

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	13
6.	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	14
7.	CRITERI DI VERIFICA.....	16
7.1	VERIFICHE GEOTECNICHE (SLU) IN CONDIZIONI STATICHE.....	16
7.1.1	VERIFICA A SCORRIMENTO.....	18
7.1.2	VERIFICA A RIBALTAMENTO	19
7.1.3	VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE.....	19
7.1.4	VERIFICA A STABILITÀ GLOBALE	19
7.2	VERIFICHE GEOTECNICHE (SLV) IN CONDIZIONI SISMICHE	20
7.3	VERIFICHE GEOTECNICHE (SLE)	22
7.4	VERIFICHE STRUTTURALI SLU	23
7.4.1	CRITERI DI VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A.....	23
7.4.2	VERIFICHE PER GLI STATI LIMITE ULTIMI A FLESSIONE - PRESSOFLESSIONE.....	23
7.4.3	VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI A TAGLIO	23
7.5	VERIFICHE STRUTTURALI (SLE).....	26
7.5.1	VERIFICHE ALLE TENSIONI.....	26
7.5.2	VERIFICHE A FESSURAZIONE	27
8.	ANALISI DEI CARICHI	29
8.1	PESI PROPRI	29

8.2	CARICHI PERMANENTI	31
8.2.1	<i>SPINTA DEL TERRENO</i>	31
8.3	VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA	32
8.3.1	<i>VITA NOMINALE</i>	32
8.3.2	<i>CLASSE D'USO</i>	32
8.3.3	<i>PERIODO DI RIFERIMENTO</i>	32
8.3.4	<i>PARAMETRI SISMICI</i>	32
9.	COMBINAZIONI DI CARICO	36
10.	PROGETTO E VERIFICA DEL MURO DI CONTRORIPA "TIPO 1"	39
10.1	DATI DI INPUT	39
10.2	CALCOLO DELLE AZIONI	42
10.2.1	<i>FORZE VERTICALI E INERZIALI</i>	42
10.2.2	<i>SPINTE IN CONDIZIONE STATICA</i>	44
10.2.3	<i>SPINTE IN CONDIZIONE SISMICA +</i>	45
10.2.4	<i>SPINTE IN CONDIZIONE SISMICA -</i>	46
10.3	VERIFICHE GEOTECNICHE	47
10.3.1	<i>VERIFICA STATICA A RIBALTAMENTO, SCORRIMENTO E CARICO LIMITE VERTICALE - C. DRENATE</i>	47
10.3.2	<i>VERIFICA SISMICA A RIBALTAMENTO, SCORRIMENTO E CARICO LIMITE VERTICALE - C. DRENATE</i>	49
10.3.3	<i>VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE – COND. DRENATE</i>	53
10.3.4	<i>VERIFICA STATICA A RIBALTAMENTO, SCORRIMENTO E CARICO LIMITE VERTICALE - C. NON DRENATE</i>	57
10.3.5	<i>VERIFICA SISMICA A RIBALTAMENTO, SCORRIMENTO E CARICO LIMITE VERTICALE - C. NON DRENATE</i>	59
10.3.6	<i>VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE – COND. NON DRENATE</i>	63
10.4	VERIFICHE STRUTTURALI	67
10.4.1	<i>CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI</i>	67
10.4.2	<i>VERIFICHE SLU</i>	69

10.4.3	VERIFICHE SLE TENSIONE.....	71
10.4.4	VERIFICHE SLE FESSURAZIONE.....	72
11.	PROGETTO E VERIFICA DEL MURO DI CONTRORIPA “TIPO 2”.....	73
11.1	DATI DI INPUT.....	73
11.2	CALCOLO DELLE AZIONI.....	76
11.2.1	FORZE VERTICALI E INERZIALI.....	76
11.2.2	SPINTE IN CONDIZIONE STATICA.....	78
11.2.3	SPINTE IN CONDIZIONE SISMICA +.....	79
11.2.4	SPINTE IN CONDIZIONE SISMICA -.....	80
11.3	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	81
11.3.1	VERIFICA STATICA A RIBALTAMENTO, SCORRIMENTO E CARICO LIMITE VERTICALE - C. DRENATE.....	81
11.3.2	VERIFICA SISMICA A RIBALTAMENTO, SCORRIMENTO E CARICO LIMITE VERTICALE - C. DRENATE.....	83
11.3.3	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE – COND. DRENATE.....	87
11.3.4	VERIFICA STATICA A RIBALTAMENTO, SCORRIMENTO E CARICO LIMITE VERTICALE - C. NON DRENATE.....	91
11.3.5	VERIFICA SISMICA A RIBALTAMENTO, SCORRIMENTO E CARICO LIMITE VERTICALE - C. NON DRENATE.....	93
11.3.6	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE – COND. NON DRENATE.....	97
11.4	VERIFICHE STRUTTURALI.....	101
11.4.1	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI.....	101
11.4.2	VERIFICHE SLU.....	103
11.4.3	VERIFICHE SLE TENSIONE.....	105
11.4.4	VERIFICHE SLE FESSURAZIONE.....	106

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 Lercara Dir. – Caltanissetta Xirbi (Lotto 3).

1.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Nella presente relazione sono illustrati i calcoli e le verifiche dei muri di controripa MU68 che si sviluppano rispettivamente dal km 40+896.11 al km 41+053.11 all'interno del rilevato RI21 (Figura 1-1, Figura 1-2).

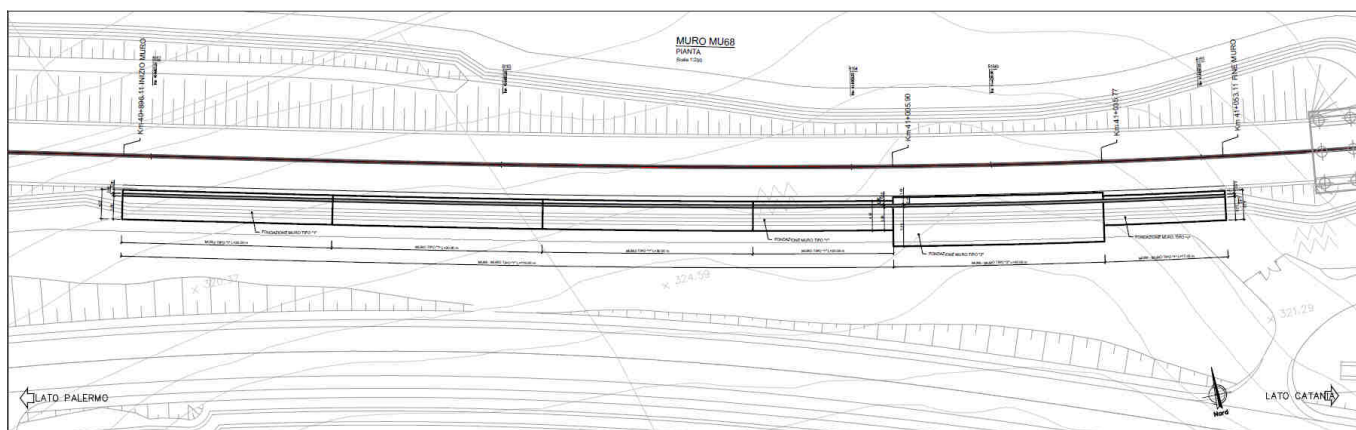


Figura 1-1 – RI21: Muro di controripa in dx MU68 - Pianta.

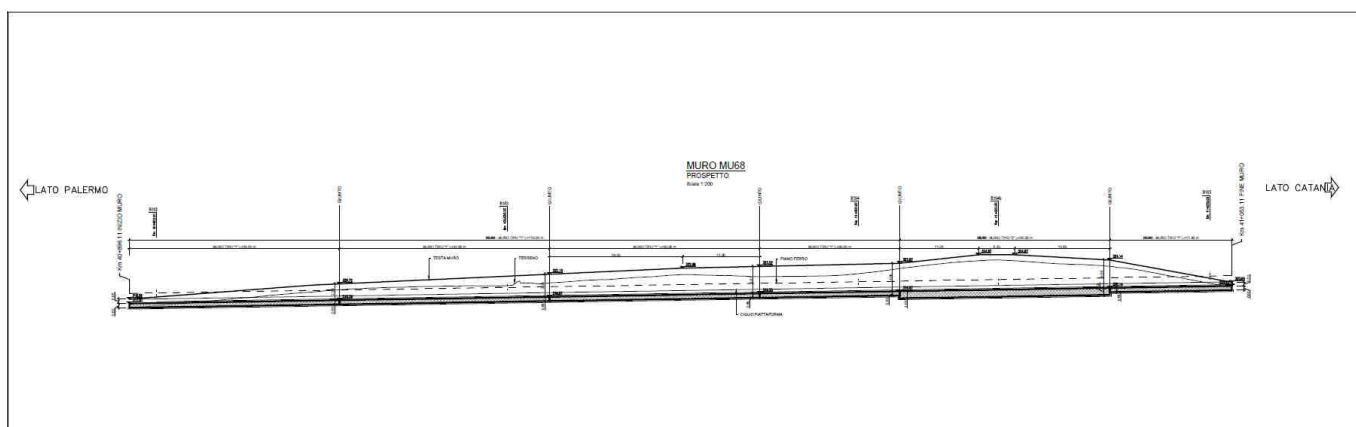


Figura 1-2 – RI21: Muro di controripa in dx MU68 - Prospetto.

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 da 0.53 m a 5.02 m con lo sviluppo dell'opera stessa, con spessore in testa del paramento di 0.40m, spessore della soletta di fondazione di 0.60m – 1.00m e larghezza della stessa di 4.20m – 5.00m.

Si individuano due tipologie di muri di “controripa” le cui caratteristiche sono di seguito riassunte:

- muro “tipo 1”: per altezze fino a 4.00 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 stato considerato pari a 20cm. L'altezza del paramento massima è pari a 4.00 m (Figura 1-3).

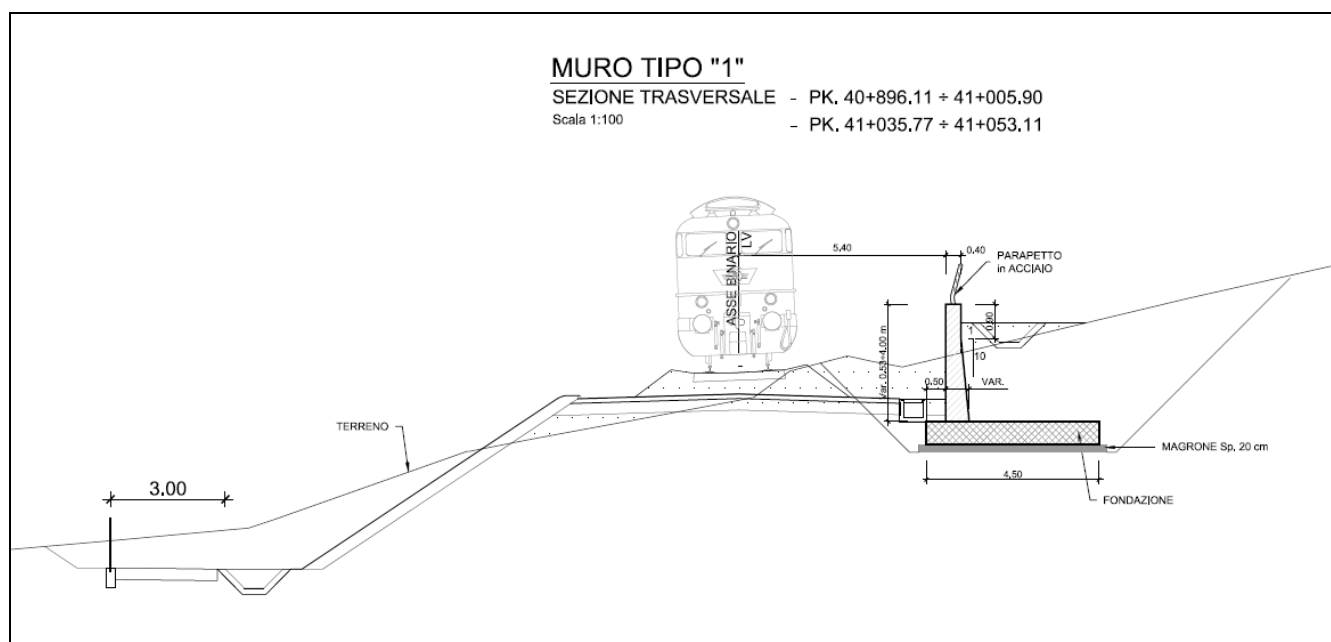


Figura 1-3 – RI21: Muro di controripa in dx MU68 – Sezione trasversale muro tipo 1.

- muro “tipo 2”: per altezze comprese tra 4.00 e 5.02 metri la fondazione del muro è diretta ed è caratterizzata da una lunghezza di 5.00 m e spessore 1.00 m. Il ricoprimento sopra la zattera di valle è stato considerato pari a 20cm. L'altezza del paramento massima è pari a 5.02 m (Figura 1-4).

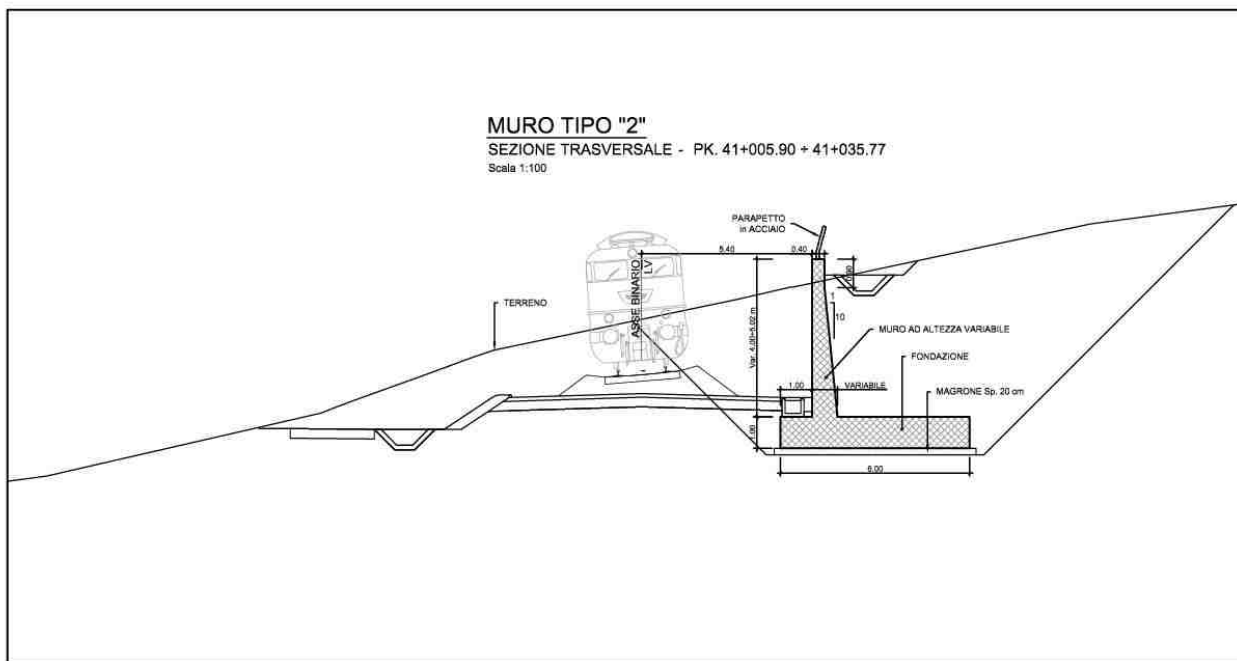


Figura 1-4 – RI21: Muro di controripa in dx MU68 – Sezione trasversale muro tipo 2.

Lo scavo per la realizzazione del muro sarà effettuato per conci di lunghezza massima pari a 5,0m.

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

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA					
RI21: MURO DI CONTRORIPA IN DX MU68 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU6800 001	REV. B	FOGLIO 8 di 106

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.68.0.0.001: "Opere di sostegno di linea – RI21: Muro di controripa in dx MU68 – Piante, prospetti e sezioni"

RS3T.3.0.D.78.TT.OC.00.0.0.003.A: "Opere civili – Elaborati generali OO. CC. – Tabella incidenze armature Opere Civili – Lotto 3B"

RS3T.3.0.D.78.GE.GE.00.0.0.002.B: "GEOTECNICA – Elaborati generali – Relazione geotecnica generale – opere all'aperto - 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/m ²
kPa (kiloPascal)	103 N/m ²
MPa (megaPascal)	106 N/m ²
N/m ³	(peso specifico)
g (accelerazione di gravità)	~9.81 m/s ²

corrispondenze notevoli

$$1 \text{ MPa} = 1 \text{ N/mm}^2$$

$$1 \text{ MPa} \sim 10 \text{ kgf/cm}^2$$

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 / mm ²)	
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 = acc fck/ γ_c = 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;

fckf = 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 cmin= 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:	12	[mm]
Classe Calcestruzzo:	C32/40	
Condizioni ambientali:	Aggressive	
Vita nominale costruzione:	75	[anni]
Incremento di 5 mm rispetto a vita nominale di 50 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:	74	[mm]
Copriferro nominale dal Baricentro della Barra longitudinale:	84	[mm]

- Elemento strutturale: fondazione ed elevazione muro di sostegno – muro tipo 2

Diametro (o diametro equivalente) barre longitudinali:	20	[mm]
Diametro staffe:	12	[mm]
Classe Calcestruzzo:	C32/40	
Condizioni ambientali:	Aggressive	
Vita nominale costruzione:	75	[anni]
Incremento di 5 mm rispetto a vita nominale di 50 anni		
Tolleranza di posa:	10	[mm]
Copriferro staffe:		
Copriferro minimo c _{min} :	40	[mm]



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA
TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3)
OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA

RI21: MURO DI CONTRORIPA IN DX MU68
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 78	CL	MU6800 001	B	12 di 106

Copriferro nominale Netto Staffe: 50 [mm]

Copriferro barre longitudinali:

Copriferro nominale Netto barre longitudinali: 74 [mm]

Copriferro nominale dal Baricentro della Barra longitudinale: 84 [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:

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

Tabella 5-2 Requisiti acciaio.

Inoltre si ha:

- $E_s = 210000\ N/mm^2$
- Sovrapposizioni barre $\geq 40\phi$

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

Resistenza di calcolo a rottura per trazione e deformazione corrispondente:

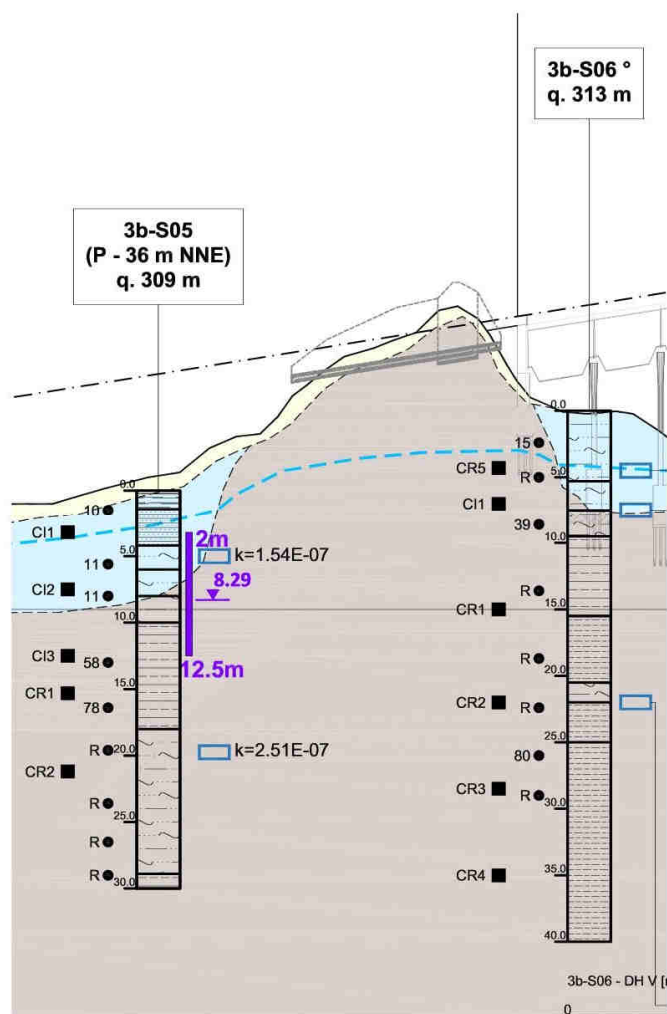
- $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 391.3\ N/mm^2$
- $\epsilon_{yd} = f_{yd}/E_s = 0.186\ %$

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.

Nel tratto in esame la stratigrafia è costituita da:

- Flysh Numidico – membro di Nicosia (FYN4)



Il terreno spingente è costituito dal rilevato ferroviario, mentre in corrispondenza della soletta inferiore è presente Flysh Numidico – membro di Nicosia (FYN4):

U.G.	γ	c'	c_u	ϕ'	E_0
[-]	[kN/m ³]	[kPa]	[kPa]	[°]	[MPa]
FYN4	20	20	160	21	220
	Falda a -2m da p.c.				

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;

La falda è posta a circa 2.00 metri dal piano campagna.

Per le caratteristiche del terreno di riporto si assumono i parametri del terreno in situ:

- peso volume, $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$;

- angolo d'attrito, $\phi' = 21^\circ$;

- coesione efficace $c' = 0 \text{ kPa}$.

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA					
	RI21: MURO DI CONTRORIPA IN DX MU68 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU6800 001	REV. B

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.

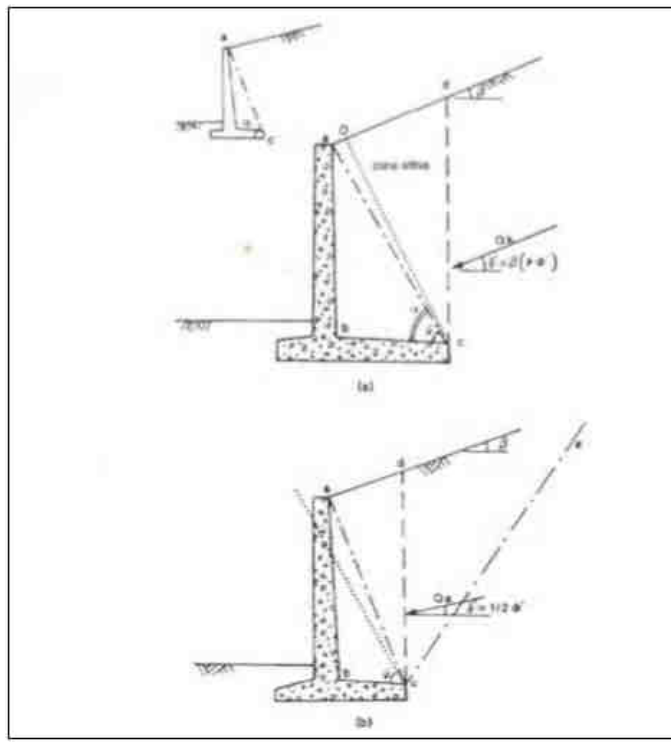


Figura 7-1 – Spinta sui muri di sostegno a mensola con suola lunga (caso a) e con suola corta (caso b).

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 $\delta = \varphi'$.

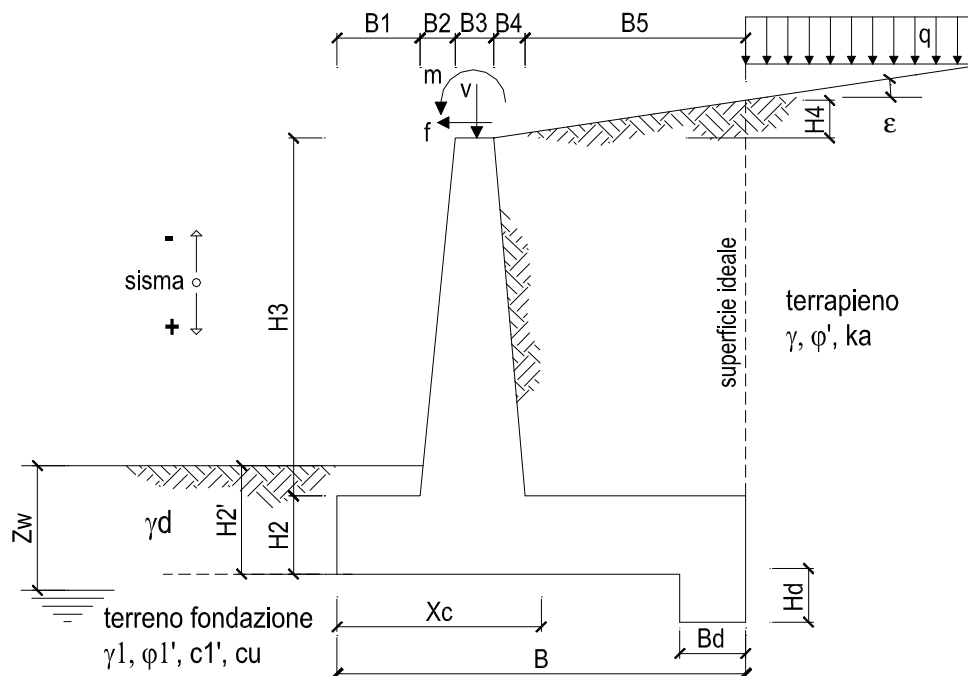
Il terreno al di sopra della suola (abcd) è stato considerato stabilizzante nelle verifiche, e ad esso sono da applicarsi le forze d'inerzia in fase sismica.

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

$$\varphi'_{cv} = \arctan (\tan \varphi')$$

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_n , 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.

Si prevede, in questa sede, che per tutta la larghezza della fondazione dovrà essere effettuata una bonifica dello strato superficiale di terreno per un'altezza pari a 0,5m mediante l'utilizzo di materiale da cava con Modulo di deformazione $M_d > 20\text{MPa}$.

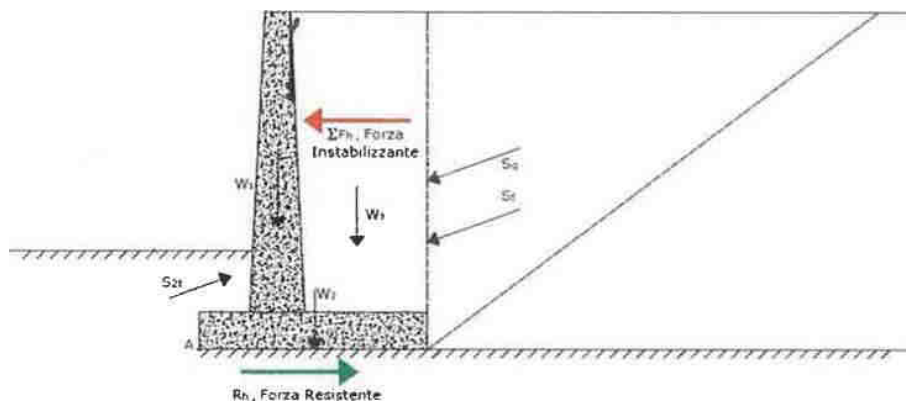


Figura 7-2 – Verifica a scorrimento.

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.

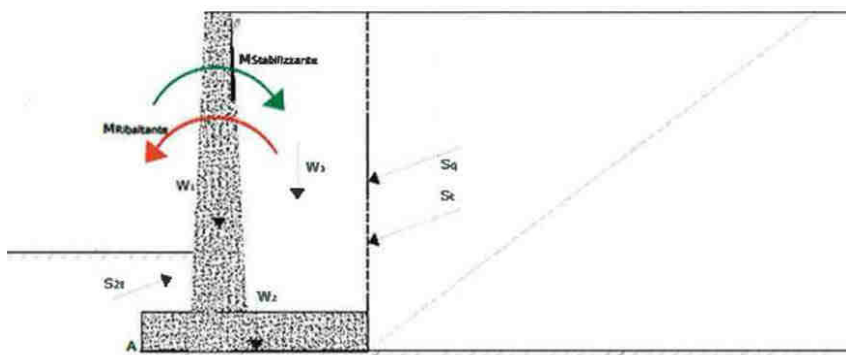


Figura 7-3– Verifica a ribaltamento.

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 $q_{es} = N / (B \cdot L')$ 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.

 GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA					
	RI21: MURO DI CONTRORIPA IN DX MU68 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU6800 001	REV. B

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:

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

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

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA					
	RI21: MURO DI CONTRORIPA IN DX MU68 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU6800 001	REV. B

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.

 ITAFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA					
	RI21: MURO DI CONTRORIPA IN DX MU68 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU6800 001	REV. B

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:

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

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

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

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

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

Nelle espressioni precedenti, i simboli hanno i seguenti significati:

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

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} \leq 0,02;$$

A_{s1} 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;

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

$1 \leq \operatorname{cot} \theta \leq 2,5$ 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;

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA</p>					
<p>RI21: MURO DI CONTRORIPA IN DX MU68 RELAZIONE DI CALCOLO</p>	<p>COMMESSA RS3T</p>	<p>LOTTO 30 D 78</p>	<p>CODIFICA CL</p>	<p>DOCUMENTO MU6800 001</p>	<p>REV. B</p>	<p>FOGLIO 25 di 106</p>

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

Nel primo caso, si esegue il 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).

Nel secondo caso, si assume che le condizioni ambientali del sito in cui sorge l'opera siano ordinarie e aggressive, rispettivamente per la zattera di fondazione e per il paramento verticale, e si verifica che il valore limite di apertura della fessura, calcolato per armature poco sensibili, sia al più pari ai seguenti valori nominali:

$w_1 = 0.2$ mm per condizioni ambientali aggressive (comb. Frequente e quasi permanente);

$w_2 = 0.3$ mm per condizioni ambientali ordinarie (comb. Frequente e quasi permanente).

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"

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

$$\sigma_{cmax\ QP} = (0,40 f_{ck}) = \mathbf{13.28} \text{ MPa} \quad (\text{Combinazione di Carico Quasi Permanente})$$

$$\sigma_{cmax\ R} = (0,55 f_{ck}) = \mathbf{18.26} \text{ MPa} \quad (\text{Combinazione di Carico Caratteristica - Rara})$$

ACCIAIO

$$\sigma_{s\ max} = (0,75 f_{yk}) = \mathbf{337.5} \text{ MPa} \quad \text{Combinazione di Carico Caratteristica(Rara)}$$

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA					
	RI21: MURO DI CONTRORIPA IN DX MU68 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU6800 001	REV. B

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:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0.3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0.4 \text{ mm}$$

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)

$$\delta_f \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA					
RI21: MURO DI CONTRORIPA IN DX MU68 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU6800 001	REV. B	FOGLIO 28 di 106

Riguardo infine il valore di calcolo delle fessure da confrontare con i valori limite fissati dalla norma, si 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

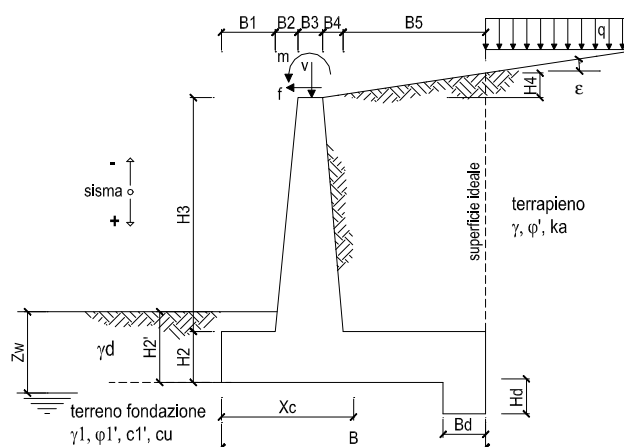
Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari che agiscono sulla struttura in oggetto. Tali azioni sono definite secondo le normative e sono utilizzate per la generazione delle combinazioni di carico nell'ambito delle verifiche di resistenza, in esercizio ed in presenza dell'evento sismico.

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

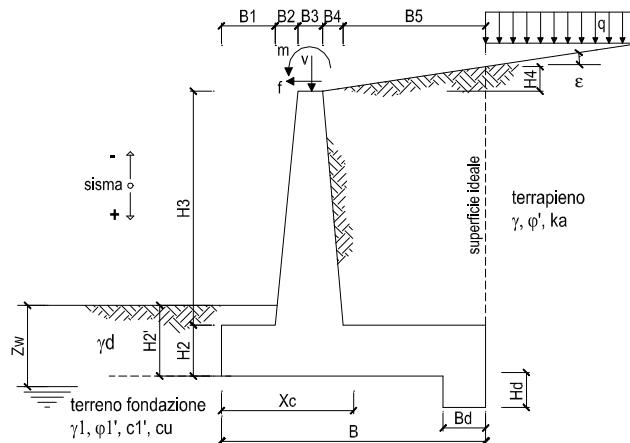
Elevazione	H3 =	4.00	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.40	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.22	(m)

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 =	3.08	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	2.10	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	γ_{cls} =	25.00	(kN/m ³)
---------------------------------	------------------	-------	----------------------

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



Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	5.02	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.40	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.41	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	5.00	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	1.00	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	1.00	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	3.19	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	2.50	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	γ_{cls} =	25.00	(kN/m ³)
---------------------------------	------------------	-------	----------------------

Figura 8-2 – Caratteristiche geometriche muri di sostegno con fondazione diretta – tipo2

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA					
	RI21: MURO DI CONTRORIPA IN DX MU68 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU6800 001	REV. B

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 di 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 $V_R = 75 \times 1.5 = 112.5$ 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.

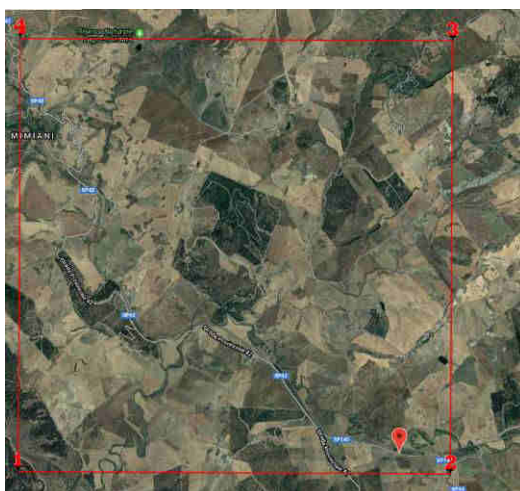


Tabella 8-2 – Localizzazione del sito ove sorgerà l'opera.

Da cui si ottiene la seguente tabella:




 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	0.038	2.523	0.284
Danno (SLD)	113	0.046	2.507	0.317
Salvaguardia vita (SLV)	1068	0.093	2.672	0.452
Prevenzione collasso (SLC)	2193	0.112	2.754	0.502
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 $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

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	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_E}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_E}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_E}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_E}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

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 $S_s = 1.5$ e $C_c = 1.360$

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.

 Tipo Muri di sostegno NTC 2018

Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m) us (m)

 1  0.1

 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	1,53	1,36	1,32
ST Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00

Acc.ne massima attesa al sito [m/s²]  0.6

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.000	0.033	0.053	0.000
kv	--	0.016	0.027	--
Amax [m/s ²]	0.564	0.683	1.370	1.646
Beta	--	0.470	0.380	--

9. 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):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

– Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$

– Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{33} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$

– Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.4]$$

– Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$

– Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.6]$$

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

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

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

Tabella 9-1 - 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	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 9-2 - 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 9-3 – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi dei muri di sostegno.

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA					
	RI21: MURO DI CONTRORIPA IN DX MU68 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU6800 001	REV. B

Tabella 9-4 – Coefficienti parziali per le verifiche di 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.

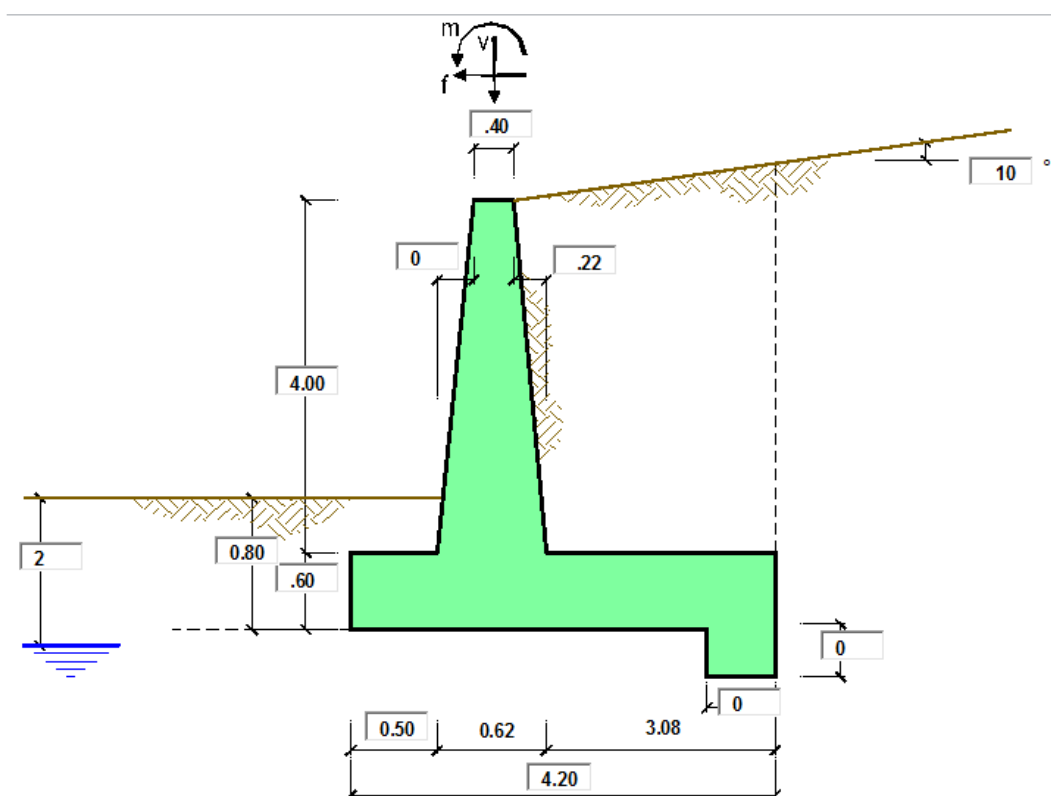
Verifica	Coefficiente parziale γ_R
Carico limite	1.2
Scorrimento	1.0
Ribaltamento	1.0
Resistenza del terreno a valle	1.2

Tabella 9-5 – 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.

10. PROGETTO E VERIFICA DEL MURO DI CONTRORIPA “TIPO 1”

10.1 DATI DI INPUT



Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	4.00	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.40	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.22	(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 =	3.08	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	2.10	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	γ_{cls} =	25.00	(kN/m ³)
---------------------------------	------------------	-------	----------------------

RI21: MURO DI CONTRORIPA IN DX MU68
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 78	CL	MU6800 001	B	40 di 106

Dati Geotecnici			valori caratteristici		valori di progetto	
			SLE		STR/GEO	EQU
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	ϕ'	21.00	21.00	21.00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ'	20.00	20.00	20.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	10.00	10.00	10.00
Dati Terreno Fondazione	Condizioni		<input checked="" type="radio"/> drenate <input type="radio"/> Non Drenate			
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	20.00	20.00	20.00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\phi1'$	21.00	21.00	21.00
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	$\gamma1$	20.00	20.00	20.00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γd	20.00	20.00	20.00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	6.00		
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	22000		

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.093	(-)	RIBALTAMENTO	
	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	0.05301	(-)		kh 0.07952
	Coefficiente sismico verticale	kv	0.0265	(-)		kv 0.03976
Muro libero di traslare o ruotare		<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no				

			STR/GEO	RIB
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.509	0.509
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.572	0.609
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.576	0.619
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	2.117	2.117
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	2.040	2.001
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	2.036	1.991

Carichi Agenti			valori caratteristici		valori di progetto	
			SLE - sisma		STR/GEO	EQU
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	qp	0.00	0.00	0.00
	Sovraccarico su zattera di monte	<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no				
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	1.00	1.00	1.00
Condizioni Statiche	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00	0.00	0.00
	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m ²)	q	0.00	0.00	0.00
	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	0.00	0.00	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0.00	0.00	0.00
Condizioni Sismiche	Coefficienti di combinazione	condizione frequente $\Psi1$	1.00	condizione quasi permanente $\Psi2$	0.00	
	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m ²)	qs	0.00		
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(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		

RI21: MURO DI CONTRORIPA IN DX MU68
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 78	CL	MU6800 001	B	41 di 106

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Calcestruzzo

classe cls	<input type="text" value="C32/40"/>		
Rck	40	(MPa)	
fck	32	(MPa)	
fc _m	40	(MPa)	
E _c	33346	(MPa)	
α _{cc}	0.85		
γ _c	1.50		
$f_{od} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	18.13	(MPa)	
$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	3.02	(MPa)	

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

Valore limite di apertura delle fessure

Frequente	<input type="text" value="w1"/>	0.2	mm
Quasi Permanente	<input type="text" value="w1"/>	0.2	mm

Acciaio

tipo di acciaio	<input type="text" value="B450C"/>		
f _{yk}	=	450	(MPa)
γ _s	=	1.15	
f _{yd} = f _{yk} / γ _s	=	391.30	(MPa)
E _s	=	210000	(MPa)
ε _{ys}	=	0.19%	

coefficiente omogeneizzazione acciaio n = 15

Copriferro (distanza asse armatura-bordo)

c = 8.40 (cm)

Copriferro minimo di normativa (ricoprimento armatura)

c_{min} = 5.00 (cm)

Interferro tra I e II strato

i_{I-II} = 5.00 (cm)

10.2 CALCOLO DELLE AZIONI

10.2.1 FORZE VERTICALI E INERZIALI

FORZE VERTICALI

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
- Peso del Muro (Pm)				
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	40.00	40.00
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	(kN/m)	11.00	11.00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	63.00	63.00
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	(kN/m)	114.00	114.00
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma')$	(kN/m)	246.40	246.40
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma')$	(kN/m)	19.20	19.20
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma') / 2$	(kN/m)	8.80	8.80
Sovr =	qp * (B4 + B5)	(kN/m)	0.00	0.00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	274.40	274.40
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	q * (B4 + B5)	(kN/m)	0	0
Sovr acc. Sism	qs * (B4 + B5)	(kN/m)	0	0

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

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
- Muro (Mm)				
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1 + 2/3 B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	28.00	28.00
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 B4)$	(kNm/m)	10.71	10.71
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	132.30	132.30
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5	(kNm/m)	171.01	171.01
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro				
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	655.42	655.42
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	59.53	59.53
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	9.21	9.21
Msovr =	$Sovr \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mt =	Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr	(kNm/m)	724.16	724.16
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	0	0
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	0	0

RI21: MURO DI CONTRORIPA IN DX MU68
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 78	CL	MU6800 001	B	43 di 106

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

Ps h =	$P_m \cdot kh$	(kN/m)	6.17	9.26
Ps v =	$P_m \cdot kv$	(kN/m)	3.09	4.63

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

Ptsh =	$P_t \cdot kh$	(kN/m)	14.86	22.29
Ptsv =	$P_t \cdot kv$	(kN/m)	7.43	11.14

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

MPs1 h=	$kh \cdot P_m1 \cdot (H_2 + H_3/3)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPs2 h=	$kh \cdot P_m2 \cdot (H_2 + H_3/2)$	(kNm/m)	5.63	8.45
MPs3 h=	$kh \cdot P_m3 \cdot (H_2 + H_3/3)$	(kNm/m)	1.15	1.73
MPs4 h=	$kh \cdot P_m4 \cdot (H_2/2)$	(kNm/m)	1.02	1.54
MPs5 h=	$-kh \cdot P_m5 \cdot (H_d/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPs h=	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	7.81	11.71

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

MPs1 v=	$kv \cdot P_m1 \cdot (B_1 + 2/3 \cdot B_2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPs2 v=	$kv \cdot P_m2 \cdot (B_1 + B_2 + B_3/2)$	(kNm/m)	0.76	1.14
MPs3 v=	$kv \cdot P_m3 \cdot (B_1 + B_2 + B_3 + B_4/3)$	(kNm/m)	0.29	0.43
MPs4 v=	$kv \cdot P_m4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	3.58	5.37
MPs5 v=	$kv \cdot P_m5 \cdot (B - B_d/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPs v=	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	4.63	6.95

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

MPts1 h=	$kh \cdot P_t1 \cdot (H_2 + H_3/2)$	(kNm/m)	34.69	52.04
MPts2 h=	$kh \cdot P_t2 \cdot (H_2 + H_3 + H_4/3)$	(kNm/m)	8.73	13.09
MPts3 h=	$kh \cdot P_t3 \cdot (H_2 + H_3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)	1.56	2.33
MPts h=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	44.98	67.46

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

MPts1 v=	$kv \cdot P_t1 \cdot ((H_2 + H_3/2) - (B - B_5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	17.75	26.62
MPts2 v=	$kv \cdot P_t2 \cdot ((H_2 + H_3 + H_4/3) - (B - B_5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	1.65	2.47
MPts3 v=	$kv \cdot P_t3 \cdot ((H_2 + H_3 \cdot 2/3) - (B_1 + B_2 + B_3 + 2/3 \cdot B_4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.29	0.44
MPts v=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	19.69	29.53

10.2.2 SPINTE IN CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB	
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	136.74	177.76	177.76
Sq perm =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sq acc =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m)	134.66	175.06	175.06
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)	0.00	0.00	0.00

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m)	23.74	30.87	30.87
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Spinta passiva sul dente

Sp =	$\frac{1}{2} \cdot g_1 \cdot H_d^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_d^2 \cdot k_p + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
------	---	--------	------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB	
MSt1 =	$Sth \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$	(kNm/m)	232.60	302.37	302.37
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kNm/m)	99.72	129.64	129.64
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSp =	$\gamma_1 \cdot H_d^3 \cdot k_p / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d^2 / 2$	(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 =	$(fp + f) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mfext3 =	$(vp + v) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m)	0.70	0.70	0.70

10.2.3 SPINTE IN CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
- Spinta condizione sismica +				
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m)	136.74	136.74
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (1 + k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a^+ - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	21.51	21.51
Ssq1 perm =	$q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a^+$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1 acc =	$q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a^+$	(kN/m)	0.00	0.00
- Componente orizzontale condizione sismica +				
Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	134.66	134.66
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	21.18	21.18
Ssq1h perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1h acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
- Componente verticale condizione sismica +				
Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	23.74	23.74
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	3.73	3.73
Ssq1v perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1v acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
- Spinta passiva sul dente				
S _p =	$\frac{1}{2} \cdot \gamma'_1 \cdot (1 + k_v) \cdot H_d^2 \cdot k_{ps}^+ + (2 \cdot c_1 \cdot k_{ps}^{+0.5} + \gamma'_1 \cdot (1 + k_v) \cdot k_{ps}^+ \cdot H_2) \cdot H_d$	(kN/m)	0.00	0.00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
- Condizione sismica +				
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + h_d) / 3 - h_d)$	(kNm/m)	232.60	232.60
MSst1 sism =	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$	(kNm/m)	36.58	36.58
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	99.72	99.72
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	15.68	15.68
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00
M _{Sp} =	$\gamma'_1 \cdot H_d^3 \cdot k_{ps}^+ / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_{ps}^{+0.5} + \gamma'_1 \cdot k_{ps}^+ \cdot H_2) \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

M _{fext1} =	$m_p + m_s$	(kNm/m)	0.00
M _{fext2} =	$(f_p + f_s) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m)	0.00
M _{fext3} =	$(v_p + v_s) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m)	0.70

10.2.4 SPINTE IN CONDIZIONE SISMICA -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma' \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m)	136.74	136.74	136.74
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma' \cdot (1 - k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a \cdot S$	(kN/m)	14.23	14.23	23.48
Ssq1 perm = $q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1 acc = $q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat = Sst1 stat * cos δ	(kN/m)	134.66	134.66	134.66
Sst1h sism = Sst1 sism * cos δ	(kN/m)	14.01	14.01	23.13
Ssq1h perm = Ssq1 perm * cos δ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc = Ssq1 acc * cos δ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat = Sst1 stat * sen δ	(kN/m)	23.74	23.74	23.74
Sst1v sism = Sst1 sism * sen δ	(kN/m)	2.47	2.47	4.08
Ssq1v perm = Ssq1 perm * sen δ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc = Ssq1 acc * sen δ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Spinta passiva sul dente

$S_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma'_1 \cdot (1 - k_v) \cdot H_d^2 \cdot k_{ps} + (2 \cdot c_1 \cdot k_{ps}^{0.5} + \gamma'_1 \cdot (1 - k_v) \cdot k_{ps} \cdot H_2) \cdot H_d$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
--	--------	------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
MSst1 stat = Sst1h stat * ((H ₂ +H ₃ +H ₄ +h _d)/3-h _d)	(kNm/m)	232.60	232.60	232.60
MSst1 sism = Sst1h sism * ((H ₂ +H ₃ +H ₄ +H _d)/3-H _d)	(kNm/m)	24.20	24.20	39.95
MSst2 stat = Sst1v stat * B	(kNm/m)	99.72	99.72	99.72
MSst2 sism = Sst1v sism * B	(kNm/m)	10.38	10.38	17.13
MSsq1 = Ssq1h * ((H ₂ +H ₃ +H ₄ +H _d)/2-H _d)	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq2 = Ssq1v * B	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
M _{Sp} = $\gamma'_1 \cdot H_d^3 \cdot k_{ps} / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_{ps}^{0.5} + \gamma'_1 \cdot k_{ps} \cdot H_2) \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

M _{fext1} = mp+ms	(kNm/m)	0.00
M _{fext2} = (fp+fs)*(H ₃ + H ₂)	(kNm/m)	0.00
M _{fext3} = (vp+vs)*(B ₁ + B ₂ + B ₃ /2)	(kNm/m)	0.70

10.3 VERIFICHE GEOTECNICHE

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

Come riportato all'interno del cap. 7.1.1, per le sole verifiche di scorrimento lungo il piano di posa, si è considerato che per tutta la larghezza della fondazione un angolo di attrito pari a 30° in considerazione del fatto che viene prevista la bonifica dello strato superficiale di terreno per un'altezza pari a 0,5m mediante l'utilizzo di materiale da cava con Modulo di deformazione $M_d > 20\text{MPa}$.

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)				
$N = P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv \text{ perm}} + S_{qv \text{ acc}}$	453.95	(kN/m)		
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{th} + S_{qh} + f$	178.65	(kN/m)		
Coefficiente di attrito alla base (f)				
$f = \text{tg}\phi_1'$	0.58	(-)		
Fs scorr.	(N*f + Sp) / T	1.47	>	1.1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)				
$M_s = M_m + M_t + M_{\text{fext}3}$	895.87	(kNm/m)		
Momento ribaltante (Mr)				
$M_r = M_{St} + M_{Sq} + M_{\text{fext}1} + M_{\text{fext}2} + M_{Sp}$	172.73	(kNm/m)		
Fs ribaltamento	Ms / Mr	5.19	>	1.15

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)		N_{\min}	N_{\max}	
$N = P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv} (+ \text{Sovr acc})$	420.27	420.27	420.27	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{th} + S_{qh} + f - S_p$	175.06	175.06	175.06	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \Sigma M$	723.14	723.14	723.14	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c * N - MM$	159.43	159.43	159.43	(kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (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.	20.00		(kPa)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	22.00		(°)
$\gamma 1$	peso unità di volume terreno fondaz.	12.86		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d' H 2'$	sovraccarico stabilizzante	16.00		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.38	0.38	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	3.44	3.44	(m)

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi/2) e^{(\pi \text{tg}(\phi))}$	(1 in cond. nd)	7.82		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi')$	($2 + \pi$ in cond. nd)	16.88		(-)
$N_\gamma = 2^*(N_q + 1) * \text{tg}(\phi')$	(0 in cond. nd)	7.13		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi))^m$	(1 in cond. nd)	0.50	0.50	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.42	0.42	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi))^{m+1}$		0.35	0.35	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	259.04	259.04	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} * B^* / N$	N_{min}	2.12	>	1.4
		N_{max}	2.12	>	

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

Condizione sismica +

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)				
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$	461.58	(kN/m)		
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh}$	180.88	(kN/m)		
Coefficiente di attrito alla base (f)				
$f = \operatorname{tg}\varphi_1'$	0.58	(-)		
$F_s = (N \cdot f + S_p) / T$	1.47	>		1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)				
$M_s = M_m + M_t + M_{fext3}$	895.87	(kNm/m)		
Momento ribaltante (Mr)				
$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts}$	208.66	(kNm/m)		
$F_r = M_s / M_r$	4.29	>		1

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (S_{ovr} \text{ acc})$	427.40	427.40	427.40	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	176.87			(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \sum M$	713.64	713.64		(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c \cdot N - MM$	183.90	183.90		(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c_1'	coesione terreno di fondaz.	20.00			(kN/mq)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	22.00			(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	12.86			(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d'H_2'$	sovraccarico stabilizzante	16.00			(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.43	0.43		(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	3.34	3.34		(m)

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

$N_q = tg^2(45 + \phi'/2)*e^{(\pi*tg(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	7.82			(-)
$N_c = (N_q - 1)/tg(\phi')$	(2+ π in cond. nd)	16.88			(-)
$N_\gamma = 2*(N_q + 1)*tg(\phi')$	(0 in cond. nd)	7.13			(-)

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

$i_q = (1 - T/(N + B*c'*cotg\phi'))^m$	(1 in cond. nd)	0.49	0.49		(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$		0.42	0.42		(-)
$i_\gamma = (1 - T/(N + B*c'*cotg\phi'))^{m+1}$		0.35	0.35		(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	255.51	255.51		(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	--	----------------------

FS carico limite	F = $q_{lim} * B^* / N$	N_{min}	2.00	>	1.2
		N_{max}	2.00	>	

Condizione sismica -

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} \quad 437.97 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} \quad 173.71 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg}\phi_1' \quad 0.58 \quad (-)$$

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{1.46} \quad > \quad \mathbf{1}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 895.87 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts} \quad 271.34 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad \mathbf{3.30} \quad > \quad \mathbf{1}$$

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

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

405.10 405.10

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p \quad 169.70 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \Sigma M \quad 672.07 \quad 672.07 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c \cdot N - MM \quad 178.64 \quad 178.64 \quad (\text{kNm/m})$$

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

Fondazione Nastriforme

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

c_1'	coesione terreno di fondaz.	20.00			(kN/mq)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	22.00			(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	12.86			(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d'H_2'$	sovraccarico stabilizzante	16.00			(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.44	0.44		(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	3.32	3.32		(m)

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

$N_q = tg^2(45 + \phi'/2)*e^{(\pi*tg(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	7.82			(-)
$N_c = (N_q - 1)/tg(\phi')$	(2+ π in cond. nd)	16.88			(-)
$N_\gamma = 2*(N_q + 1)*tg(\phi')$	(0 in cond. nd)	7.13			(-)

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

$i_q = (1 - T/(N + B*c'*cotg\phi'))^m$	(1 in cond. nd)	0.49	0.49		(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$		0.42	0.42		(-)
$i_\gamma = (1 - T/(N + B*c'*cotg\phi'))^{m+1}$		0.35	0.35		(-)

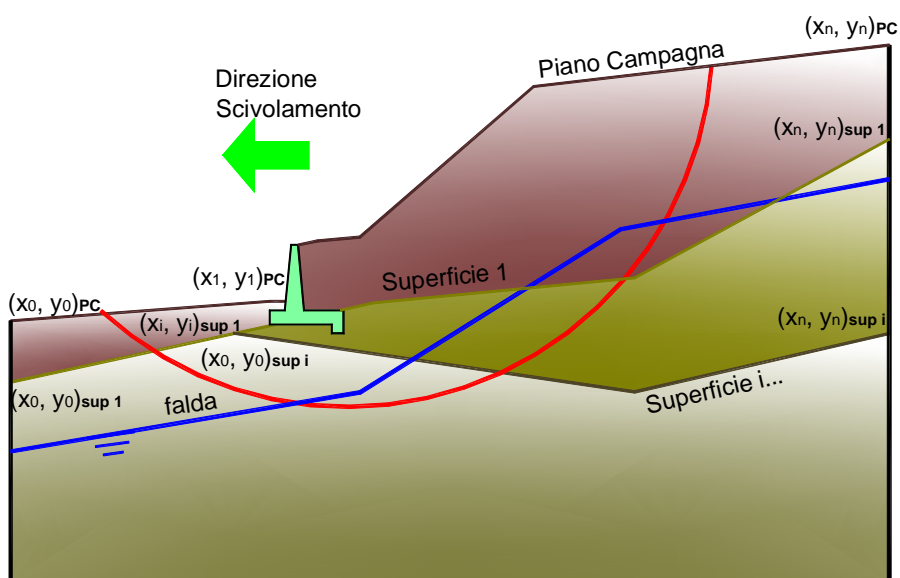
(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	255.50	255.50		(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	--	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim}*B^*/N$	N_{min}	2.09	>	1.2
		N_{max}	2.09	>	

10.3.3 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE – COND. DRENATE

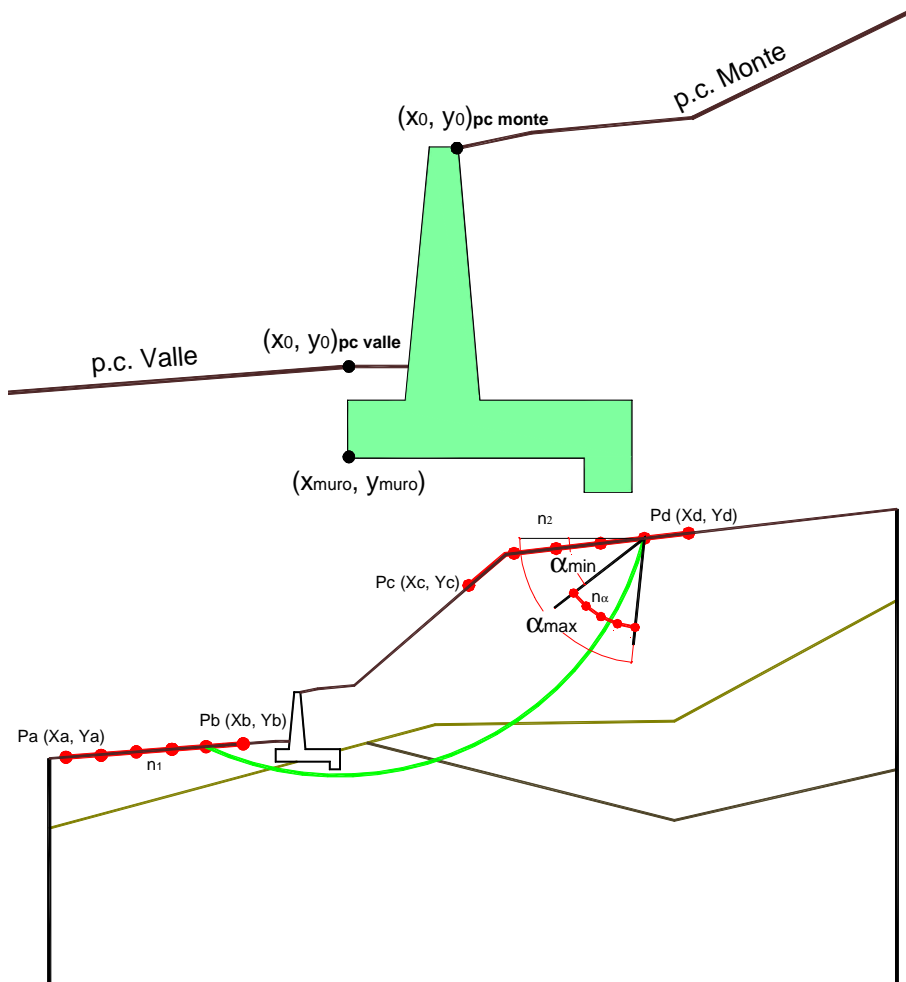
Le analisi di stabilità, di seguito riportate, sono state effettuate limitando la ricerca delle potenziali superfici di scorrimento critiche alla fascia più prossima alla linea ferroviaria.



	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]	Descrizione
materiale 1	18.00	30	0	Riporto
materiale 2	20.00	21	20	Unità geotecnica 1 - FYN4
materiale 3				
materiale 4				

RI21: MURO DI CONTRORIPA IN DX MU68
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 78	CL	MU6800 001	B	54 di 106



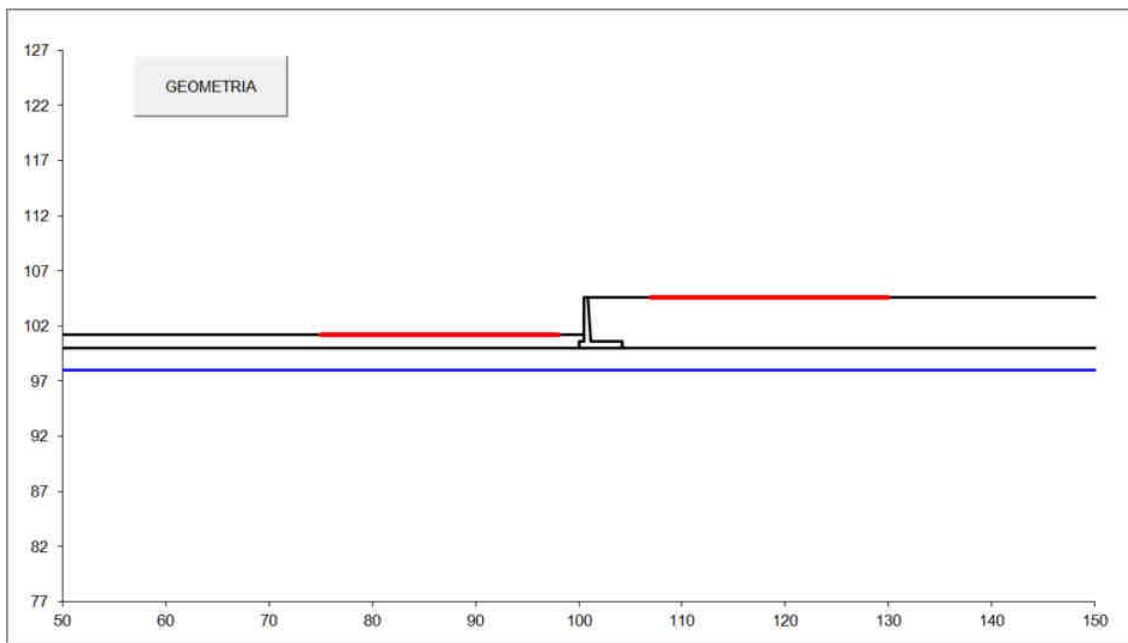
p.c. valle		p.c. monte		superficie 1		superficie 2		superficie 3		falda				
materiale 1				materiale 2		materiale 4		materiale 2		falda				
x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y			
0	100.000	101.200	0	100.900	104.600	0	50.000	100.000	0			0	50.000	98.000
1	50.000	101.200	1	150.000	104.600	1	150.000	100.000	1			1	150.000	98.000
2			2			2			2			2		
3			3			3			3			3		
4			4			4			4			4		
5			5			5			5			5		
6			6			6			6			6		
7			7			7			7			7		
8			8			8			8			8		
9			9			9			9			9		
10			10			10			10			10		

Sovraccarichi

	X_{in}	Q_{in}	X_{fin}	Q_{fin}	% sisma	
sovraccarico 1	<input checked="" type="checkbox"/>	107.600	0	112.250	0	20%
sovraccarico 2	<input type="checkbox"/>					

RI21: MURO DI CONTRORIPA IN DX MU68
RELAZIONE DI CALCOLO

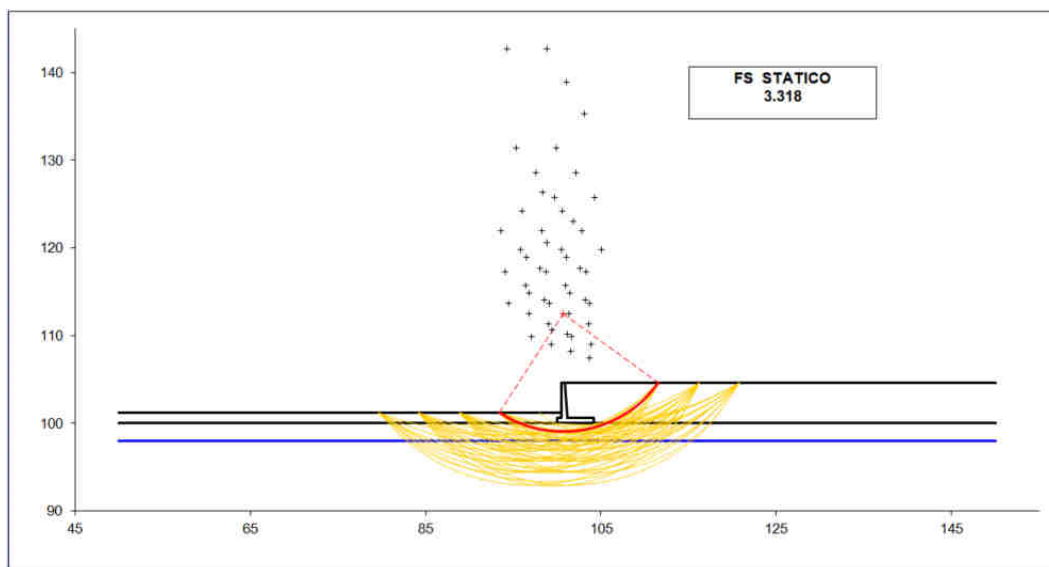
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 78	CL	MU6800 001	B	55 di 106



#strisce
30

# Superfici Calcolate	FS Bishop	
	STATICO	3.318
121	SISMICO	2.137

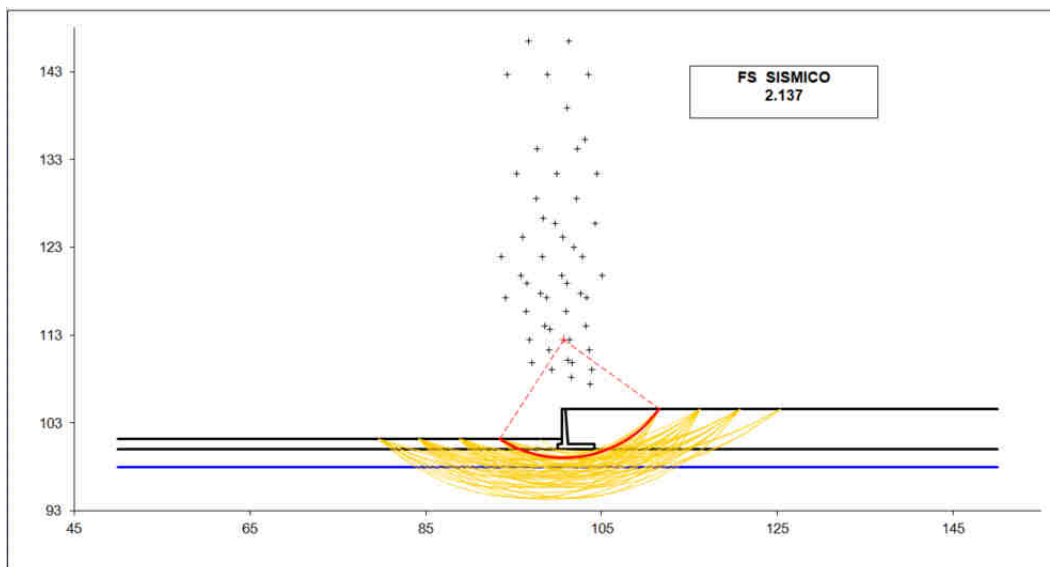
Condizioni statiche



RI21: MURO DI CONTRORIPA IN DX MU68
 RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 78	CL	MU6800 001	B	56 di 106

Condizioni sismiche



 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIR. – CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3) OPERE DI SOSTEGNO DI LINEA					
	RI21: MURO DI CONTRORIPA IN DX MU68 RELAZIONE DI CALCOLO	COMMESSA RS3T	LOTTO 30 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO MU6800 001	REV. B

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

Come riportato all'interno del cap. 7.1.1, per le sole verifiche di scorrimento lungo il piano di posa, si è considerato che per tutta la larghezza della fondazione un angolo di attrito pari a 30° in considerazione del fatto che viene prevista la bonifica dello strato superficiale di terreno per un'altezza pari a 0,5m mediante l'utilizzo di materiale da cava con Modulo di deformazione $M_d > 20\text{MPa}$.

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)				
$N = P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv} \text{ perm} + S_{qv} \text{ acc}$	453.95	(kN/m)		
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{th} + S_{qh} + f$	178.65	(kN/m)		
Coefficiente di attrito alla base (f)				
$f = \text{tg}\phi_1'$	0.58	(-)		
Fs scorr.	(N*f + Sp) / T	1.47	>	1.1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)				
$M_s = M_m + M_t + M_{fext3}$	895.87	(kNm/m)		
Momento ribaltante (Mr)				
$M_r = M_{St} + M_{Sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp}$	172.73	(kNm/m)		
Fs ribaltamento	Ms / Mr	5.19	>	1.15

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)				
$N = P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv} (+ \text{Sovr acc})$	420.27	Nmin	Nmax	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{th} + S_{qh} + f - S_p$	175.06	175.06		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \sum M$	723.14	723.14		(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c * N - MM$	159.43	159.43		(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

cu	res. al taglio nd terreno di fondaz.	160.00		(kPa)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	20.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d^* H_2'$	sovraccarico stabilizzante	16.00		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.38	0.38	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	3.44	3.44	(m)

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi/2) e^{(\pi \text{tg}(\varphi))}$	(1 in cond. nd)	1.00		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi')$	($2 + \pi$ in cond. nd)	5.14		(-)
$N_\gamma = 2^*(N_q + 1) * \text{tg}(\varphi')$	(0 in cond. nd)	0.00		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B^* c' \cot \varphi'))^m$	(1 in cond. nd)	1.00	1.00	(-)
$i_c = (1 - m T / (B^* c u^* N_c))$		0.88	0.88	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cot \varphi'))^{m+1}$		-	-	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	736.92	736.92	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} * B^* / N$	N_{min}	6.03	>	1.4
		N_{max}	6.03	>	

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

Condizione sismica +

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} \quad 461.58 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} \quad 180.88 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg}\phi_1' \quad 0.58 \quad (-)$$

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{1.47} \quad > \quad \mathbf{1}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 895.87 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts} \quad 206.95 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad \mathbf{4.33} \quad > \quad \mathbf{1}$$

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (\text{Sovr acc}) \quad N_{min} \quad N_{max} \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p \quad 175.94 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \Sigma M \quad 714.72 \quad 714.72 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c \cdot N - MM \quad 182.17 \quad 182.17 \quad (\text{kNm/m})$$

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

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot i_c + q_0 \cdot N_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot 1 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma$$

cu	res. al taglio nd terreno di fondaz.	160.00			(kN/mq)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	20.00			(kN/m ³)
$q_0 = \gamma \cdot d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	16.00			(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.43	0.43		(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	3.35	3.35		(m)

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\varphi))}$	(1 in cond. nd)	1.00			(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi)$	(2+ π in cond. nd)	5.14			(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\varphi)$	(0 in cond. nd)	0.00			(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c \cdot \cot \varphi))^m$	(1 in cond. nd)	1.00	1.00		(-)
$i_c = (1 - m \cdot T / (B \cdot c \cdot u \cdot N_c))$		0.87	0.87		(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c \cdot \cot \varphi))^{m+1}$		--			(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	733.52	733.52		(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	--	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	N_{min}	5.75	>	1.2
		N_{max}	5.75	>	

Condizione sismica -

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} \quad 437.97 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} \quad 173.71 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg}\phi_1' \quad 0.58 \quad (-)$$

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T \quad 1.46 \quad > \quad 1$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 895.87 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts} \quad 268.28 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad 3.34 \quad > \quad 1$$

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} \quad \begin{matrix} N_{min} & N_{max} \\ 405.26 & 405.26 \end{matrix} \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p \quad 168.91 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \Sigma M \quad 674.03 \quad 674.03 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c \cdot N - MM \quad 177.01 \quad 177.01 \quad (\text{kNm/m})$$

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

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot i_c + q_0 \cdot N_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot 1 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma$$

cu	res. al taglio nd terreno di fondaz.	160.00			(kN/mq)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	20.00			(kN/m ³)
$q_0 = \gamma \cdot d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	16.00			(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.44	0.44		(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	3.33	3.33		(m)

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\varphi))}$	(1 in cond. nd)	1.00			(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi)$	(2+ π in cond. nd)	5.14			(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\varphi)$	(0 in cond. nd)	0.00			(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c \cdot \cot \varphi))^m$	(1 in cond. nd)	1.00	1.00		(-)
$i_c = (1 - m \cdot T / (B \cdot c \cdot \cot \varphi))$		0.88	0.88		(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c \cdot \cot \varphi))^{m+1}$		--			(-)

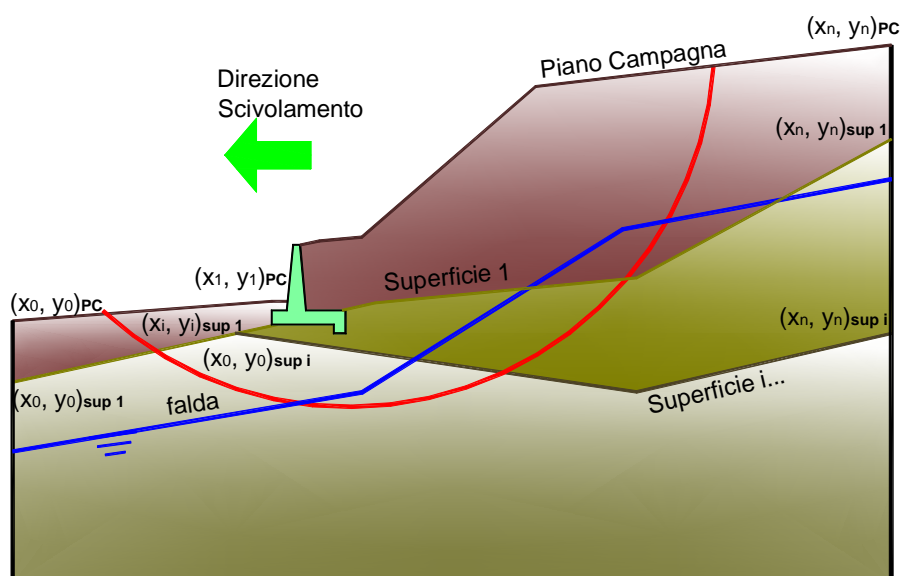
(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	737.10	737.10		(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	--	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	6.05	>	1.2
		Nmax	6.05	>	

10.3.6 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE – COND. NON DRENATE

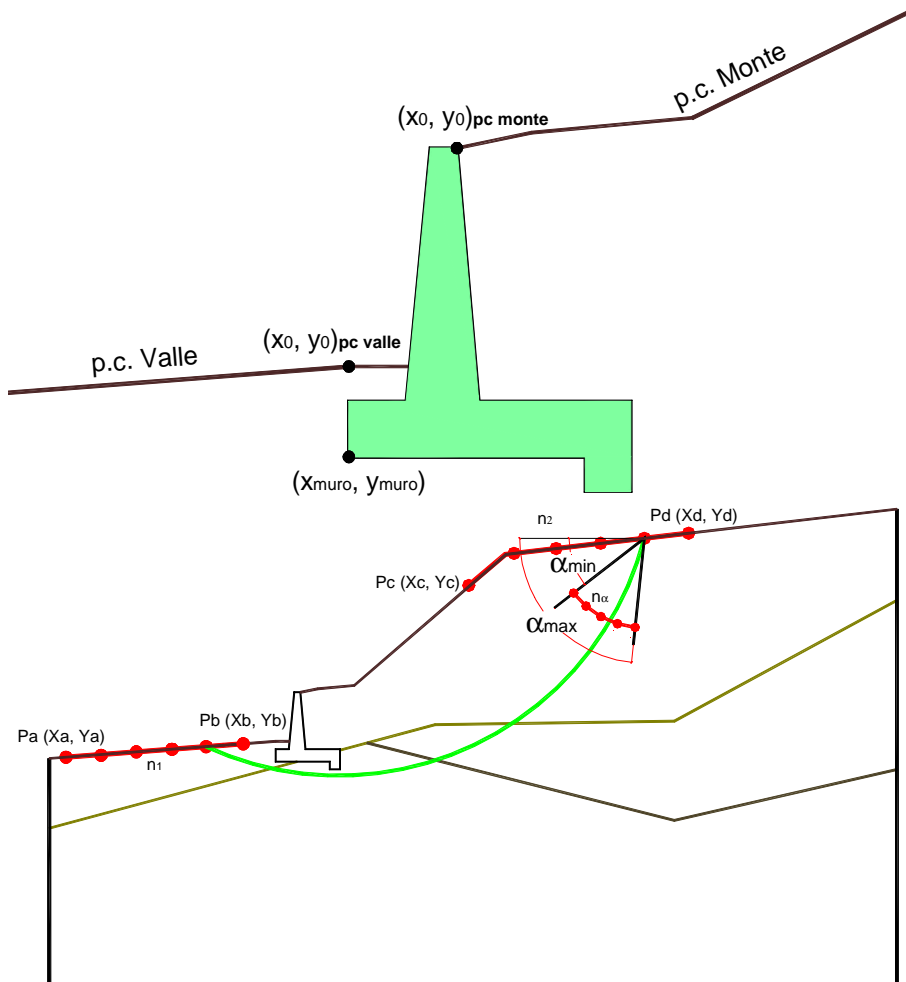
Le analisi di stabilità, di seguito riportate, sono state effettuate limitando la ricerca delle potenziali superfici di scorrimento critiche alla fascia più prossima alla linea ferroviaria.



	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]	Descrizione
materiale 1	18.00	30	0	Riporto
materiale 2	20.00	21	160	Unità geotecnica 1 - FYN4
materiale 3				
materiale 4				

RI21: MURO DI CONTRORIPA IN DX MU68
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 78	CL	MU6800 001	B	64 di 106



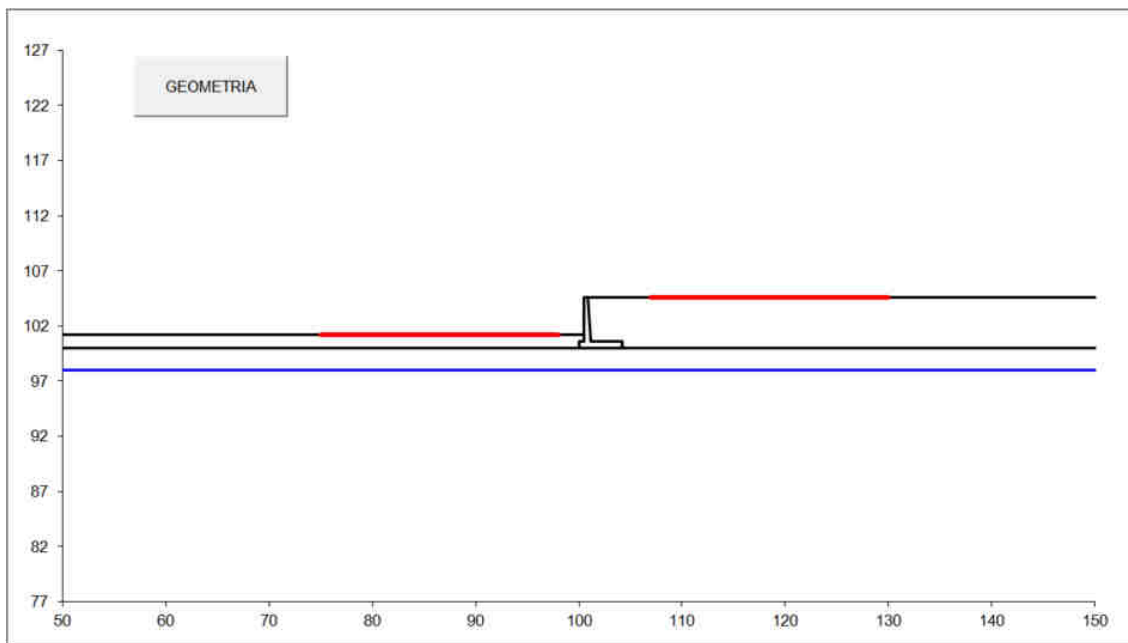
p.c. valle		p.c. monte		superficie 1		superficie 2		superficie 3		fonda	
materiale 1				materiale 2		materiale 4		materiale 2		fonda	
x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y
0	100.000	101.200	0	100.900	104.600	0	50.000	100.000	0	50.000	98.000
1	50.000	101.200	1	150.000	104.600	1	150.000	100.000	1	150.000	98.000
2			2			2			2		
3			3			3			3		
4			4			4			4		
5			5			5			5		
6			6			6			6		
7			7			7			7		
8			8			8			8		
9			9			9			9		
10			10			10			10		

Sovraccarichi

	x_m	q_m	x_{fm}	q_{fm}	% sisma
sovraccarico 1 <input checked="" type="checkbox"/>	107.600	0	112.250	0	20%
sovraccarico 2 <input type="checkbox"/>					

RI21: MURO DI CONTRORIPA IN DX MU68
RELAZIONE DI CALCOLO

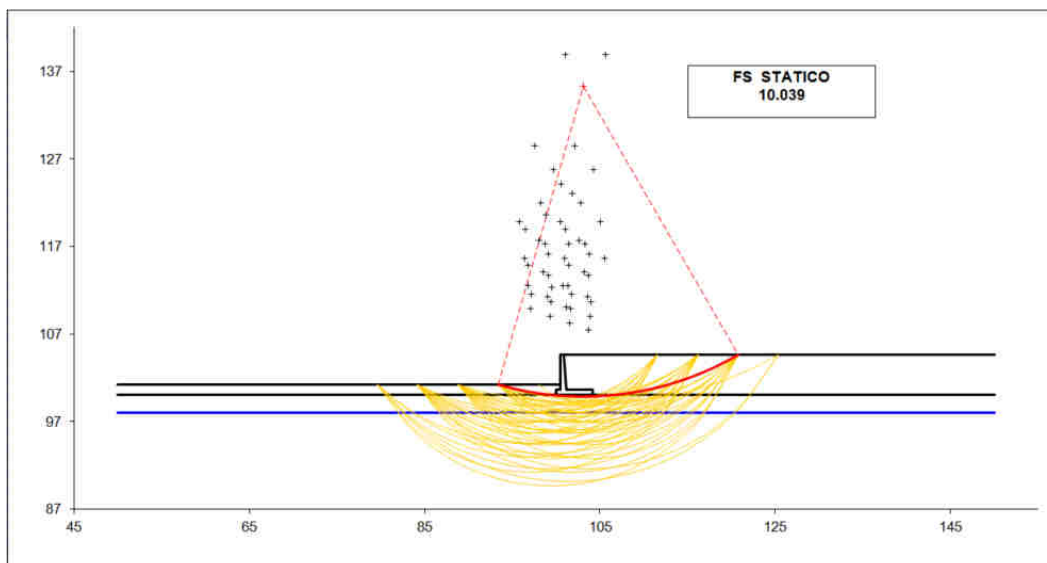
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 78	CL	MU6800 001	B	65 di 106



#strisce
30

# Superfici Calcolate	FS Bishop	
	STATICO	10.039
121	SISMICO	4.227

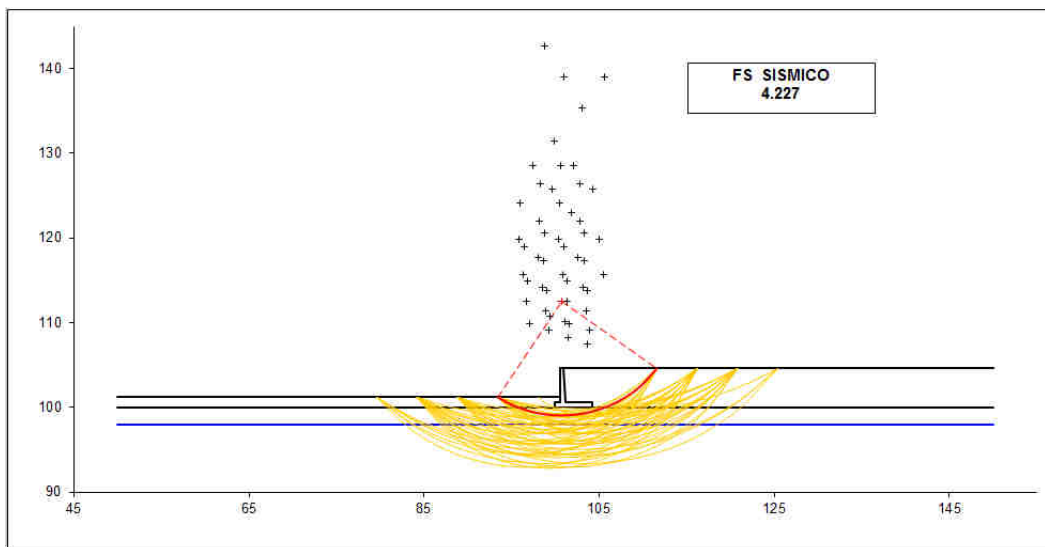
Condizioni statiche



RI21: MURO DI CONTRORIPA IN DX MU68
 RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 78	CL	MU6800 001	B	66 di 106

Condizioni sismiche



10.4 VERIFICHE STRUTTURALI

10.4.1 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

Reazione del terreno

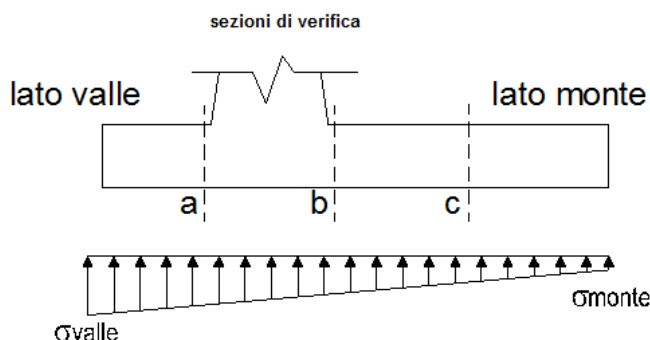
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 4.50 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 3.38 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	453.05	153.62	146.19	55.16
	453.05	153.62	146.19	55.16
sisma+	460.98	182.97	156.65	48.23
	460.98	182.97	156.65	48.23
sisma-	436.92	178.09	149.86	44.32
	436.92	178.09	149.86	44.32



Mensola Lato Valle

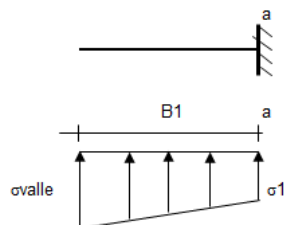
Peso Proprio. PP = 15.00 (kN/m)

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

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

caso	σ_{valle}	σ_1	M_a	V_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	146.19	136.08	15.98	63.07
	146.19	136.08	15.98	63.07
sisma+	156.65	144.61	17.15	70.62
	156.65	144.61	17.20	70.62
sisma-	149.86	138.14	16.42	67.23
	149.86	138.14	16.37	67.23

Peso Proprio



Mensola Lato Monte

PP = 15.00 (kN/m²)

PD = 0.00 (kN/m)

peso proprio soletta fondazione

peso proprio dente

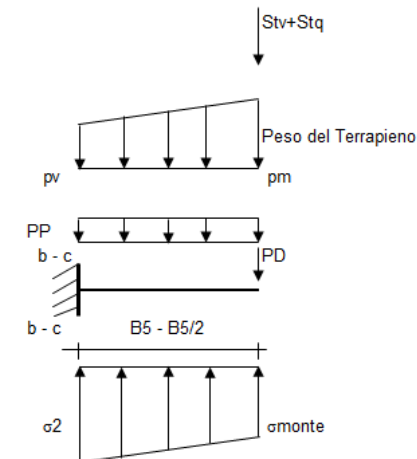
	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	92.70	92.70	92.70	(kN/m ²)
pvb	80.78	80.78	80.78	(kN/m ²)
pvc	86.74	86.74	86.74	(kN/m ²)

$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H2 / 2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2)^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot (B_5 / 2) \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H2 / 2$$

$$V_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B_5 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B_5 / 2 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B_5 / 2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$

$$V_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B_5 / 2) + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2) / 2 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2) / 2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$



RI21: MURO DI CONTRORIPA IN DX MU68
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 78	CL	MU6800 001	B	68 di 106

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	Mb	Vb	σ_{2c}	Mc	Vc
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	55.16	123.54	-253.67	-73.36	89.35	-109.15	-87.87
	55.16	123.54	-253.67	-73.36	89.35	-109.15	-87.87
sisma+	48.23	129.67	-272.75	-80.58	88.95	-114.18	-93.89
	48.23	129.67	-272.75	-80.58	88.95	-114.18	-93.89
sisma-	44.32	123.59	-262.74	-77.53	83.96	-109.92	-90.53
	44.32	123.59	-262.74	-77.53	83.96	-109.92	-90.53

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

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

$$M_{inerzia} = \Sigma P m_i \cdot b_i \cdot kh$$

$$N_{ext} = v$$

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

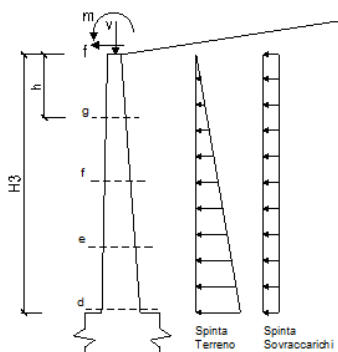
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

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

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

$$V_{ext} = f$$

$$V_{inerzia} = \Sigma P m_i \cdot kh$$



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	4.00	139.08	0.00	0.00	139.08	1.00	51.00	52.00
e-e	3.00	58.67	0.00	0.00	58.67	1.00	36.19	37.19
f-f	2.00	17.38	0.00	0.00	17.38	1.00	22.75	23.75
g-g	1.00	2.17	0.00	0.00	2.17	1.00	10.69	11.69

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.00	104.31	0.00	0.00	104.31
e-e	3.00	58.67	0.00	0.00	58.67
f-f	2.00	26.08	0.00	0.00	26.08
g-g	1.00	6.52	0.00	0.00	6.52

condizione sismica +

sezione	h	M _{t stat}	M _{t 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	4.00	106.98	17.09	0.00	0.00	5.13	129.20	1.00	52.38	53.38
e-e	3.00	45.13	7.21	0.00	0.00	2.77	55.11	1.00	37.17	38.17
f-f	2.00	13.37	2.14	0.00	0.00	1.18	16.69	1.00	23.37	24.37
g-g	1.00	1.67	0.27	0.00	0.00	0.28	2.22	1.00	10.98	11.98

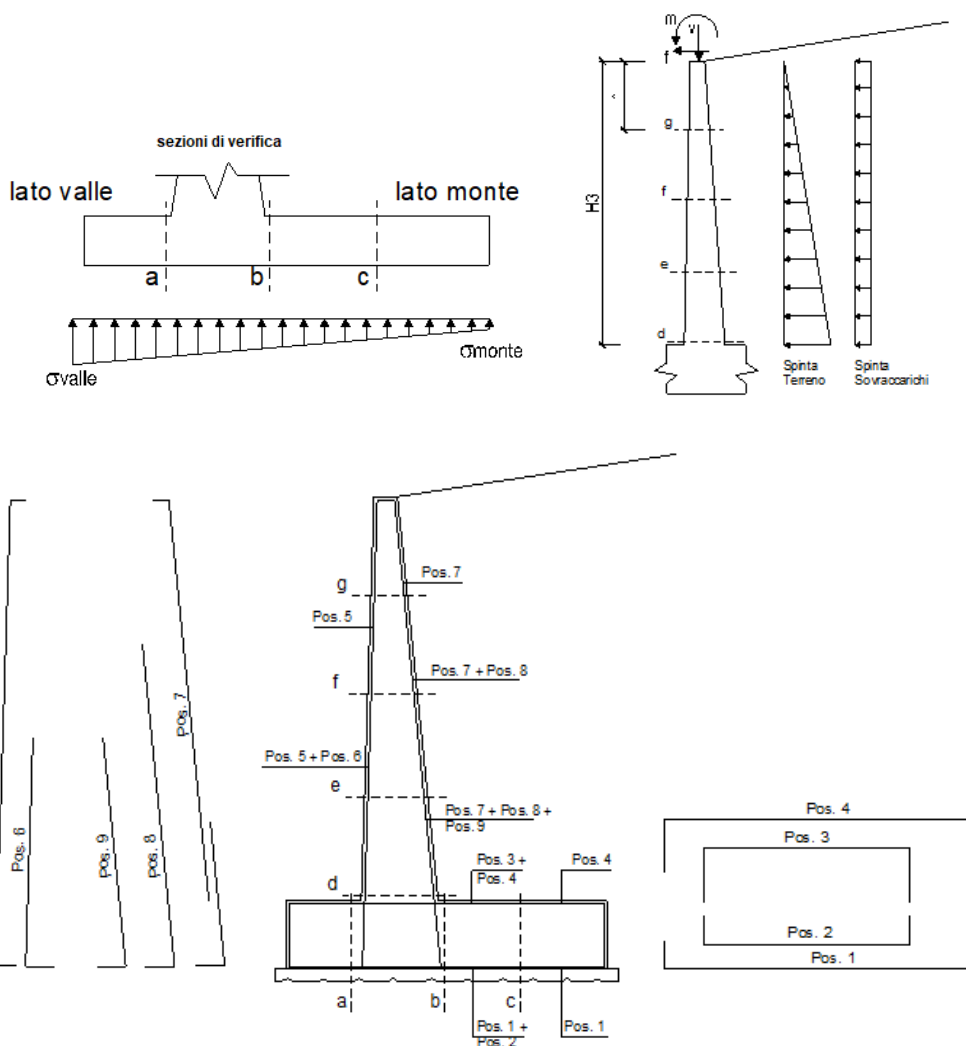
sezione	h	V _{t stat}	V _{t sism}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.00	80.24	12.81	0.00	0.00	2.76	95.81
e-e	3.00	45.13	7.21	0.00	0.00	1.96	54.30
f-f	2.00	20.06	3.20	0.00	0.00	1.23	24.49
g-g	1.00	5.01	0.80	0.00	0.00	0.58	6.39

condizione sismica -

sezione	h	M _{t stat}	M _{t 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	4.00	106.98	11.30	0.00	0.00	5.13	123.41	1.00	49.62	50.62
e-e	3.00	45.13	4.77	0.00	0.00	2.77	52.67	1.00	35.21	36.21
f-f	2.00	13.37	1.41	0.00	0.00	1.18	15.97	1.00	22.13	23.13
g-g	1.00	1.67	0.18	0.00	0.00	0.28	2.13	1.00	10.40	11.40

sezione	h	V _{t stat}	V _{t sism}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.00	80.24	8.48	0.00	0.00	2.76	91.48
e-e	3.00	45.13	4.77	0.00	0.00	1.96	51.86
f-f	2.00	20.06	2.12	0.00	0.00	1.23	23.41
g-g	1.00	5.01	0.53	0.00	0.00	0.58	6.12

10.4.2 VERIFICHE SLU



Armatura minima

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 $h = 4,0m$ su fondazione diretta

ARMATURE

pos	n°/ml	ϕ	Il strato	pos	n°/ml	ϕ	Il strato
1	10.0	20		5	10.0	20	
2	0.0	0	<input type="checkbox"/>	6	0.0	0	<input type="checkbox"/>
3	0.0	0	<input type="checkbox"/>	7	10.0	20	
4	10.0	20		8	0.0	0	<input type="checkbox"/>
				9	0.0	0	<input type="checkbox"/>

Pertanto l'armatura secondaria sarà pari a:

sez a – a: $\phi 12/20cm$ (ripartitori in fondazione e in elevazione);

sez b – b: $\phi 12/20cm$ (ripartitori in fondazione);

sez c – c: $\phi 12/20cm$ (ripartitori in fondazione);

sez d – d: $\phi 12/20cm$ (ripartitori in fondazione);

sez e – e: $\phi 12/20cm$ (ripartitori in fondazione);

sez f – f: $\phi 12/20cm$ (ripartitori in fondazione);

sez g – g: $\phi 12/20cm$ (ripartitori in fondazione);

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)
a - a	17.20	0.00	0.60	31.42	31.42	583.20
b - b	-263.45	0.00	0.60	31.42	31.42	583.20
c - c	-109.34	0.00	0.60	31.42	31.42	583.20
d - d	139.08	56.50	0.71	31.42	31.42	733.92
e - e	58.67	39.72	0.63	31.42	31.42	632.51
f - f	17.38	24.88	0.56	31.42	31.42	532.78
g - g	2.21	12.26	0.48	31.42	31.42	434.55

(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	70.58	0.60	270.35	12	20	20	21.8	1284.52	Armatura a taglio non necessaria
b - b	82.37	0.60	270.35	12	20	20	21.8	1284.52	Armatura a taglio non necessaria
c - c	92.53	0.60	270.35	12	20	20	21.8	1284.52	Armatura a taglio non necessaria
d - d	104.31	0.71	304.12	12	20	20	21.8	1558.35	Armatura a taglio non necessaria
e - e	58.67	0.63	283.50	12	20	20	21.8	1365.42	Armatura a taglio non necessaria
f - f	26.08	0.56	262.11	12	20	20	21.8	1172.49	Armatura a taglio non necessaria
g - g	6.52	0.48	239.74	12	20	20	21.8	979.57	Armatura a taglio non necessaria

10.4.3 VERIFICHE SLE TENSIONE

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	13.93	0.00	0.60	31.42	31.42	0.30	9.73
b - b	-185.88	0.00	0.60	31.42	31.42	3.95	129.88
c - c	-78.70	0.00	0.60	31.42	31.42	1.67	54.99
d - d	106.98	56.50	0.71	31.42	31.42	1.69	52.24
e - e	45.13	39.72	0.63	31.42	31.42	0.90	23.53
f - f	13.37	24.88	0.56	31.42	31.42	0.35	6.60
g - g	1.67	11.97	0.48	31.42	31.42	0.06	0.13

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	17.15	0.00	0.60	31.42	31.42	0.36	11.98
b - b	-263.45	0.00	0.60	31.42	31.42	5.59	184.08
c - c	-109.34	0.00	0.60	31.42	31.42	2.32	76.40
d - d	129.01	55.03	0.71	31.42	31.42	2.03	64.94
e - e	55.02	38.69	0.63	31.42	31.42	1.09	30.13
f - f	16.66	24.24	0.56	31.42	31.42	0.43	9.18
g - g	2.21	11.68	0.48	31.42	31.42	0.08	0.50

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

10.4.4 VERIFICHE SLE FESSURAZIONE

condizione Frequente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ_c	σ_f	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	13.93	0.00	0.60	31.42	31.42	0.30	9.73	0.011	0.200
b - b	-185.88	0.00	0.60	31.42	31.42	3.95	129.88	0.152	0.200
c - c	-78.70	0.00	0.60	31.42	31.42	1.67	54.99	0.064	0.200
d - d	106.98	56.50	0.71	31.42	31.42	1.69	52.24	0.065	0.200
e - e	45.13	39.72	0.63	31.42	31.42	0.90	23.53	0.027	0.200
f - f	13.37	24.88	0.56	31.42	31.42	0.35	6.60	0.007	0.200
g - g	1.67	11.97	0.48	31.42	31.42	0.06	0.13	0.000	0.200

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

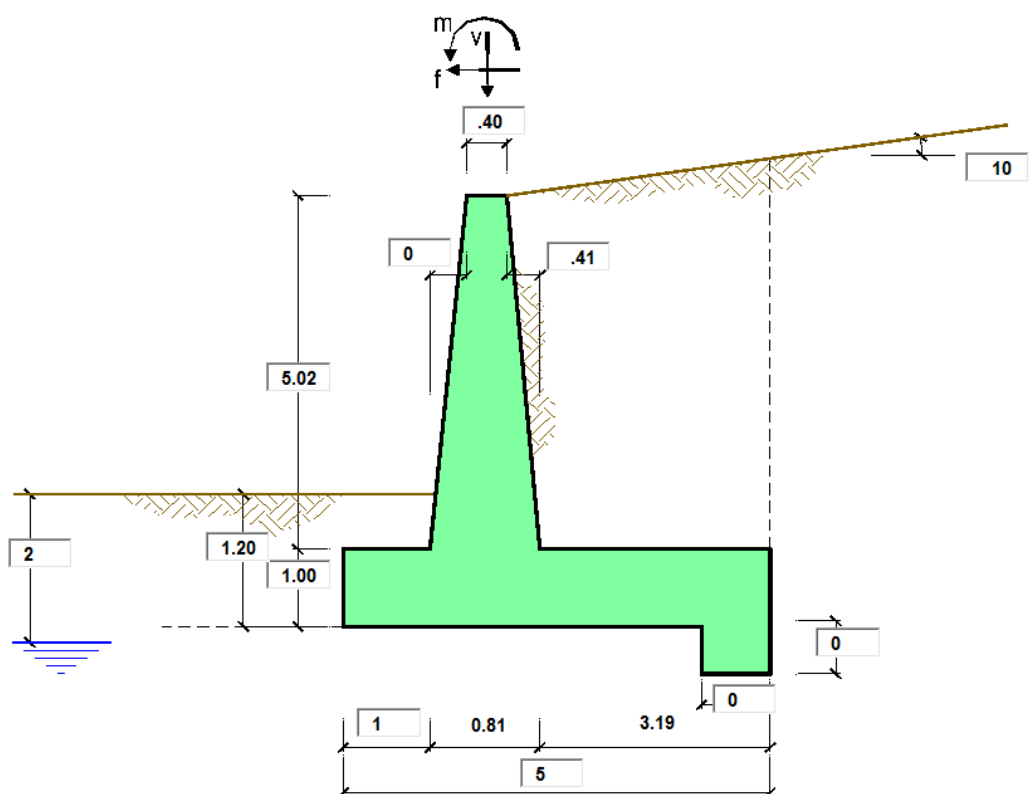
condizione Quasi Permanente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ_c	σ_f	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	13.93	0.00	0.60	31.42	31.42	0.30	9.73	0.011	0.200
b - b	-185.88	0.00	0.60	31.42	31.42	3.95	129.88	0.152	0.200
c - c	-78.70	0.00	0.60	31.42	31.42	1.67	54.99	0.064	0.200
d - d	106.98	56.50	0.71	31.42	31.42	1.69	52.24	0.065	0.200
e - e	45.13	39.72	0.63	31.42	31.42	0.90	23.53	0.027	0.200
f - f	13.37	24.88	0.56	31.42	31.42	0.35	6.60	0.007	0.200
g - g	1.67	11.97	0.48	31.42	31.42	0.06	0.13	0.000	0.200

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

11. PROGETTO E VERIFICA DEL MURO DI CONTRORIPA “TIPO 2”

11.1 DATI DI INPUT



Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	5.02	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.40	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.41	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	5.00	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	1.00	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	1.00	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	3.19	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	2.50	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	γ_{cls} =	25.00	(kN/m ³)
---------------------------------	------------------	-------	----------------------

RI21: MURO DI CONTRORIPA IN DX MU68
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOLGIO
RS3T	30 D 78	CL	MU6800 001	B	74 di 106

Dati Geotecnici			valori caratteristici		valori di progetto	
			SLE		STR/GEO	EQU
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	ϕ'	21.00	21.00	21.00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ'	20.00	20.00	20.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	10.00	10.00	10.00
Dati Terreno Fondazione	Condizioni		<input checked="" type="radio"/> drenate <input type="radio"/> Non Drenate			
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	20.00	20.00	20.00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\phi1'$	21.00	21.00	21.00
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	$\gamma1$	20.00	20.00	20.00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γd	20.00	20.00	20.00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	10.00		
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	22000		

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.093	(-)	RIBALTAMENTO β_s 0.57 kh 0.07952 kv 0.03976
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1.5	(-)	
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)	
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0.38	(-)	
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.05301	(-)	
	Coefficiente sismico verticale	kv	0.0265	(-)	
Muro libero di traslare o ruotare		<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no			

			STR/GEO	RIB
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.509	0.509
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.572	0.609
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.576	0.619
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	2.117	2.117
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	2.040	2.001
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	2.036	1.991

Carichi Agenti			valori caratteristici		valori di progetto	
			SLE - sisma		STR/GEO	EQU
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	qp	0.00	0.00	0.00
	Sovraccarico su zattera di monte	<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no				
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	1.00	1.00	1.00
Condizioni Statiche	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00	0.00	0.00
	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m ²)	q	0.00	0.00	0.00
	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	0.00	0.00	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0.00	0.00	0.00
Condizioni Sismiche	Coefficienti di combinazione condizione frequente $\Psi1$		1.00	condizione quasi permanente $\Psi2$ 0.00		
	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m ²)	qs	0.00		
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(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

Rck = 40 (MPa)
fck = 32 (MPa)
fcm = 40 (MPa)
Ec = 33346 (MPa)
 α_{cc} = 0.85
 γ_c = 1.50

$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$ = 18.13 (MPa)
 $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$ = 3.02 (MPa)

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

Valore limite di apertura delle fessure

Frequente 0.2 mm
Quasi Permanente 0.2 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 = 8.40 (cm)

Copriferro minimo di normativa (ricoprimento armatura)

c_{min} = 5.00 (cm)

Interfero tra I e II strato

i_{I-II} = 5.00 (cm)

11.2 CALCOLO DELLE AZIONI

11.2.1 FORZE VERTICALI E INERZIALI

FORZE VERTICALI

- Peso del Muro (Pm)

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB	
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	50.20	50.20	50.20
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	(kN/m)	25.73	25.73	25.73
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	125.00	125.00	125.00
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	(kN/m)	200.93	200.93	200.93

- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)

Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma')$	(kN/m)	320.28	320.28	320.28
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma')$	(kN/m)	22.85	22.85	22.85
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma') / 2$	(kN/m)	20.58	20.58	20.58
Sovr =	$qp \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	363.71	363.71	363.71

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	0	0	
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	0		

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

- Muro (Mm)

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB	
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1 + 2/3 B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0,5 B3)$	(kNm/m)	60.24	60.24	60.24
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 B4)$	(kNm/m)	39.53	39.53	39.53
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	312.50	312.50	312.50
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5	(kNm/m)	412.27	412.27	412.27

- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro

Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 B5)$	(kNm/m)	1090.54	1090.54	1090.54
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	86.84	86.84	86.84
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 B4)$	(kNm/m)	34.44	34.44	34.44
Msovr =	$Sovr \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mt =	Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr	(kNm/m)	1211.82	1211.82	1211.82

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	0	0	
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	0		

RI21: MURO DI CONTRORIPA IN DX MU68
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 78	CL	MU6800 001	B	77 di 106

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

Ps h =	$P_m \cdot k_h$	(kN/m)	10.65	15.98
Ps v =	$P_m \cdot k_v$	(kN/m)	5.33	7.99

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

Ptsh =	$P_t \cdot k_h$	(kN/m)	19.28	28.92
Ptsh v =	$P_t \cdot k_v$	(kN/m)	9.64	14.46

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

MPs1 h=	$k_h \cdot P_m \cdot 1 \cdot (H_2 + H_3/3)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPs2 h=	$k_h \cdot P_m \cdot 2 \cdot (H_2 + H_3/2)$	(kNm/m)	9.34	14.01
MPs3 h=	$k_h \cdot P_m \cdot 3 \cdot (H_2 + H_3/3)$	(kNm/m)	3.65	5.47
MPs4 h=	$k_h \cdot P_m \cdot 4 \cdot (H_2/2)$	(kNm/m)	3.31	4.97
MPs5 h=	$-k_h \cdot P_m \cdot 5 \cdot (H_d/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPs h=	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	16.30	24.45

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

MPs1 v=	$k_v \cdot P_m \cdot 1 \cdot (B_1 + 2/3 \cdot B_2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPs2 v=	$k_v \cdot P_m \cdot 2 \cdot (B_1 + B_2 + B_3/2)$	(kNm/m)	1.60	2.39
MPs3 v=	$k_v \cdot P_m \cdot 3 \cdot (B_1 + B_2 + B_3 + B_4/3)$	(kNm/m)	1.05	1.57
MPs4 v=	$k_v \cdot P_m \cdot 4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	8.28	12.42
MPs5 v=	$k_v \cdot P_m \cdot 5 \cdot (B - B_d/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MPs v=	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	10.93	16.39

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

MPts1 h=	$k_h \cdot P_t \cdot 1 \cdot (H_2 + H_3/2)$	(kNm/m)	59.59	89.39
MPts2 h=	$k_h \cdot P_t \cdot 2 \cdot (H_2 + H_3 + H_4/3)$	(kNm/m)	12.39	18.59
MPts3 h=	$k_h \cdot P_t \cdot 3 \cdot (H_2 + H_3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)	4.74	7.11
MPts h=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	76.73	115.09

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

MPts1 v=	$k_v \cdot P_t \cdot 1 \cdot ((H_2 + H_3/2) - (B - B_5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	28.90	43.36
MPts2 v=	$k_v \cdot P_t \cdot 2 \cdot ((H_2 + H_3 + H_4/3) - (B - B_5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	2.38	3.58
MPts3 v=	$k_v \cdot P_t \cdot 3 \cdot ((H_2 + H_3 \cdot 2/3) - (B_1 + B_2 + B_3 + 2/3 \cdot B_4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	1.10	1.65
MPts v=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	32.39	48.58

11.2.2 SPINTE IN CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m) 225.52	293.17	293.17
Sq perm =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Sq acc =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m) 222.09	288.72	288.72
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) 0.00	0.00	0.00

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m) 39.16	50.91	50.91
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00

- Spinta passiva sul dente

Sp =	$\frac{1}{2} \cdot g_1 \cdot H_d^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_d^2 \cdot k_p + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
------	---	-------------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
MSt1 =	$Sth \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$	(kNm/m) 492.65	640.45	640.45
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kNm/m) 195.80	254.54	254.54
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSp =	$\gamma_1 \cdot H_d^3 \cdot k_p / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$m_p + m$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
Mfext2 =	$(f_p + f) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
Mfext3 =	$(v_p + v) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m) 1.20	1.20	1.20

11.2.3 SPINTE IN CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
- Spinta condizione sismica +				
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m)	225.52	225.52
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+ - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	34.65	34.65
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)	0.00	0.00
- Componente orizzontale condizione sismica +				
Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	222.09	222.09
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	34.12	34.12
Ssq1h perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1h acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
- Componente verticale condizione sismica +				
Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	39.16	39.16
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	6.02	6.02
Ssq1v perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1v acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
- Spinta passiva sul dente				
S _p =	$\frac{1}{2} \cdot \gamma'_1 \cdot (1+kv) \cdot Hd^2 \cdot kps^+ + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{+0.5} + \gamma'_1 \cdot (1+kv) \cdot kps^+ \cdot H2) \cdot Hd$	(kN/m)	0.00	0.00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
- Condizione sismica +				
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	492.65	492.65
MSst1 sism =	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	75.69	75.69
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	195.80	195.80
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	30.08	30.08
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00
M _{Sp} =	$\gamma'_1 \cdot Hd^3 \cdot kps^+ / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{+0.5} + \gamma'_1 \cdot kps^+ \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

M _{fext1} =	$mp+ms$	(kNm/m)	0.00
M _{fext2} =	$(fp+fs) \cdot (H3 + H2)$	(kNm/m)	0.00
M _{fext3} =	$(vp+vs) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	1.20

11.2.4 SPINTE IN CONDIZIONE SISMICA -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m)	225.52	225.52	225.52
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas - Sst1\ stat$	(kN/m)	22.89	22.89	37.67
Ssq1 perm = $qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1 acc = $qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat = $Sst1\ stat \cdot \cos \delta$	(kN/m)	222.09	222.09	222.09
Sst1h sism = $Sst1\ sism \cdot \cos \delta$	(kN/m)	22.54	22.54	37.10
Ssq1h perm = $Ssq1\ perm \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc = $Ssq1\ acc \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat = $Sst1\ stat \cdot \sin \delta$	(kN/m)	39.16	39.16	39.16
Sst1v sism = $Sst1\ sism \cdot \sin \delta$	(kN/m)	3.97	3.97	6.54
Ssq1v perm = $Ssq1\ perm \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc = $Ssq1\ acc \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (1-kv) \cdot Hd^2 \cdot kps + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{0.5} + \gamma_1 \cdot (1-kv) \cdot kps \cdot H2) \cdot Hd$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
---	--------	------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU/RIB
MSst1 stat = $Sst1h\ stat \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	492.65	492.65	492.65
MSst1 sism = $Sst1h\ sism \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	50.00	50.00	82.29
MSst2 stat = $Sst1v\ stat \cdot B$	(kNm/m)	195.80	195.80	195.80
MSst2 sism = $Sst1v\ sism \cdot B$	(kNm/m)	19.87	19.87	32.71
MSsq1 = $Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq2 = $Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSp = $\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kps + 3 \cdot (2 \cdot c_1 \cdot kps^{0.5} + \gamma_1 \cdot kps \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 = $mp+ms$	(kNm/m)		0.00	
Mfext2 = $(fp+fs) \cdot (H3 + H2)$	(kNm/m)		0.00	
Mfext3 = $(vp+vs) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)		1.20	

11.3 VERIFICHE GEOTECNICHE

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

Come riportato all'interno del cap. 7.1.1, per le sole verifiche di scorrimento lungo il piano di posa, si è considerato che per tutta la larghezza della fondazione un angolo di attrito pari a 30° in considerazione del fatto che viene prevista la bonifica dello strato superficiale di terreno per un'altezza pari a 0,5m mediante l'utilizzo di materiale da cava con Modulo di deformazione $M_d > 20\text{MPa}$.

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)				
$N = P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv \text{ perm}} + S_{qv \text{ acc}}$	616.55	(kN/m)		
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{th} + S_{qh} + f$	288.72	(kN/m)		
Coefficiente di attrito alla base (f)				
$f = \text{tg}\phi_1'$	0.58	(-)		
Fs scorr.	(N*f + Sp) / T	1.23	>	1.1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)				
$M_s = M_m + M_t + M_{\text{fext}3}$	1625.29	(kNm/m)		
Momento ribaltante (Mr)				
$M_r = M_{St} + M_{Sq} + M_{\text{fext}1} + M_{\text{fext}2} + M_{Sp}$	385.90	(kNm/m)		
Fs ribaltamento	Ms / Mr	4.21	>	1.15

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax [↑]	
$N = P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv} (+ S_{\text{ovr acc}})$	616.55	616.55	616.55	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{th} + S_{qh} + f - S_p$	288.72	288.72	288.72	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \sum M$	1239.39	1239.39	1239.39	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c * N - MM$	301.98	301.98	301.98	(kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (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.	20.00		(kPa)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	21.00		(°)
$\gamma 1$	peso unità di volume terreno fondaz.	11.60		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d^* H 2'$	sovraccarico stabilizzante	24.00		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.49	0.49	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	4.02	4.02	(m)

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi/2) e^{(\pi \text{tg}(\phi))}$	(1 in cond. nd)	7.07		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi')$	($2 + \pi$ in cond. nd)	15.81		(-)
$N_\gamma = 2^*(N_q + 1) * \text{tg}(\phi')$	(0 in cond. nd)	6.20		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi))^{m_1}$	(1 in cond. nd)	0.42	0.42	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.33	0.33	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi))^{m_1 + 1}$		0.28	0.28	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	215.34	215.34	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} * B^* / N$	Nmin	1.40	>	1.4
		Nmax	1.40	>	

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

Condizione sismica +

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} \quad 625.78 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} \quad 286.14 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg}\phi_1' \quad 0.58 \quad (-)$$

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{1.26} \quad > \quad \mathbf{1}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 1625.29 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts} \quad 443.54 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad \mathbf{3.66} \quad > \quad \mathbf{1}$$

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (\text{Sovr acc}) \quad \begin{matrix} N_{min} \\ 625.78 \end{matrix} \quad \begin{matrix} N_{max} \\ 625.78 \end{matrix} \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p \quad 286.14 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \Sigma M \quad 1233.12 \quad 1233.12 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c \cdot N - MM \quad 331.32 \quad 331.32 \quad (\text{kNm/m})$$

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.	20.00			(kN/mq)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	21.00			(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	11.60			(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d'H_2'$	sovraccarico stabilizzante	24.00			(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.53	0.53		(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	3.94	3.94		(m)

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

$N_q = tg^2(45 + \phi'/2)*e^{(\pi*tg(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	7.07			(-)
$N_c = (N_q - 1)/tg(\phi')$	(2+ π in cond. nd)	15.81			(-)
$N_\gamma = 2*(N_q + 1)*tg(\phi')$	(0 in cond. nd)	6.20			(-)

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

$i_q = (1 - T/(N + B*c'*cotg\phi'))^m$	(1 in cond. nd)	0.43	0.43		(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$		0.34	0.34		(-)
$i_\gamma = (1 - T/(N + B*c'*cotg\phi'))^{m+1}$		0.28	0.28		(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	219.19	219.19		(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	--	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim}*B^*/N$	Nmin	1.38	>	1.2
		Nmax	1.38	>	

Condizione sismica -

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} \quad 593.81 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} \quad 274.56 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg}\phi_1' \quad 0.58 \quad (-)$$

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T \quad 1.25 \quad > \quad 1$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 1625.29 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts} \quad 550.95 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad 2.95 \quad > \quad 1$$

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} \quad \begin{matrix} N_{min} \\ 593.81 \end{matrix} \quad \begin{matrix} N_{max} \\ 593.81 \end{matrix} \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p \quad 274.56 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \Sigma M \quad 1161.97 \quad 1161.97 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c \cdot N - MM \quad 322.55 \quad 322.55 \quad (\text{kNm/m})$$

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

Fondazione Nastriforme

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

$c'1'$	coesione terreno di fondaz.	20.00			(kN/mq)
$\phi'1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	21.00			(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	11.60			(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d'H^2'$	sovraccarico stabilizzante	24.00			(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.54	0.54		(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	3.91	3.91		(m)

I valori di N_c , N_q 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)	7.07			(-)
$N_c = (N_q - 1)/tg(\phi')$	(2+ π in cond. nd)	15.81			(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot tg(\phi')$	(0 in cond. nd)	6.20			(-)

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

$i_q = (1 - T/(N + B \cdot c' \cotg \phi'))^m$	(1 in cond. nd)	0.43	0.43		(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$		0.34	0.34		(-)
$i_\gamma = (1 - T/(N + B \cdot c' \cotg \phi'))^{m+1}$		0.28	0.28		(-)

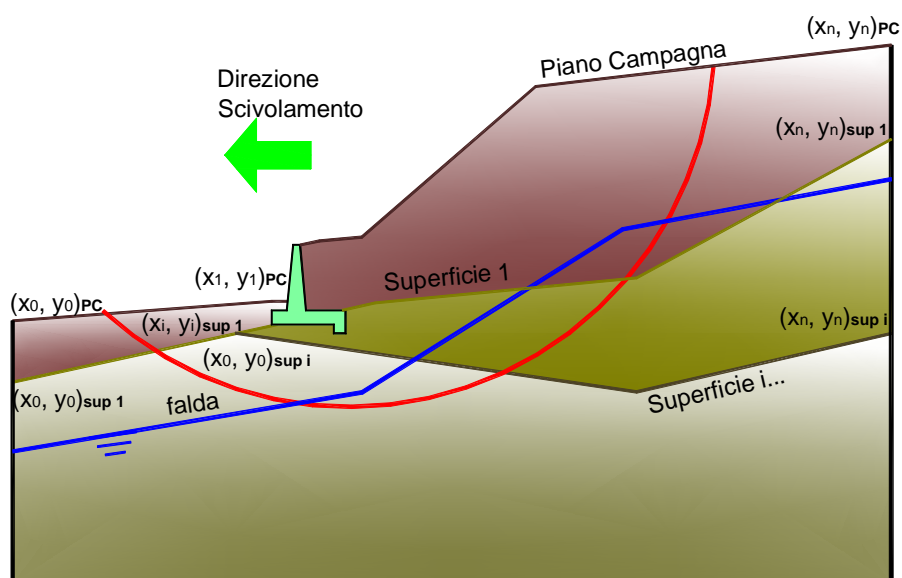
(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	219.00	219.00		(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	--	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	N_{min}	1.44	>	1.2
		N_{max}	1.44	>	

11.3.3 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE – COND. DRENATE

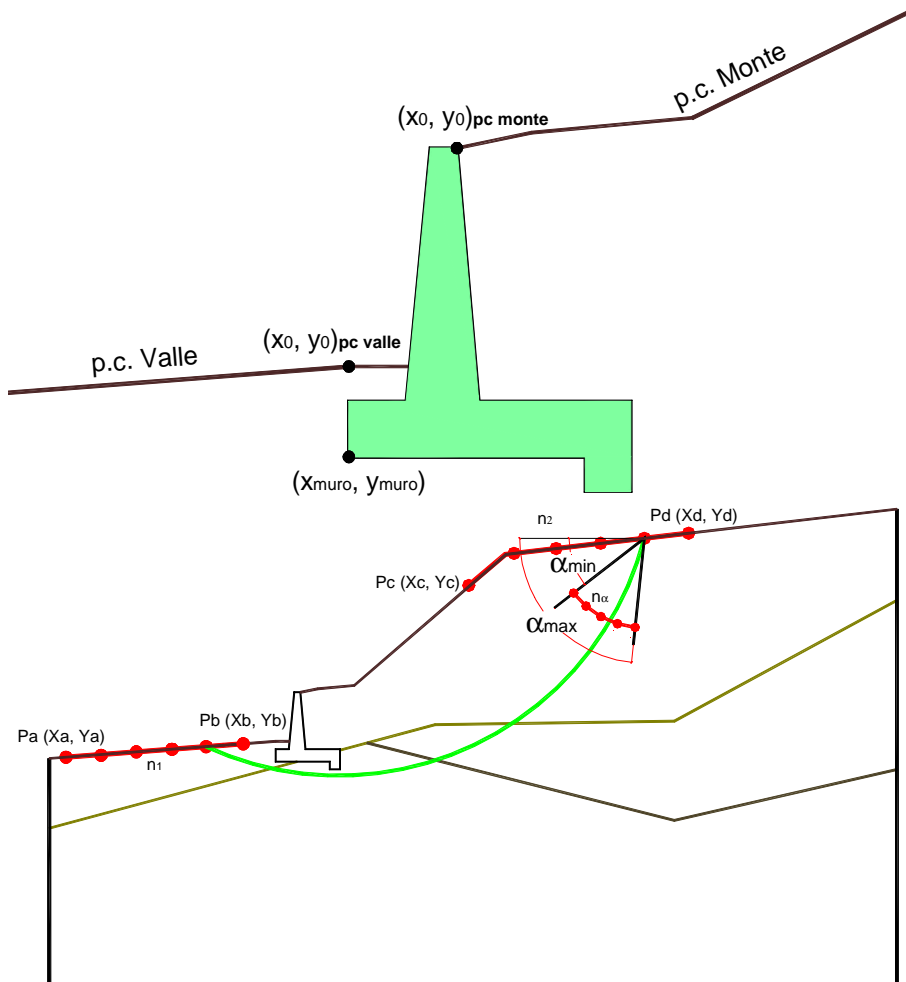
Le analisi di stabilità, di seguito riportate, sono state effettuate limitando la ricerca delle potenziali superfici di scorrimento critiche alla fascia più prossima alla linea ferroviaria.



	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]	Descrizione
materiale 1	18.00	30	0	Rilevato - riporto
materiale 2	20.00	21	20	Unità geotecnica 1 - FYN4
materiale 3				
materiale 4				

RI21: MURO DI CONTRORIPA IN DX MU68
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 78	CL	MU6800 001	B	88 di 106



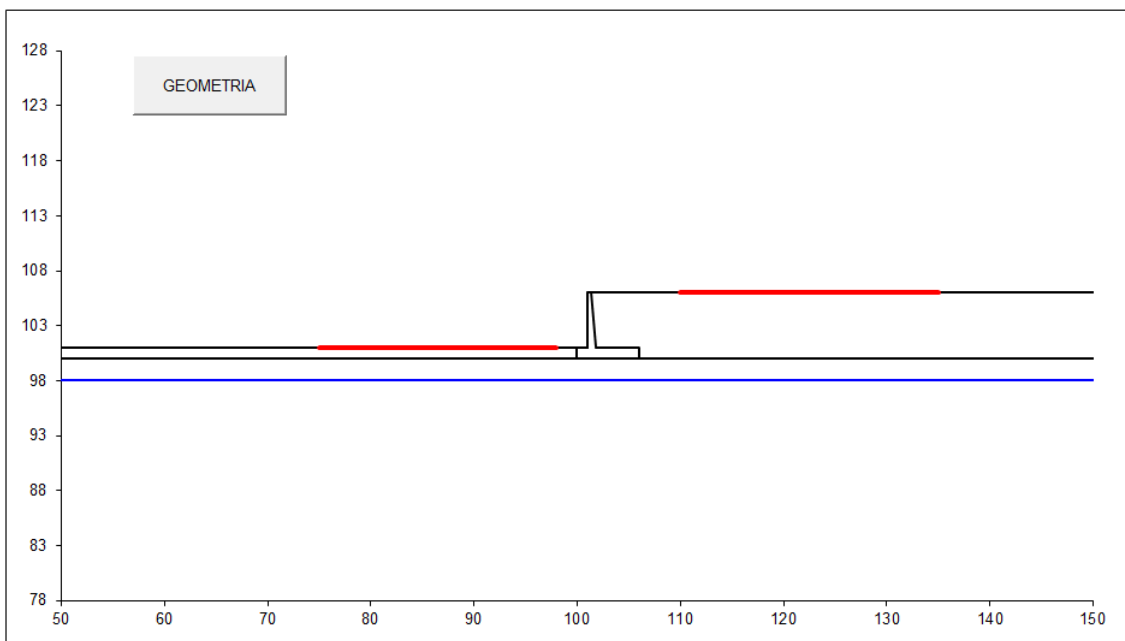
p.c. valle		p.c. monte		superficie 1		superficie 2		superficie 3		f. da	
materiale 1				materiale 2		materiale 4		materiale 2			
x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y
0	100.000	101.000	0	100.900	106.020	0	50.000	100.000	0	50.000	98.000
1	50.000	101.000	1	150.000	106.020	1	150.000	100.000	1	150.000	98.000
2			2			2			2		
3			3			3			3		
4			4			4			4		
5			5			5			5		
6			6			6			6		
7			7			7			7		
8			8			8			8		
9			9			9			9		
10			10			10			10		

Sovraccarichi

	X_{in}	q_{in}	X_{fin}	q_{fin}	% sisma
sovraccarico 1 <input checked="" type="checkbox"/>	109.020	0	113.670	0	20%
sovraccarico 2 <input type="checkbox"/>					

RI21: MURO DI CONTRORIPA IN DX MU68
RELAZIONE DI CALCOLO

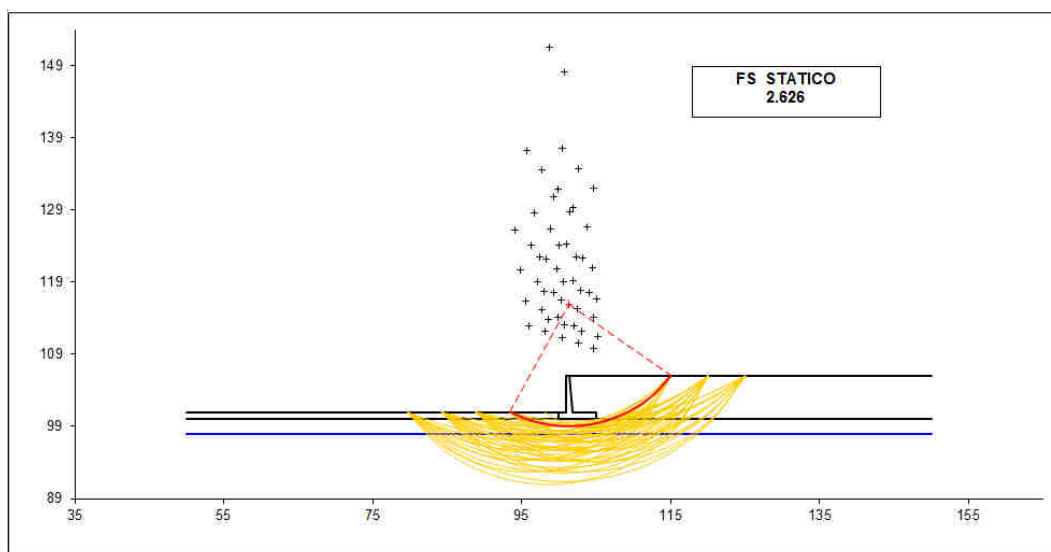
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 78	CL	MU6800 001	B	89 di 106



#strisce
30

# Superfici Calcolate	FS Bishop	
	STATICO	2.626
119	SISMICO	1.817

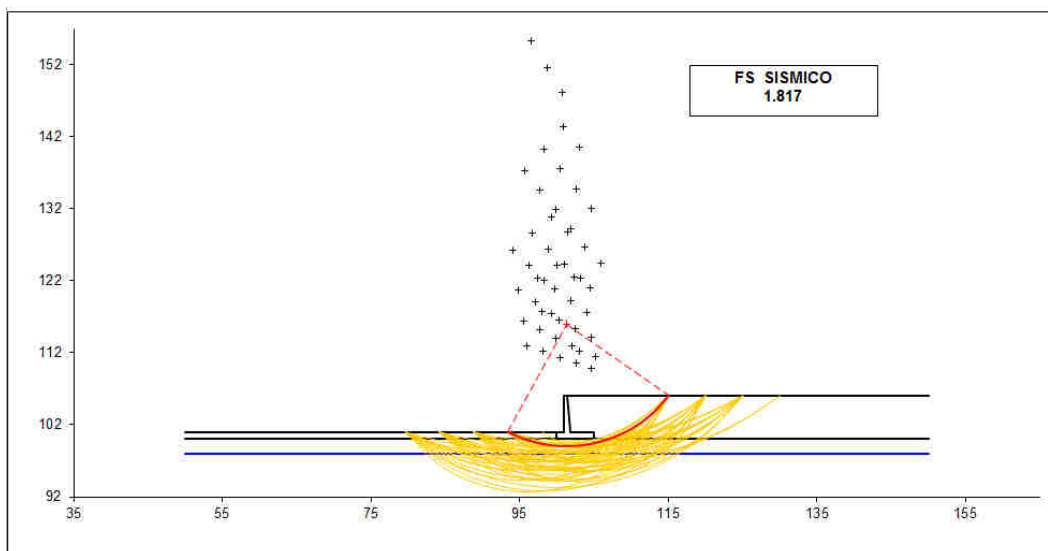
Condizioni statiche



RI21: MURO DI CONTRORIPA IN DX MU68
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 78	CL	MU6800 001	B	90 di 106

Condizioni sismiche



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

Come riportato all'interno del cap. 7.1.1, per le sole verifiche di scorrimento lungo il piano di posa, si è considerato che per tutta la larghezza della fondazione un angolo di attrito pari a 30° in considerazione del fatto che viene prevista la bonifica dello strato superficiale di terreno per un'altezza pari a 0,5m mediante l'utilizzo di materiale da cava con Modulo di deformazione $M_d > 20\text{MPa}$.

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)				
$N = P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv} \text{ perm} + S_{qv} \text{ acc}$	616.55	(kN/m)		
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{th} + S_{qh} + f$	288.72	(kN/m)		
Coefficiente di attrito alla base (f)				
$f = \text{tg}\phi_1'$	0.58	(-)		
Fs scorr.	(N*f + Sp) / T	1.23	>	1.1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)				
$M_s = M_m + M_t + M_{fext3}$	1625.29	(kNm/m)		
Momento ribaltante (Mr)				
$M_r = M_{St} + M_{Sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp}$	385.90	(kNm/m)		
Fs ribaltamento	Ms / Mr	4.21	>	1.15

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv} (+ \text{Sovr acc})$	616.55	616.55	616.55	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{th} + S_{qh} + f - S_p$	288.72	288.72	288.72	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \Sigma M$	1239.39	1239.39	1239.39	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c * N - MM$	301.98	301.98	301.98	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

cu	res. al taglio nd terreno di fondaz.	160.00		(kPa)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	20.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d^* H_2'$	sovraccarico stabilizzante	24.00		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.49	0.49	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	4.02	4.02	(m)

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi/2) e^{(\pi \text{tg}(\varphi))}$	(1 in cond. nd)	1.00		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi')$	($2 + \pi$ in cond. nd)	5.14		(-)
$N_\gamma = 2^*(N_q + 1) \text{tg}(\varphi')$	(0 in cond. nd)	0.00		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B^* c' \cot \varphi'))^m$	(1 in cond. nd)	1.00	1.00	(-)
$i_c = (1 - m T / (B^* c u^* N_c))$		0.83	0.83	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cot \varphi'))^{m+1}$		-	-	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	703.03	703.03	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} * B^* / N$	N_{min}	4.58	>	1.4
		N_{max}	4.58	>	

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

Condizione sismica +

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} \quad 625.78 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} \quad 286.14 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg}\phi_1' \quad 0.58 \quad (-)$$

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{1.26} \quad > \quad \mathbf{1}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 1625.29 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts} \quad 443.54 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad \mathbf{3.66} \quad > \quad \mathbf{1}$$

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (\text{Sovr acc}) \quad \begin{matrix} N_{min} \\ 625.78 \end{matrix} \quad \begin{matrix} N_{max} \\ 625.78 \end{matrix} \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p \quad 286.14 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \Sigma M \quad 1233.12 \quad 1233.12 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c \cdot N - MM \quad 331.32 \quad 331.32 \quad (\text{kNm/m})$$

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

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot i_c + q_0 \cdot N_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot 1 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma$$

cu	res. al taglio nd terreno di fondaz.	160.00			(kN/mq)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	20.00			(kN/m ³)
$q_0 = \gamma \cdot d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	24.00			(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.53	0.53		(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	3.94	3.94		(m)

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\varphi))}$	(1 in cond. nd)	1.00			(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi)$	(2+ π in cond. nd)	5.14			(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\varphi)$	(0 in cond. nd)	0.00			(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c \cdot \cot \varphi))^m$	(1 in cond. nd)	1.00	1.00		(-)
$i_c = (1 - m \cdot T / (B \cdot c \cdot \cot \varphi))$		0.82	0.82		(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c \cdot \cot \varphi))^{m+1}$		--			(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	701.45	701.45		(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	--	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	4.42	>	1.2
		Nmax	4.42	>	

Condizione sismica -

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} \quad 593.81 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} \quad 274.56 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg}\phi_1' \quad 0.58 \quad (-)$$

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T \quad 1.25 \quad > \quad 1$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 1625.29 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts} \quad 550.95 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad 2.95 \quad > \quad 1$$

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} \quad \begin{matrix} N_{min} \\ 593.81 \end{matrix} \quad \begin{matrix} N_{max} \\ 593.81 \end{matrix} \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p \quad 274.56 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \Sigma M \quad 1161.97 \quad 1161.97 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c \cdot N - MM \quad 322.55 \quad 322.55 \quad (\text{kNm/m})$$

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

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot i_c + q_0 \cdot N_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot 1 \cdot B^* \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma$$

cu	res. al taglio nd terreno di fondaz.	160.00			(kN/mq)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	20.00			(kN/m ³)
$q_0 = \gamma \cdot d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	24.00			(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.54	0.54		(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	3.91	3.91		(m)

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\varphi))}$	(1 in cond. nd)	1.00			(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi)$	(2+ π in cond. nd)	5.14			(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\varphi)$	(0 in cond. nd)	0.00			(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \cot \varphi'))^m$	(1 in cond. nd)	1.00	1.00		(-)
$i_c = (1 - m \cdot T / (B^* \cdot c_u \cdot N_c))$		0.83	0.83		(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \cot \varphi'))^{m+1}$		--			(-)

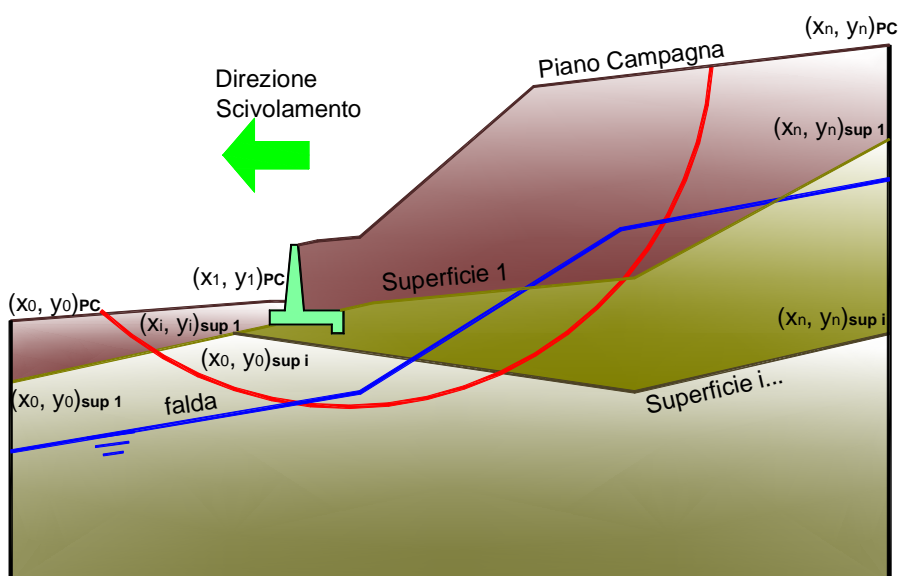
(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	706.35	706.35		(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	--	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	4.66	>	1.2
		Nmax	4.66	>	

11.3.6 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE – COND. NON DRENATE

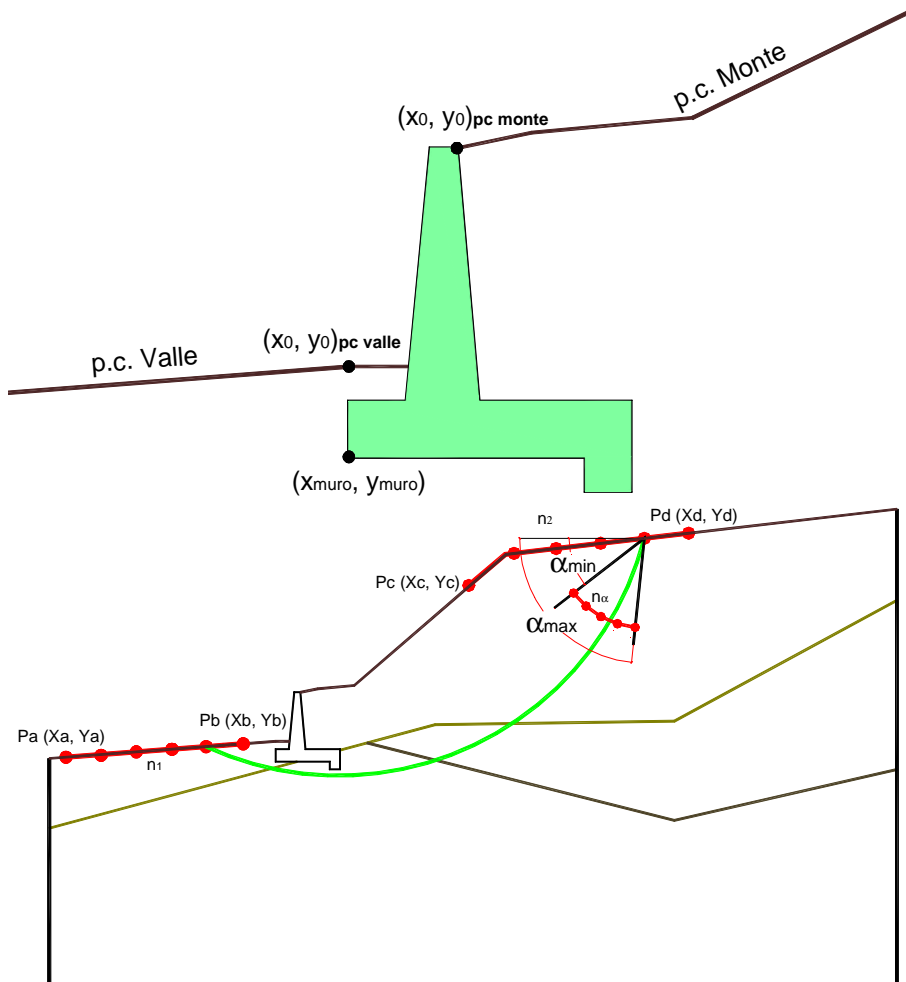
Le analisi di stabilità, di seguito riportate, sono state effettuate limitando la ricerca delle potenziali superfici di scorrimento critiche alla fascia più prossima alla linea ferroviaria.



	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]	Descrizione
materiale 1	18.00	30	0	Riporto
materiale 2	20.00	21	160	Unità geotecnica 1 - FYN4
materiale 3				
materiale 4				

RI21: MURO DI CONTRORIPA IN DX MU68
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 78	CL	MU6800 001	B	98 di 106



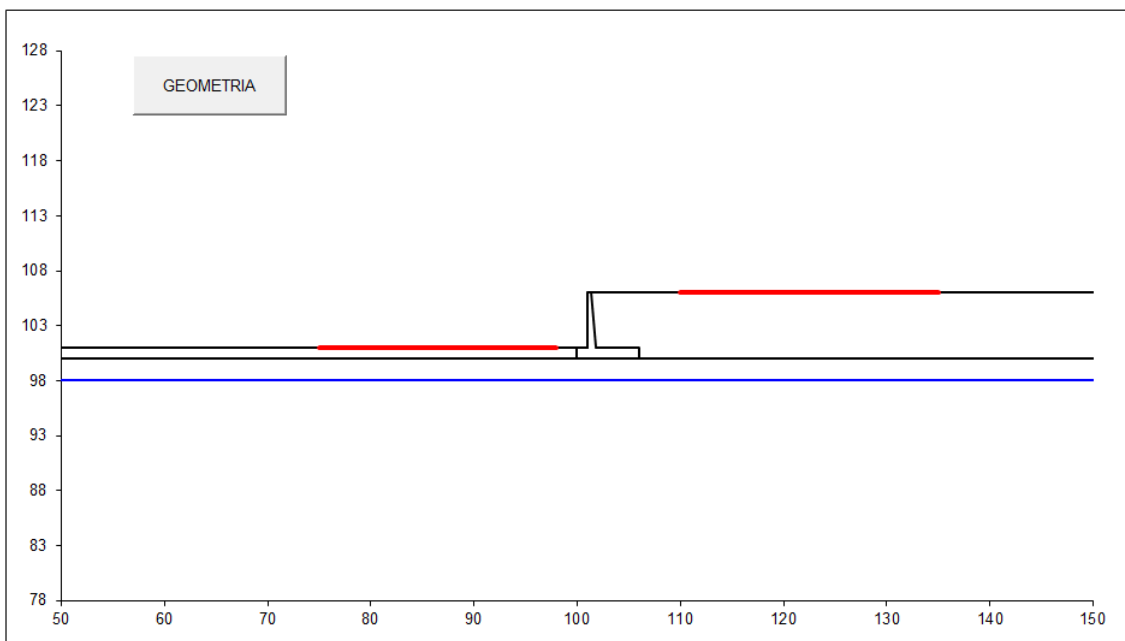
p.c. valle		p.c. monte		superficie 1		superficie 2		superficie 3		funda	
materiale 1				materiale 2		materiale 4		materiale 2		funda	
x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y
0	100.000	101.000	0	100.900	106.020	0	50.000	100.000	0	50.000	98.000
1	50.000	101.000	1	150.000	106.020	1	150.000	100.000	1	150.000	98.000
2			2			2			2		
3			3			3			3		
4			4			4			4		
5			5			5			5		
6			6			6			6		
7			7			7			7		
8			8			8			8		
9			9			9			9		
10			10			10			10		

Sovraccarichi

	X_{in}	q_{in}	X_{fin}	q_{fin}	% sisma
sovraccarico 1 <input checked="" type="checkbox"/>	109.020	0	113.670	0	20%
sovraccarico 2 <input type="checkbox"/>					

RI21: MURO DI CONTRORIPA IN DX MU68
RELAZIONE DI CALCOLO

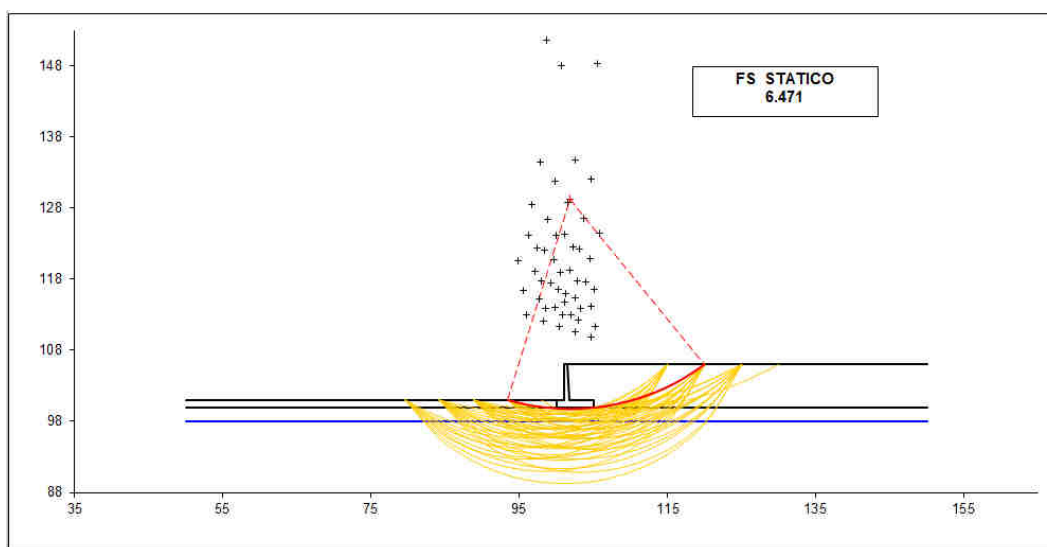
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 78	CL	MU6800 001	B	99 di 106



#strisce
30

# Superfici Calcolate	FS Bishop	
119	STATICO	6.471
	SISMICO	3.141

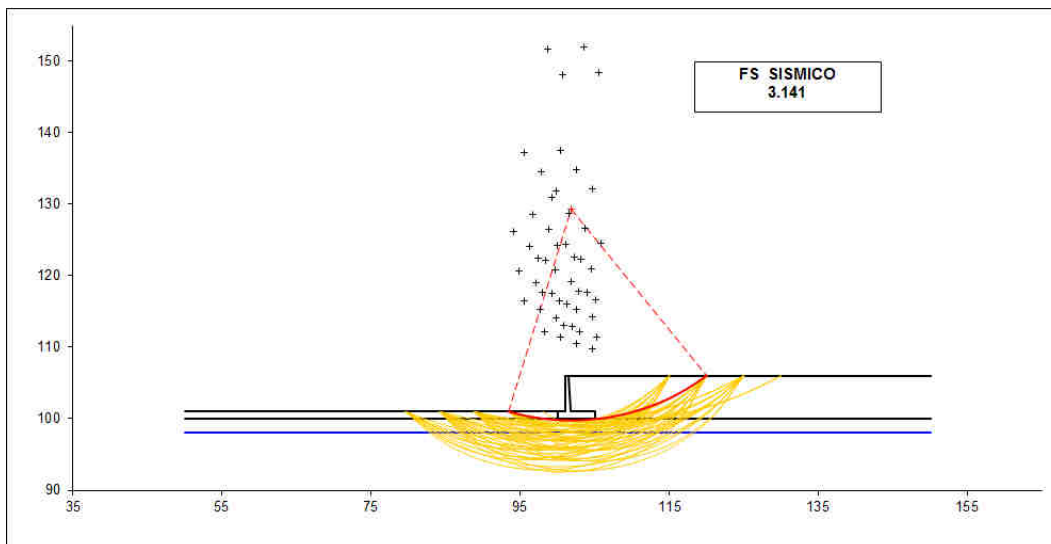
Condizioni statiche



RI21: MURO DI CONTRORIPA IN DX MU68
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 78	CL	MU6800 001	B	100 di 106

Condizioni sismiche



11.4 VERIFICHE STRUTTURALI

11.4.1 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

Reazione del terreno

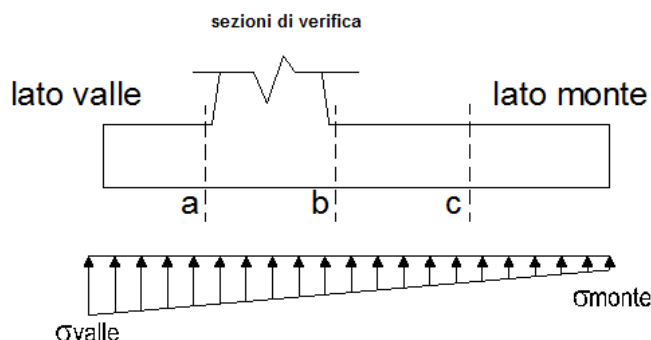
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 6.00 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 6.00 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	762.70	259.87	170.43	83.80
	762.70	259.87	170.43	83.80
sisma+	775.92	318.69	182.44	76.20
	775.92	318.69	182.44	76.20
sisma-	735.39	312.51	174.65	70.48
	735.39	312.51	174.65	70.48



Mensola Lato Valle

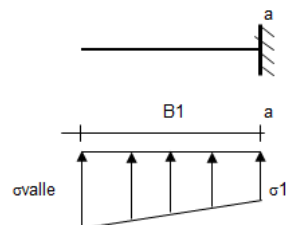
Peso Proprio. PP = 25.00 (kN/m)

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

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

caso	σ_{valle}	σ_1	M_a	V_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	170.43	155.99	70.31	138.21
	170.43	155.99	70.31	138.21
sisma+	182.44	164.73	75.43	147.91
	182.44	164.73	75.77	147.91
sisma-	174.65	157.29	72.27	140.29
	174.65	157.29	71.93	140.29

Peso Proprio



Mensola Lato Monte

PP = 25.00 (kN/m²)

PD = 0.00 (kN/m)

peso proprio soletta fondazione
peso proprio dente

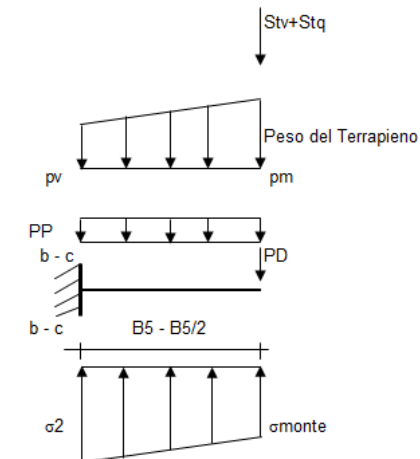
	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	117.22	117.22	117.22	(kN/m ²)
pvb	102.45	102.45	102.45	(kN/m ²)
pvc	109.83	109.83	109.83	(kN/m ²)

$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H2 / 2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2)^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot (B_5 / 2) \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H2 / 2$$

$$V_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot B_5 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B_5 / 2 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B_5 / 2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$

$$V_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2) + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2) / 2 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2) / 2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$



RI21: MURO DI CONTRORIPA IN DX MU68
RELAZIONE DI CALCOLO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30 D 78	CL	MU6800 001	B	102 di 106

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	M_b	V_b	σ_{2c}	M_c	V_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	83.80	144.30	-519.29	-141.19	114.05	-214.04	-139.40
	83.80	144.30	-519.29	-141.19	114.05	-214.04	-139.40
sisma+	76.20	150.39	-553.68	-153.71	113.30	-221.57	-147.74
	76.20	150.39	-553.68	-153.71	113.30	-221.57	-147.74
sisma-	70.48	143.22	-533.60	-147.90	106.85	-213.41	-142.56
	70.48	143.22	-533.60	-147.90	106.85	-213.41	-142.56

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

$$M_{ext} = m \cdot h^2$$

$$M_{inerzia} = \Sigma P m_i \cdot b_i \cdot kh$$

$$N_{ext} = v$$

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

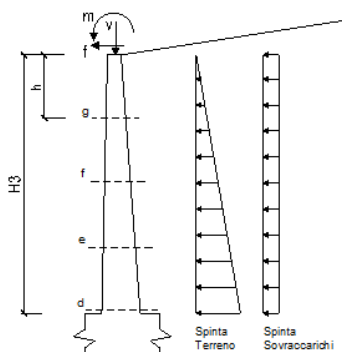
$$V_t \text{ stat} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

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

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

$$V_{ext} = f$$

$$V_{inerzia} = \Sigma P m_i \cdot kh$$



condizione statica

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	5.05	279.87	0.00	0.00	279.87	1.00	76.38	77.38
e-e	3.79	118.07	0.00	0.00	118.07	1.00	52.43	53.43
f-f	2.53	34.98	0.00	0.00	34.98	1.00	31.72	32.72
g-g	1.26	4.37	0.00	0.00	4.37	1.00	14.24	15.24

sezione	h	V_t	V_q	V_{ext}	V_{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	5.05	166.26	0.00	0.00	166.26
e-e	3.79	93.52	0.00	0.00	93.52
f-f	2.53	41.56	0.00	0.00	41.56
g-g	1.26	10.39	0.00	0.00	10.39

condizione sismica +

sezione	h	$M_t \text{ stat}$	$M_t \text{ sism}$	M_q	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	5.05	215.28	34.38	0.00	0.00	9.26	258.93	1.00	78.45	79.45
e-e	3.79	90.82	14.50	0.00	0.00	4.88	110.21	1.00	53.85	54.85
f-f	2.53	26.91	4.30	0.00	0.00	2.02	33.23	1.00	32.58	33.58
g-g	1.26	3.36	0.54	0.00	0.00	0.47	4.37	1.00	14.63	15.63

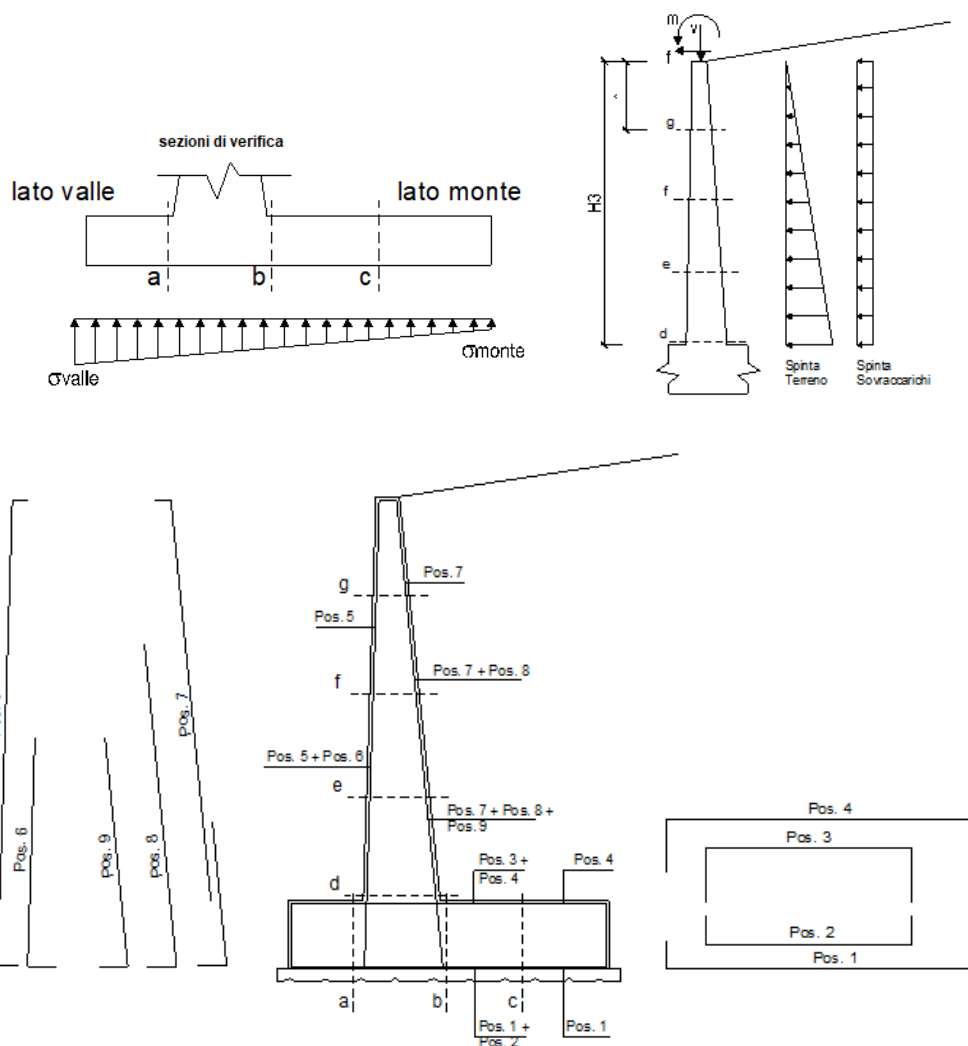
sezione	h	$V_t \text{ stat}$	$V_t \text{ sism}$	V_q	V_{ext}	$V_{inerzia}$	V_{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	5.05	127.89	20.42	0.00	0.00	4.14	152.45
e-e	3.79	71.94	11.49	0.00	0.00	2.84	86.27
f-f	2.53	31.97	5.11	0.00	0.00	1.72	38.80
g-g	1.26	7.99	1.28	0.00	0.00	0.77	10.04

condizione sismica -

sezione	h	$M_t \text{ stat}$	$M_t \text{ sism}$	M_q	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	5.05	215.28	22.75	0.00	0.00	9.26	247.30	1.00	74.31	75.31
e-e	3.79	90.82	9.60	0.00	0.00	4.88	105.30	1.00	51.01	52.01
f-f	2.53	26.91	2.84	0.00	0.00	2.02	31.78	1.00	30.86	31.86
g-g	1.26	3.36	0.36	0.00	0.00	0.47	4.19	1.00	13.86	14.86

sezione	h	$V_t \text{ stat}$	$V_t \text{ sism}$	V_q	V_{ext}	$V_{inerzia}$	V_{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	5.05	127.89	13.51	0.00	0.00	4.14	145.54
e-e	3.79	71.94	7.60	0.00	0.00	2.84	82.38
f-f	2.53	31.97	3.38	0.00	0.00	1.72	37.07
g-g	1.26	7.99	0.84	0.00	0.00	0.77	9.61

11.4.2 VERIFICHE SLU



Armatura minima

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 $h = 5,02m$ su fondazione diretta

ARMATURE

pos	n°/ml	ϕ	II strato	pos	n°/ml	ϕ	II strato
1	10.0	20		5	10.0	20	
2	0.0	0	<input type="checkbox"/>	6	0.0	0	<input type="checkbox"/>
3	0.0	0	<input type="checkbox"/>	7	10.0	20	
4	10.0	20		8	0.0	0	<input type="checkbox"/>
				9	0.0	0	<input type="checkbox"/>

Pertanto l'armatura secondaria sarà pari a:

sez a – a: $\phi 12/20cm$ (ripartitori in fondazione e in elevazione);

sez b – b: $\phi 12/20cm$ (ripartitori in fondazione);

sez c – c: $\phi 12/20cm$ (ripartitori in fondazione);

sez d – d: $\phi 12/20cm$ (ripartitori in fondazione);

sez e – e: $\phi 12/20cm$ (ripartitori in fondazione);

sez f – f: $\phi 12/20cm$ (ripartitori in fondazione);

sez g – g: $\phi 12/20cm$ (ripartitori in fondazione);

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)
a - a	84.54	0.00	1.00	31.42	31.42	1067.56
b - b	-441.49	0.00	1.00	31.42	31.42	1067.56
c - c	-170.36	0.00	1.00	31.42	31.42	1067.56
d - d	274.91	76.93	0.81	31.42	31.42	858.54
e - e	115.98	53.12	0.71	31.42	31.42	722.22
f - f	34.36	32.53	0.61	31.42	31.42	589.03
g - g	4.30	15.16	0.50	31.42	31.42	458.49

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

Sez.	V _{Ed}	h	V _{rd}	ϕ staffe	i orizz.	i vert.	θ	V _{Rsd}	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	163.11	1.00	357.22	12	20	20	21.8	2265.33	Armatura a taglio non necessaria
b - b	171.54	1.00	357.22	12	20	20	21.8	2265.33	Armatura a taglio non necessaria
c - c	153.42	1.00	357.22	12	20	20	21.8	2265.33	Armatura a taglio non necessaria
d - d	164.29	0.81	327.96	12	20	20	21.8	1792.35	Armatura a taglio non necessaria
e - e	92.41	0.71	301.64	12	20	20	21.8	1537.19	Armatura a taglio non necessaria
f - f	41.07	0.61	274.25	12	20	20	21.8	1282.03	Armatura a taglio non necessaria
g - g	10.27	0.50	245.31	12	20	20	21.8	1026.87	Armatura a taglio non necessaria

11.4.3 VERIFICHE SLE TENSIONE

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	67.07	0.00	1.00	31.42	31.42	0.57	25.68
b - b	-321.84	0.00	1.00	31.42	31.42	2.73	123.21
c - c	-125.99	0.00	1.00	31.42	31.42	1.07	48.23
d - d	211.47	76.93	0.81	31.42	31.42	2.67	92.06
e - e	89.21	53.12	0.71	31.42	31.42	1.46	43.46
f - f	26.43	32.53	0.61	31.42	31.42	0.59	13.62
g - g	3.30	15.16	0.50	31.42	31.42	0.11	0.85

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	84.20	0.00	1.00	31.42	31.42	0.71	32.24
b - b	-441.49	0.00	1.00	31.42	31.42	3.74	169.01
c - c	-170.36	0.00	1.00	31.42	31.42	1.44	65.22
d - d	253.42	74.92	0.81	31.42	31.42	3.19	112.91
e - e	107.85	51.74	0.71	31.42	31.42	1.76	54.41
f - f	32.51	31.70	0.61	31.42	31.42	0.72	17.97
g - g	4.27	14.78	0.50	31.42	31.42	0.14	1.65

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

11.4.4 VERIFICHE SLE FESSURAZIONE

condizione Frequente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ_c	σ_f	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	67.07	0.00	1.00	31.42	31.42	0.57	25.68	0.038	0.200
b - b	-321.84	0.00	1.00	31.42	31.42	2.73	123.21	0.181	0.200
c - c	-125.99	0.00	1.00	31.42	31.42	1.07	48.23	0.071	0.200
d - d	211.47	76.93	0.81	31.42	31.42	2.67	92.06	0.128	0.200
e - e	89.21	53.12	0.71	31.42	31.42	1.46	43.46	0.056	0.200
f - f	26.43	32.53	0.61	31.42	31.42	0.59	13.62	0.016	0.200
g - g	3.30	15.16	0.50	31.42	31.42	0.11	0.85	0.001	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	σ_c	σ_f	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	67.07	0.00	1.00	31.42	31.42	0.57	25.68	0.038	0.200
b - b	-321.84	0.00	1.00	31.42	31.42	2.73	123.21	0.181	0.200
c - c	-125.99	0.00	1.00	31.42	31.42	1.07	48.23	0.071	0.200
d - d	211.47	76.93	0.81	31.42	31.42	2.67	92.06	0.128	0.200
e - e	89.21	53.12	0.71	31.42	31.42	1.46	43.46	0.056	0.200
f - f	26.43	32.53	0.61	31.42	31.42	0.59	13.62	0.016	0.200
g - g	3.30	15.16	0.50	31.42	31.42	0.11	0.85	0.001	0.200

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