+v)*(B1 +B2 + B3/2)	(kNm/m)	2.45	2.45	2.45

9.2.3 SPINTE IN CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO			SLE	STR/GEO	EQU/RIB
- Spinta condizione sismica +					
Sst1 stat =	$0,5*\gamma'*(H2+H3+H4+Hd)^2*ka$	(kN/m)	79.14	79.14	79.14
Sst1 sism =	$0,5*\gamma'*(1+kv)*(H2+H3+H4+Hd)^2*kas^+$-Sst1 stat	(kN/m)	11.97	11.97	18.51
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)	7.65	7.65	8.10
- Componente orizzontale condizione sismica +					
Sst1h stat =	Sst1 stat*cosδ	(kN/m)	77.93	77.93	77.93
Sst1h sism =	Sst1 sism*cosδ	(kN/m)	11.79	11.79	18.23
Ssq1h perm=	Ssq1 perm*cosδ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc=	Ssq1 acc*cosδ	(kN/m)	7.54	7.54	7.97
- Componente verticale condizione sismica +					
Sst1v stat =	Sst1 stat*senδ	(kN/m)	13.74	13.74	13.74
Sst1v sism =	Sst1 sism*senδ	(kN/m)	2.08	2.08	3.21
Ssq1v perm=	Ssq1 perm*senδ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc=	Ssq1 acc*senδ	(kN/m)	1.33	1.33	1.41
- Spinta passiva sul dente					
$Sp=½*\gamma_1'(1+kv)\ Hd^2*kps^+$	$+(2*c_1'*kps^{+0.5}+\gamma 1'\ (1+kv)\ kps^{+}*H2')*Hd$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO			SLE	STR/GEO	EQU/RIB
- Condizione sismica +					
MSst1 stat =	Sst1h stat * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)	(kNm/m)	126.82	126.82	126.82
MSst1 sism=	Sst1h sism* ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)	(kNm/m)	19.18	19.18	29.67
MSst2 stat =	Sst1v stat* B	(kNm/m)	57.72	57.72	57.72
MSst2 sism =	Sst1v sism* B	(kNm/m)	8.73	8.73	13.50
MSsq1 =	Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)	(kNm/m)	18.40	18.40	19.46
MSsq2 =	Ssq1v * B	(kNm/m)	5.58	5.58	5.91
MSp =	$\gamma_1'*Hd^3*kps^+/3+(2*c1'*kps^{+0.5}+\gamma 1'*kps^{+}*H2')*Hd^2/2$	(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)	2.45

9.2.4 SPINTE IN CONDIZIONE SISMICA -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
- Spinta condizione sismica -				
Sst1 stat = 0,5*γ'*(H2+H3+H4+Hd)^2*ka	(kN/m)	79.14	79.14	79.14
Sst1 sism = 0,5*γ'*(1-kv)*(H2+H3+H4+Hd)^2*kas$^-$-Sst1 stat	(kN/m)	7.77	7.77	12.31
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)	7.70	7.70	8.22
- Componente orizzontale condizione sismica -				
Sst1h stat = Sst1 stat*cosδ	(kN/m)	77.93	77.93	77.93
Sst1h sism = Sst1 sism*cosδ	(kN/m)	7.65	7.65	12.12
Ssq1h perm= Ssq1 perm*cosδ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc= Ssq1 acc*cosδ	(kN/m)	7.58	7.58	8.09
- Componente verticale condizione sismica -				
Sst1v stat = Sst1 stat*senδ	(kN/m)	13.74	13.74	13.74
Sst1v sism = Sst1 sism*senδ	(kN/m)	1.35	1.35	2.14
Ssq1v perm= Ssq1 perm*senδ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc= Ssq1 acc*senδ	(kN/m)	1.34	1.34	1.43
- Spinta passiva sul dente				
Sp=½*γ_1'(1-kv) Hd^2*kps$^-$+(2*c$_1$'*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		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
- Condizione sismica -				
MSst1 stat = Sst1h stat * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)	(kNm/m)	126.82	126.82	126.82
MSst1 sism= Sst1h sism* ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)	(kNm/m)	12.45	12.45	19.72
MSst2 stat = Sst1v stat* B	(kNm/m)	57.72	57.72	57.72
MSst2 sism = Sst1v sism* B	(kNm/m)	5.67	5.67	8.98
MSsq1 = Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)	(kNm/m)	18.51	18.51	19.75
MSsq2 = Ssq1v * B	(kNm/m)	5.62	5.62	5.99
MSp = γ_1'*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)	2.45

9.3 VERIFICHE GEOTECNICHE

9.3.1 VERIFICA STATICA A RIBALTAMENTO, SCORRIMENTO E CARICO LIMITE VERTICALE - C. DRENATE

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)
N = Pm + Pt + v + Stv + Sqv perm + Sqv acc — 383.30 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T)
T = Sth + Sqh + f — 150.04 (kN/m)

Coefficiente di attrito alla base (f)
f = tgφ1' — 0.58 (-)

Fs scorr. (N*f + Sp) / T — 1.47 > 1.1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)
Ms = Mm + Mt + Mfext3 — 811.86 (kNm/m)

Momento ribaltante (Mr)
Mr = MSt + MSq + Mfext1+ Mfext2 + MSp — 172.70 (kNm/m)

Fs ribaltamento Ms / Mr — 4.70 > 1.15

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

		Nmin	Nmax	
Risultante forze verticali (N) N = Pm + Pt + v + Stv + Sqv (+ Sovr acc)		383.30	479.00	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T) T = Sth + Sqh + f - Sp		150.04	150.04	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM) MM = ΣM		639.16	883.20	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M) M = Xc*N - MM		165.76	122.69	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c1'	coesione terreno di fondaz.	10.00		(kPa)
$\varphi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	30.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	20.00		(kN/m^3)
$q_0 = \gamma d H2'$	sovraccarico stabilizzante	15.20		(kN/m^2)
e = M / N	eccentricità	0.43	0.26	(m)
B*= B - 2e	larghezza equivalente	3.34	3.69	(m)

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

$N_q = tg^2(45 + \varphi'/2) e^{(\pi tg(\varphi'))}$	(1 in cond. nd)	18.40		(-)
$N_c = (N_q - 1)/tg(\varphi')$	($2+\pi$ in cond. nd)	30.14		(-)
$N_\gamma = 2(N_q + 1)tg(\varphi')$	(0 in cond. nd)	22.40		(-)

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

$i_q = (1 - T/(N + B c' cotg\varphi'))^m$	(1 in cond. nd)	0.44	0.52	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$		0.40	0.40	(-)
$i_\gamma = (1 - T/(N + B c' cotg\varphi'))^{m+1}$		0.29	0.29	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

qlim	(carico limite unitario)	457.82	487.07	(kN/m^2)

FS carico limite	**F = qlim*B*/ N**	Nmin	**3.98**	>	**1.4**
		Nmax	**3.75**	>	

9.3.2 VERIFICA SISMICA A RIBALTAMENTO, SCORRIMENTO E CARICO LIMITE VERTICALE - C. DRENATE

Condizione sismica +

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)
N = Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv 383.45 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T)
T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh 116.19 (kN/m)

Coefficiente di attrito alla base (f)
f = tgφ1' 0.58 (-)

Fs = (N*f + Sp) / T 1.91 > 1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)
Ms = Mm + Mt + Mfext3 811.86 (kNm/m)

Momento ribaltante (Mr)
Mr = MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts 132.95 (kNm/m)

Fr = Ms / Mr 6.11 > 1

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

		Nmin	Nmax	
Risultante forze verticali (N)				
N =	Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv + (Sovr acc)	383.45	396.65	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh - Sp	116.19		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	696.74	730.40	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	Xc*N - MM	108.51	102.57	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c1'	coesione terreno di fondaz.	10.00		(kN/mq)
φ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	30.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	20.00		(kN/m^3)
$q_0 = \gamma d H_2'$	sovraccarico stabilizzante	15.20		(kN/m^2)
e = M / N	eccentricità	0.28	0.26	(m)
B*= B - 2e	larghezza equivalente	3.63	3.68	(m)

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

$N_q = tg^2(45 + \varphi'/2) e^{(\pi \cdot tg(\varphi'))}$	(1 in cond. nd)	18.40		(-)
$N_c = (N_q - 1)/tg(\varphi')$	(2+π in cond. nd)	30.14		(-)
$N_\gamma = 2(N_q + 1) tg(\varphi')$	(0 in cond. nd)	22.40		(-)

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

$i_q = (1 - T/(N + B c' cotg\varphi'))^m$	(1 in cond. nd)	0.55	0.56	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$		0.52	0.53	(-)
$i_\gamma = (1 - T/(N + B c' cotg\varphi'))^{m+1}$		0.40	0.41	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

qlim	(carico limite unitario)	639.66	651.81	(kN/m^2)

FS carico limite	**F = qlim*B*/ N**	Nmin	**6.06**	>	**1.2**
		Nmax	**6.05**	>	

Condizione sismica -

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

N	=	Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv	363.80	(kN/m)

Risultante forze orizzontali (T)

T	=	Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh	112.10	(kN/m)

Coefficiente di attrito alla base (f)

f	=	tgφ1'	0.58	(-)

Fs	**=**	**(N*f + Sp) / T**	**1.87**	**>**	**1**

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

Ms	=	Mm + Mt + Mfext3	811.86	(kNm/m)

Momento ribaltante (Mr)

Mr	=	MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts	193.11	(kNm/m)

Fr	**=**	**Ms / Mr**	**4.20**	**>**	**1**

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

			Nmin	Nmax	
Risultante forze verticali (N)					
N	=	Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv	363.80	377.00	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)					
T	=	Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh - Sp	112.10		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)					
MM	=	ΣM	656.75	690.41	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)					
M	=	Xc*N - MM	107.24	101.30	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c1'	coesione terreno di fondaz.	10.00		(kN/mq)
φ1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	30.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	20.00		(kN/m^3)
$q_0 = \gamma d H2'$	sovraccarico stabilizzante	15.20		(kN/m^2)
e = M / N	eccentricità	0.29	0.27	(m)
B*= B - 2e	larghezza equivalente	3.61	3.66	(m)

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

$N_q = tg^2(45 + \varphi'/2) e^{(\pi \cdot tg(\varphi'))}$	(1 in cond. nd)	18.40		(-)
$N_c = (N_q - 1)/tg(\varphi')$	(2+π in cond. nd)	30.14		(-)
$N_\gamma = 2(N_q + 1) tg(\varphi')$	(0 in cond. nd)	22.40		(-)

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

$i_q = (1 - T/(N + B c' cotg\varphi'))^m$	(1 in cond. nd)	0.54	0.56	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$		0.52	0.53	(-)
$i_\gamma = (1 - T/(N + B c' cotg\varphi'))^{m+1}$		0.40	0.40	(-)

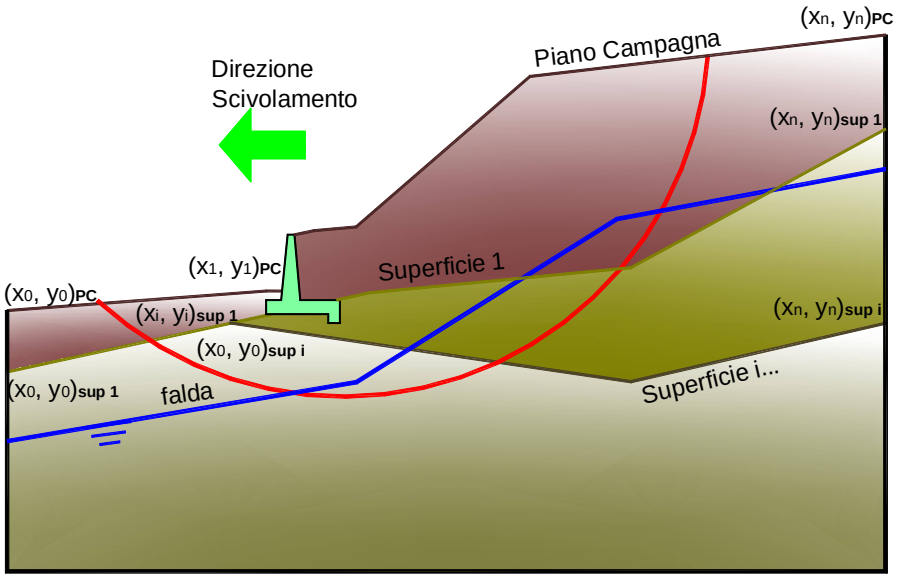
(fondazione nastriforme m = 2)

qlim	(carico limite unitario)	631.64	644.53	(kN/m^2)

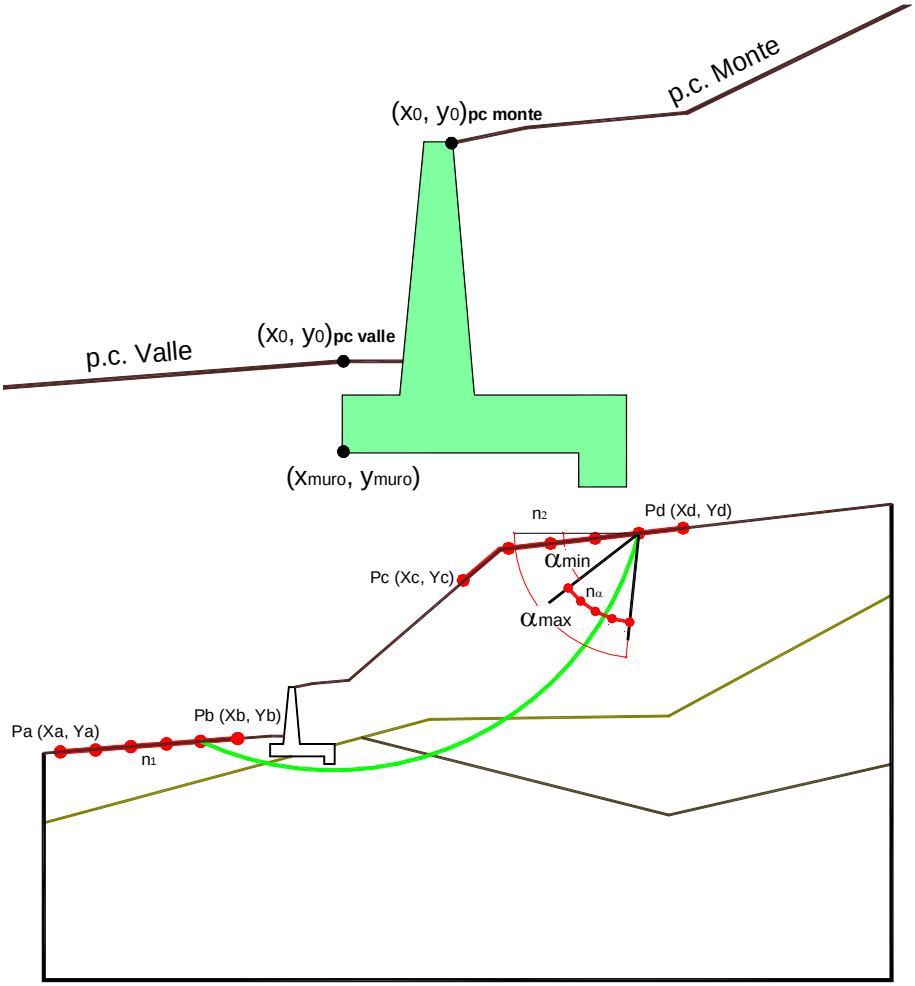
FS carico limite	**F = qlim*B*/ N**	Nmin	**6.27**	>	**1.2**
		Nmax	**6.26**	>	

9.3.3 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE – COND. DRENATE

Le analisi di stabilità, di seguito riportate, sono state effettuate limitando la ricerca delle potenziali superfici di scorrimento critiche alla fascia più prossima alla linea stradale.



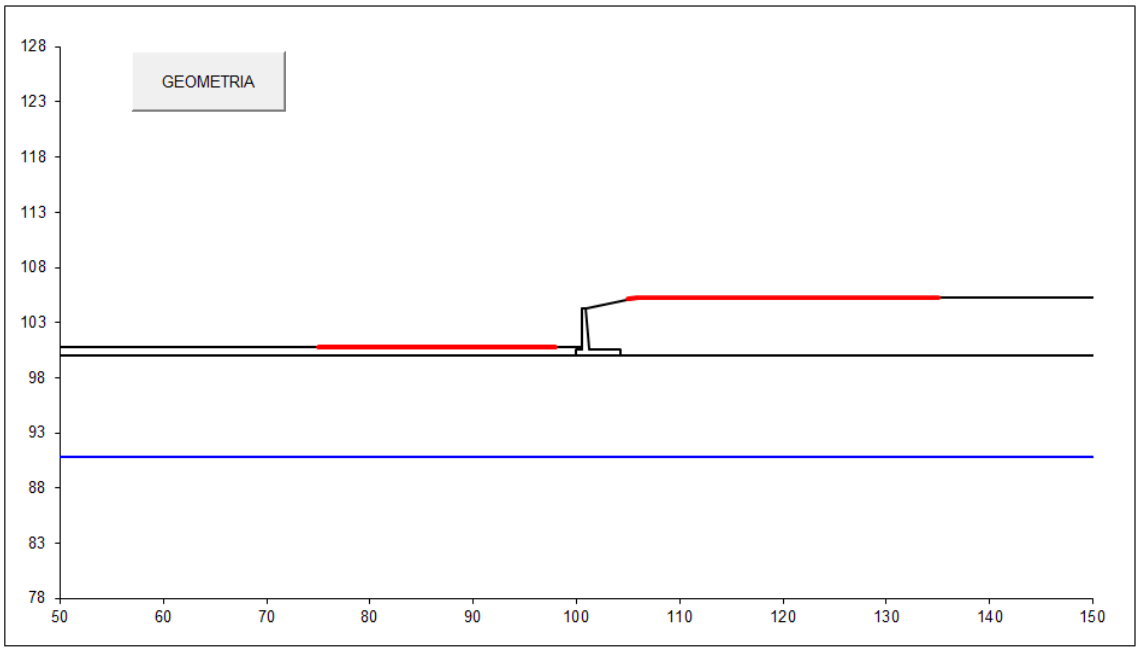
	γ [kN/m³]	ϕ [°]	c [kPa]	Descrizione
materiale 1	19.00	35	0	Rilevato - riporto
materiale 2	20.00	30	10	Unità geotecnica 1 - GPQ
materiale 3				
materiale 4				



p.c. valle (materiale 1)			p.c. monte			superficie 1 (materiale 2)			superficie 2 (materiale 3)			superficie 3 (materiale 4)			falda		
	x	y		x	y		x	y		x	y		x	y		x	y
0	100.000	100.800	0	100.900	104.300	0	50.000	100.000	0			0			0	50.000	90.800
1	50.000	100.800	1	105.900	105.300	1	150.000	100.000	1			1			1	150.000	90.800
2			2	150.000	105.300	2			2			2			2		
3			3			3			3			3			3		
4			4			4			4			4			4		
5			5			5			5			5			5		
6			6			6			6			6			6		
7			7			7			7			7			7		
8			8			8			8			8			8		
9			9			9			9			9			9		
10			10			10			10			10			10		

Sovraccarichi

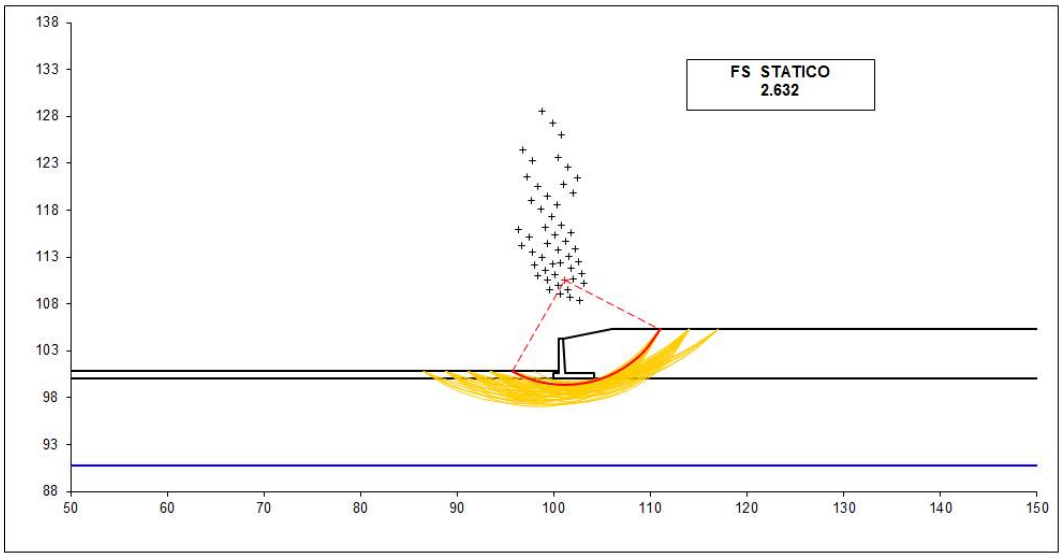
		x_{in}	q_{in}	x_{fin}	q_{fin}	% sisma
sovraccarico 1	☑	103.900	0	106.500	0	20%
sovraccarico 2	☐					



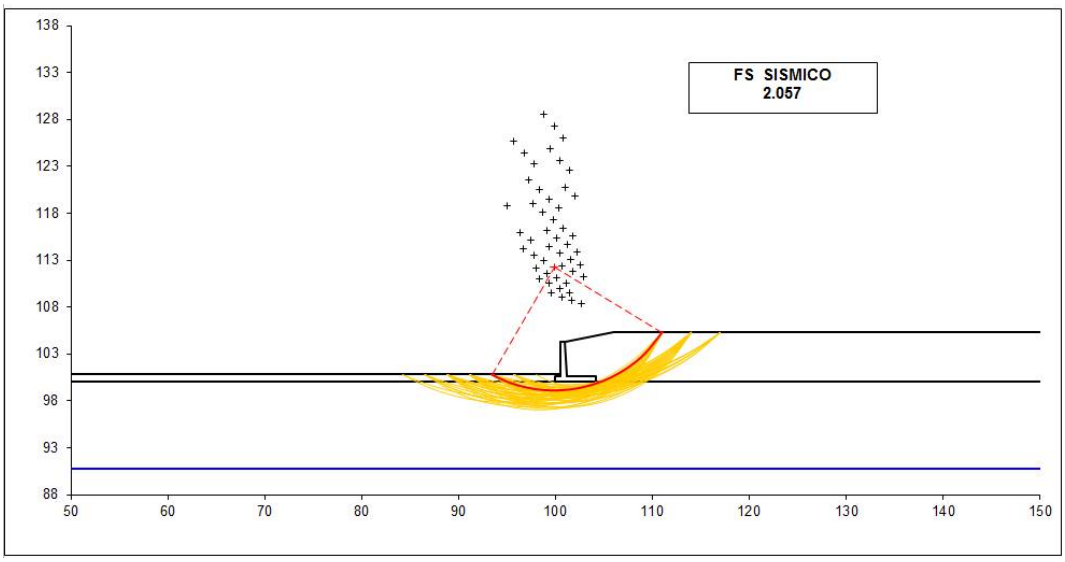
#strisce
30

# Superfici Calcolate	FS Bishop	
849	STATICO	2.632
	SISMICO	2.057

Condizioni statiche



Condizioni sismiche



9.4 VERIFICHE STRUTTURALI

9.4.1 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

Reazione del terreno

σvalle = N / A + M / Wgg

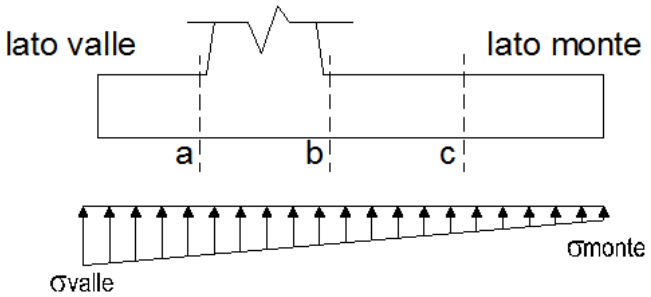
σmonte = N / A - M / Wgg

A = 1.0*B = 4.20 (m^2)

Wgg = 1.0*B^2/6 = 2.94 (m^3)

caso	N [kN]	M [kNm]	σvalle [kN/m^2]	σmonte [kN/m^2]
statico	383.30	165.76	147.64	34.88
	479.00	122.69	155.78	72.31
sisma+	383.45	108.51	128.21	54.39
	396.65	102.57	129.33	59.55
sisma-	363.80	107.24	123.10	50.14
	377.00	101.30	124.22	55.31

sezioni di verifica

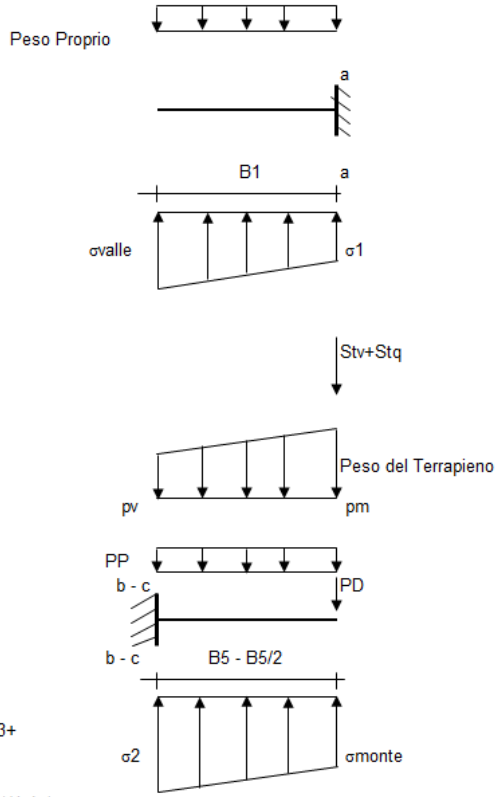


Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 15.00 (kN/m)

Ma = σ1*$B1^2$/2 + (σvalle - σ1)*$B1^2$/3 - PP*$B1^2$/2*(1±kv)
Va = σ1*B1 + (σvalle - σ1)*B1/2 - PP*B1*(1±kv)

caso	σvalle [kN/m^2]	σ1 [kN/m^2]	Ma [kNm]	Va [kN]
statico	147.64	134.22	16.02	62.96
	155.78	145.84	17.18	67.91
sisma+	128.21	119.42	13.73	56.40
	129.33	121.02	13.95	56.96
sisma-	123.10	114.41	13.20	53.85
	124.22	116.01	13.31	54.41



Mensola Lato Monte

PP = 15.00 (kN/m^2) peso proprio soletta fondazione
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

		Nmin	N max stat	N max sism	
pm	=	81.36	110.36	85.36	(kN/m^2)
pvb	=	71.24	100.24	75.24	(kN/m^2)
pvc	=	76.30	105.30	80.30	(kN/m^2)

$Mb=(\sigma_{monte}-(pvb+PP)*(1\pm kv))*B5^2/2+(\sigma 2b-\sigma_{monte})*B5^2/6-(pm-pvb))*(1\pm kv)*B5^2/3+$
$-(Stv+Sqv)*B5-PD*(1\pm kv)*(B5-Bd/2)-PD*kh*(Hd+H2/2)+Msp+Sp*H2/2$

$Mc=(\sigma_{monte}-(pvc+PP)*(1\pm kv))*(B5/2)^2/2+(\sigma 2c-\sigma_{monte})*(B5/2)^2/6-(pm-pvc)*(1\pm kv)*(B5/2)^2/3+$
$-(Stv+Sqv)*(B5/2)-PD*(1\pm kv)*(B5/2-Bd/2)-PD*kh*(Hd+H2/2)+Msp+Sp*H2/2$

$Vb=(\sigma_{monte}-(pvb+PP)*(1\pm kv))*B5+(\sigma 2b-\sigma_{monte})*B5/2-(pm-pvb))*(1\pm kv)*B5/2-(Stv+Sqv)-PD*(1\pm kv)$

$Vc=(\sigma_{monte}-(pvc+PP)*(1\pm kv))*(B5/2)+(\sigma 2c-\sigma_{monte})*(B5/2)/2-(pm-pvc)*(1\pm kv)*(B5/2)/2-(Stv+Sqv)-PD*(1\pm kv)$

caso	σmonte	σ2b	Mb	Vb	σ2c	Mc	Vc
	[kN/m²]	[kN/m²]	[kNm]	[kN]	[kN/m²]	[kNm]	[kN]
statico	34.88	115.96	-221.61	-74.40	75.42	-92.71	-86.00
	72.31	132.33	-215.17	-80.74	102.32	-87.09	-81.22
sisma+	54.39	107.47	-158.46	-55.85	80.93	-64.62	-60.46
	59.55	109.73	-158.06	-57.04	84.64	-63.97	-59.96
sisma-	50.14	102.60	-153.87	-54.12	76.37	-62.71	-58.79
	55.31	104.86	-152.50	-54.67	80.08	-61.81	-57.97

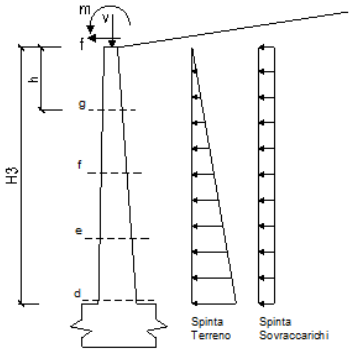
CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MUORO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

Mt stat = ½ $Ka_{orizz.}$ * γ*(1±kv)*h^2*h/3
Mt sism = ½ * γ *($Kas_{orizz.}$*(1±kv)-$Ka_{orizz.}$)*h^2*h/2 o *h/3
Mq = ½ Ka_{orizz}*q*h^2
M_{ext} = m+f*h
$M_{inerzia}$ = ΣPm_i*b_i*kh

N_{ext} = v
$N_{pp+inerzia}$= ΣPm_i*(1±kv)

Vt stat = ½ $Ka_{orizz.}$ * γ*(1±kv)*h^2
Vt sism = ½ * γ *($Kas_{orizz.}$*(1±kv)-$Ka_{orizz.}$)*h^2
Vq = Ka_{orizz}*q*h
V_{ext} = f
$V_{inerzia}$ = ΣPm_i*kh



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M_{ext}	M_{tot}	N_{ext}	N_{pp}	N_{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.70	71.78	68.33	0.00	140.10	3.50	49.95	53.45
e-e	2.78	30.28	38.43	0.00	68.71	3.50	35.03	38.53
f-f	1.85	8.97	17.08	0.00	26.05	3.50	21.74	25.24
g-g	0.93	1.12	4.27	0.00	5.39	3.50	10.06	13.56

sezione	h	Vt	Vq	V_{ext}	V_{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.70	58.20	36.93	0.00	95.13
e-e	2.78	32.74	27.70	0.00	60.44
f-f	1.85	14.55	18.47	0.00	33.02
g-g	0.93	3.64	9.23	0.00	12.87

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	55.21	8.48	10.57	0.00	4.52	78.78	3.50	51.29	54.79
e-e	2.78	23.29	3.58	5.94	0.00	2.42	35.24	3.50	35.97	39.47
f-f	1.85	6.90	1.06	2.64	0.00	1.02	11.63	3.50	22.32	25.82
g-g	0.93	0.86	0.13	0.66	0.00	0.24	1.90	3.50	10.33	13.83

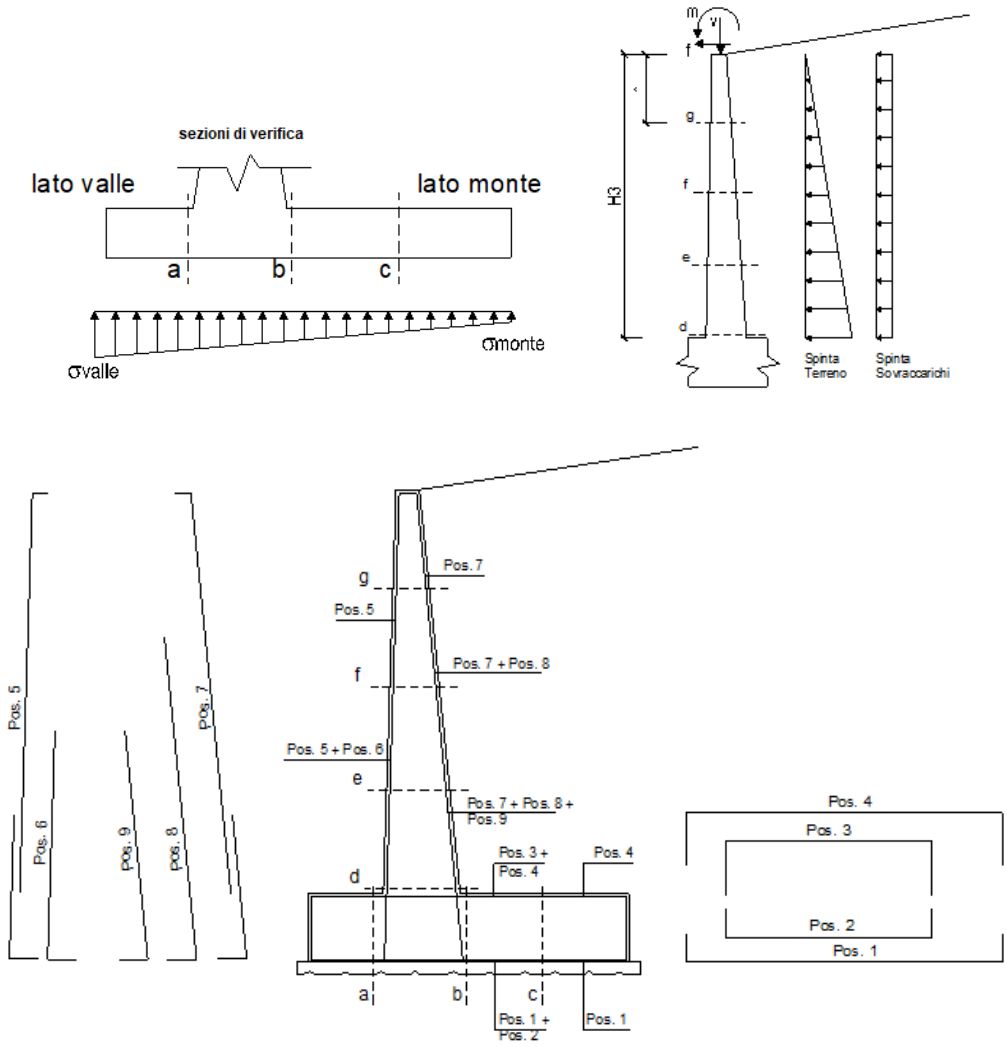
sezione	h	Vt_{stat}	Vt_{sism}	Vq	V_{ext}	$V_{inerzia}$	V_{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.70	44.77	6.87	5.71	0.00	2.68	60.03
e-e	2.78	25.18	3.87	4.28	0.00	1.88	35.21
f-f	1.85	11.19	1.72	2.86	0.00	1.16	16.93
g-g	0.93	2.80	0.43	1.43	0.00	0.54	5.19

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	55.21	5.50	10.63	0.00	4.52	75.87	3.50	48.61	52.11
e-e	2.78	23.29	2.32	5.98	0.00	2.42	34.02	3.50	34.10	37.60
f-f	1.85	6.90	0.69	2.66	0.00	1.02	11.27	3.50	21.16	24.66
g-g	0.93	0.86	0.09	0.66	0.00	0.24	1.86	3.50	9.79	13.29

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	44.77	4.46	5.75	0.00	2.68	57.65
e-e	2.78	25.18	2.51	4.31	0.00	1.88	33.88
f-f	1.85	11.19	1.12	2.87	0.00	1.16	16.35
g-g	0.93	2.80	0.28	1.44	0.00	0.54	5.05

9.4.2 VERIFICHE SLU



<u>Armatura minima</u>

L'armatura minima principale in fondazione deve essere in percentuale non inferiore allo 0.20% dell'area di conglomerato.

L'armatura minima principale presente in zona tesa deve essere in percentuale non inferiore allo 0.15% dell'area di conglomerato per l'intera lunghezza.

L'armatura secondaria, ortogonale a quella principale, deve essere pari al massimo delle seguenti percentuali:

- 0.10% dell'area di conglomerato in entrambi i lembi;
- 20% dell'armatura principale.

Muro h = 4,50m su fondazione diretta

ARMATURE

pos	n°/ml	ϕ	II strato	pos	n°/ml	ϕ	II strato
1	10.0	16		5	10.0	16	
2	0.0	0	☐	6	0.0	0	☐
3	0.0	0	☐	7	10.0	20	
4	10.0	20		8	0.0	0	☐
				9	0.0	0	☐

Pertanto l'armatura secondaria sarà pari a:

sez a – a: ϕ10/20cm (ripartitori in fondazione e in elevazione);

sez b – b: ϕ10/20cm (ripartitori in fondazione);

sez c – c: ϕ10/20cm (ripartitori in fondazione);

sez d – d: ϕ10/20cm (ripartitori in fondazione);

sez e – e: ϕ10/20cm (ripartitori in fondazione);

sez f – f: ϕ10/20cm (ripartitori in fondazione);

sez g – g: ϕ10/20cm (ripartitori in fondazione);

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm^2)	(cm^2)	(kNm)
a - a	17.18	0.00	0.60	20.11	31.42	391.87
b - b	-221.61	0.00	0.60	31.42	20.11	588.54
c - c	-92.71	0.00	0.60	31.42	20.11	588.54
d - d	140.10	53.45	0.68	31.42	20.11	700.93
e -e	68.71	38.53	0.61	31.42	20.11	609.61
f - f	26.05	25.24	0.54	31.42	20.11	519.65
g - g	5.39	13.56	0.47	31.42	20.11	430.87

(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	67.91	0.60	233.83	10	20	20	21.8	898.94	**Armatura a taglio non necessaria**
b - b	80.74	0.60	271.34	10	20	20	21.8	898.94	**Armatura a taglio non necessaria**
c - c	86.00	0.60	271.34	10	20	20	21.8	898.94	**Armatura a taglio non necessaria**
d - d	95.13	0.68	297.68	10	20	20	21.8	1037.24	**Armatura a taglio non necessaria**
e -e	60.44	0.61	278.83	10	20	20	21.8	916.23	**Armatura a taglio non necessaria**
f - f	33.02	0.54	259.32	10	20	20	21.8	795.22	**Armatura a taglio non necessaria**
g - g	12.87	0.47	238.94	10	20	20	21.8	674.20	**Armatura a taglio non necessaria**

9.4.3 VERIFICHE SLE TENSIONE

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	14.24	0.00	0.60	20.11	31.42	0.35	15.16
b - b	-159.46	0.00	0.60	31.42	20.11	3.49	110.24
c - c	-66.40	0.00	0.60	31.42	20.11	1.45	45.91
d - d	102.33	53.45	0.68	31.42	20.11	1.82	52.78
e -e	49.80	38.53	0.61	31.42	20.11	1.09	27.98
f - f	18.68	25.24	0.54	31.42	20.11	0.52	10.96
g - g	3.81	13.56	0.47	31.42	20.11	0.14	1.65

Condizione Sismica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm^2)	(cm^2)	(N/mm^2)	(N/mm^2)
a - a	13.89	0.00	0.60	20.11	31.42	0.34	14.79
b - b	-158.46	0.00	0.60	31.42	20.11	3.46	109.55
c - c	-64.62	0.00	0.60	31.42	20.11	1.41	44.68
d - d	78.78	52.11	0.68	31.42	20.11	1.41	39.04
e -e	35.24	37.60	0.61	31.42	20.11	0.78	18.31
f - f	11.63	24.66	0.54	31.42	20.11	0.33	5.58
g - g	1.90	13.29	0.47	31.42	20.11	0.07	0.21

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

9.4.4 VERIFICHE SLE FESSURAZIONE

condizione Frequente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf	wk	w_{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm^2)	(cm^2)	(N/mm^2)	(N/mm^2)	(mm)	(mm)
a - a	14.24	0.00	0.60	20.11	31.42	0.35	15.16	0.020	0.200
b - b	-159.46	0.00	0.60	31.42	20.11	3.49	110.24	0.124	0.200
c - c	-66.40	0.00	0.60	31.42	20.11	1.45	45.91	0.052	0.200
d - d	102.33	53.45	0.68	31.42	20.11	1.82	52.78	0.062	0.200
e -e	49.80	38.53	0.61	31.42	20.11	1.09	27.98	0.031	0.200
f - f	18.68	25.24	0.54	31.42	20.11	0.52	10.96	0.011	0.200
g - g	3.81	13.56	0.47	31.42	20.11	0.14	1.65	0.002	0.200

(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	w_{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm^2)	(cm^2)	(N/mm^2)	(N/mm^2)	(mm)	(mm)
a - a	10.54	0.00	0.60	20.11	31.42	0.26	11.22	0.015	0.200
b - b	-91.80	0.00	0.60	31.42	20.11	2.01	63.47	0.071	0.200
c - c	-38.54	0.00	0.60	31.42	20.11	0.84	26.65	0.030	0.200
d - d	55.21	53.45	0.68	31.42	20.11	1.00	24.95	0.029	0.200
e -e	23.29	38.53	0.61	31.42	20.11	0.52	10.21	0.011	0.200
f - f	6.90	25.24	0.54	31.42	20.11	0.20	2.03	0.002	0.200
g - g	0.86	13.56	0.47	31.42	20.11	0.00	-	-	0.200

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