

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. PROGETTAZIONE INTEGRATA NORD

PROGETTO DEFINITIVO

**RADDOPPIO DELLA LINEA GENOVA - VENTIMIGLIA
TRATTA FINALE LIGURE - ANDORA**

OPERE DI SOSTEGNO SEDE FERROVIARIA E STRADALE
Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria H=6m

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA Progr. REV.

I V 0 I 0 0 D 2 6 C L R I 0 0 0 5 0 0 2 B

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	K. Petrucci	Feb.2022	M. Severi	Feb.2022	G. Fadda	Feb.2022	F. Arduini Giugno 2024
B	Emissione esecutiva	K. Petrucci	Giugno 2024	G. Nitti	Giugno 2024	M. Firpo	Giugno 2024	ITALFERR S.p.A. Direzione Tecnica Infrastrutture Centro Dott. Ing. Fabrizio Arduini Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma n° 16362 del 4/4

File: IV0I00D26CLRI0005002B

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA	3
2	DESCRIZIONE GENERALE.....	3
3	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	5
3.1	NORMATIVA E ISTRUZIONI.....	5
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI.....	6
4.1	CALCESTRUZZO.....	6
4.1.1	Classe C32/40 (fondazione ed elevazione).....	6
4.2	ACCIAIO	6
4.2.1	Acciaio per cemento armato.....	6
5	PARAMETRI GEOTECNICI	7
5.1	PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO	7
6	AZIONI SULLE STRUTTURE E COMBINAZIONI.....	8
6.1	AZIONI PERMANENTI: PESO PROPRIO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI (G ₁).....	8
6.2	AZIONI PERMANENTI: PESO PROPRIO DEGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI (G ₂)	8
6.3	SPINTA STATICA TERRENO E SPINTA DOVUTA ALLA PRESENZA DELLA MASSICCIA FERROVIARIA	8
6.4	AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO FERROVIARIO	9
6.5	AZIONE DEL VENTO SULLE BARRIERE ANTIRUMORE	10
6.6	AZIONE SISMICA	11
6.7	SOVRASPINTA SISMICA	15
6.8	COMBINAZIONE DELLE AZIONI.....	16

7	VERIFICHE GEOTECNICHE: CRITERI DI CALCOLO E DI VERIFICA.....	17
8	VERIFICHE STRUTTURALI PARAMENTO.....	19
8.1	SOLLECITAZIONI SLV	19
8.2	SOLLECITAZIONI SLU	19
8.3	DIMENSIONAMENTO DELLE ARMATURE.....	19
8.4	VERIFICHE SLV.....	20
8.4.1	Verifica a pressoflessione.....	20
8.4.2	Verifica a taglio SLV.....	21
8.5	VERIFICHE SLU.....	22
8.5.1	Verifica a pressoflessione.....	22
8.5.2	Verifica a taglio SLU.....	23
8.6	VERIFICHE SLE	24
8.6.1	Sollecitazioni	24
8.6.2	Verifiche allo stato limite di formazione delle fessure	24
8.6.3	Verifica delle massime tensioni di esercizio CLS ed acciaio.....	25
8.6.4	Verifiche di spostamento	25
9	VERIFICHE STRUTTURALI FONDAZIONE	27
9.1	MENSOLA DI MONTE.....	27
9.1.1	Sollecitazioni SLV.....	27
9.1.2	Sollecitazioni SLU.....	27
9.1.3	Dimensionamento delle armature	27

9.1.4	Verifiche SLV.....	28
9.1.5	Verifiche SLU	30
9.1.6	Verifiche SLE.....	32
9.2	MENSOLA DI VALLE.....	34
9.2.1	Sollecitazioni SLV.....	34
9.2.2	Sollecitazioni SLU	34
9.2.3	Dimensionamento delle armature	34
9.2.4	Verifiche SLV.....	35
9.2.5	Verifiche SLU	37
9.2.6	Verifiche SLE.....	39
9.3	VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ DELLA FONDAZIONE.....	40
10	INCIDENZE.....	41
11	ALLEGATO	42

1 PREMESSA

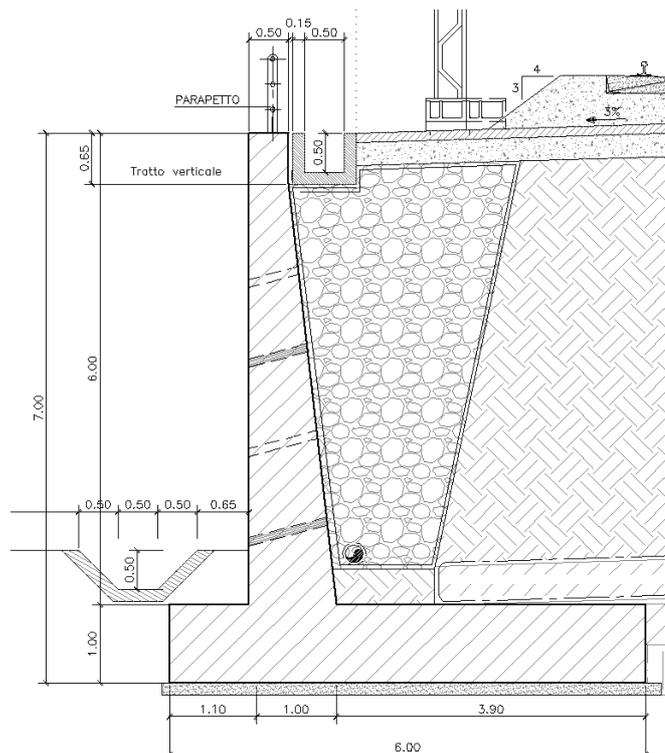
La presente relazione ha per oggetto la descrizione dei calcoli eseguiti per il dimensionamento dei muri di linea, situati ai lato dei binari nel comune di Borghetto, nell'ambito del raddoppio della linea Genova-Ventimiglia, tratta Finale Ligure-Andora.

2 DESCRIZIONE GENERALE

I muri in oggetto svolgono la funzione di contenimento del rilevato ferroviario della linea Genova-Ventimiglia, tratta Finale Ligure – Andora, comune di Borghetto. Sono gettati in opera e presentano altezze variabili da un minimo di 3.50m ad un massimo di 5.70m. Di seguito si riporta una tabella di sintesi dei muri della linea con anche le altezze di calcolo considerate.

	Progr. inizio	Progr. fine	Lunghezza (m)	H muro (m)	H calcolo
Borghetto	77+132.84	77+206.40	73.56	4.7-5.7	6m
	77+224.12	77+252.33	63.50	3.5-4.5	4.5m
	77+286.87	77+321.48	34.48	3.5-4.5	

E' stata assunta una altezza di calcolo, pari a **6.0m**, corrispondente alla massima altezza dei muri presenti lungo la tratta in oggetto a partire dalla progressiva km 77+132.84 fino alla progr. km77+206.40:



Lo studio del muro con altezza di calcolo 4.50m è stato svolto in una apposita relazione.

Le verifiche geotecniche sono state condotte con il metodo dei coefficienti parziali secondo il D.M. 17/01/2018 – NTC18.

Le verifiche strutturali sono state condotte con il metodo degli Stati Limite Ultimi.

3 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

3.1 Normativa e istruzioni

La progettazione è conforme alle normative vigenti.

Le normative rilevanti per la redazione del progetto di messa in sicurezza sono ovviamente le normative ora vigenti per le strutture, elencate nel seguito.

- *DM 17 gennaio 2018: Aggiornamento delle “Norme Tecniche per le Costruzioni” (NTC18);*
- *Circolare Applicativa delle NTC18, 21/01/2019 (Circ n.7)*
- *Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – parte 5 – Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici;*
- *RFICTCSIMAIIFS001_E: Manuale di progettazione delle opere civili, 31/12/2020*
- *Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell’Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019;*
- *Regolamento (UE) 2016/919 della Commissione del 27 maggio 2016 relativo alla specifica tecnica di interoperabilità per i sottosistemi “controllo-comando e segnalamento” del sistema ferroviario nell’Unione europea.*

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

4.1 Calcestruzzo

4.1.1 Classe C32/40 (fondazione ed elevazione)

- Classe d'esposizione: XC2
- Copriferro netto minimo: $c = 40\text{mm}$
- $R_{ck} = 40\text{ N/mm}^2$
- $f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 33,2\text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a compressione: $f_{cd} = f_{ck} \cdot \alpha_{cc} / \gamma_c = 33,2 \cdot 0,85 / 1,5 = 18,81\text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a trazione: $f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 3,10\text{ N/mm}^2$
- Modulo elastico: $E = 22000 [f_{ctm}/10]^{0,3} = 33643\text{ MPa}$

4.2 Acciaio

4.2.1 Acciaio per cemento armato

Si utilizzano barre ad aderenza migliorata in acciaio con le seguenti caratteristiche meccaniche:

Acciaio B450C

- tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 450\text{ N/mm}^2$;
- tensione caratteristica di rottura $f_{tk} = 540\text{ N/mm}^2$;
- resistenza di calcolo a trazione $f_{yd} = 391,30\text{ N/mm}^2$;
- modulo elastico $E_s = 206.000\text{ N/mm}^2$.

5 PARAMETRI GEOTECNICI

Per il dimensionamento dei muri in oggetto, si è assunta la stratigrafia più cautelativa fra quelle in cui ricadono i muri stessi. I parametri adottati sono riportati nella seguente tabella. Il terreno, per le profondità d'interesse, è caratterizzato dalla unità n.2.

Unità	Descrizione	Prof top m TOP*	γ kN/mc	ϕ °	c' kPa	cu kPa
-	-					
2	Sabbia ghiaiosa limosa da poco a mediamente addensata	0	19.5	32	0	-
3	Alternanza di limo sabbioso debolmente argilloso e sabbia	8	20	26	10	40
2	Sabbia ghiaiosa limosa da poco a mediamente addensata	9.5	19.5	32	0	-
3	Alternanza di limo sabbioso debolmente argilloso e sabbia	12.5	20	26	10	40
2	Sabbia ghiaiosa limosa da poco a mediamente addensata	19.5	19.5	32	0	-
3	Limo debolmente sabbioso debolmente argilloso	29.5	20	26	10	90
CMV	Limo sabbioso con presenza di clasti e frammenti fossiferi	41.5	19	33	0	-

Per i dettagli si rimanda alla relazione geotecnica generale.

Nelle verifiche geotecniche la falda di progetto è stata posta ad una profondità di 5.00m da intradosso fondazione.

5.1 Parametri geotecnici di progetto

Di seguito vengono riportati i parametri geotecnici di progetto delle diverse formazioni utilizzati nelle analisi della struttura.

Per il rilevato a monte sono state assunte le seguenti caratteristiche meccaniche:

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi' = 38^\circ$$

Per il ricoprimento a valle ed il terreno sotto la fondazione sono state assunte le seguenti caratteristiche meccaniche:

$$\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi' = 32^\circ$$

Data la tipologia di terreno a valle e sotto la fondazione, le verifiche vengono svolte con riferimento alle sole condizioni drenate.

6 AZIONI SULLE STRUTTURE E COMBINAZIONI

6.1 Azioni Permanenti: peso proprio degli elementi strutturali (G₁)

Le azioni permanenti sono state determinate a partire dalle dimensioni degli elementi strutturali, assumendo i seguenti valori dei pesi specifici:

- Calcestruzzo armato: 25 kN/m³;
- Acciaio: 78,5 kN/m³;

6.2 Azioni Permanenti: peso proprio degli elementi non strutturali (G₂)

Si considera agente in testa al muro il peso della barriera antirumore alta circa 5 m, calcolato tenendo conto della parte in calcestruzzo che si estende per 2 m al di sopra del piano del ferro e del peso dei pannelli posti ad un interasse pari a 3 m. Per tenere conto del peso dei montanti e degli elementi di collegamento il carico risultante è stato aumentato del 10%, ottenendo una N agente in testa al muro pari a 49.2 kN.

6.3 Spinta statica terreno e spinta dovuta alla presenza della massicciata ferroviaria

Sui muri agiscono la spinta delle terre, determinata sulla base delle caratteristiche meccaniche come specificato nel §5.1 e la spinta dovuta alla presenza del ballast, assumendo convenzionalmente per lo stesso, un peso di volume pari a 18,0 kN/m³ applicato per un'altezza media pari a 0,80 m, si ottiene un carico pari a 14,40 kN/m², come riportato nel §2.5.1.3.2 del MdP.

La spinta del terreno viene valutata a partire dal coefficiente di spinta attiva e dal peso di volume del terreno. Si suppone una distribuzione triangolare con risultante applicata ad 1/3 dell'altezza del muro pari a:

$$S_A = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot k_a \cdot H^2$$

Il coefficiente di spinta attiva è valutato tramite la formulazione proposta da Muller-Breslau, secondo cui:

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

dove

ψ = angolo che il paramento del muro forma con l'orizzontale;

δ = angolo di attrito terrapieno – muro;

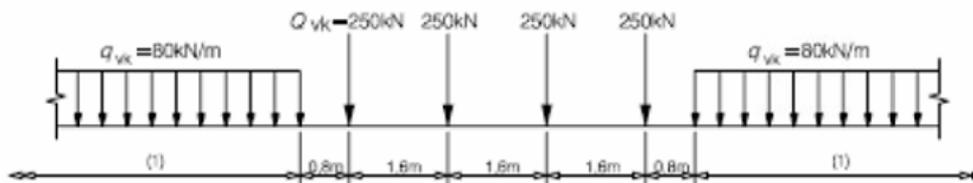
β = angolo che il profilo del terrapieno forma con l'orizzontale;

ϕ = angolo di attrito interno del terrapieno.

L'angolo di attrito terrapieno - muro assunto per le verifiche è pari a $2/3 \phi'$ del rilevato a monte, ossia $\delta=25.33^\circ$.

6.4 Azioni variabili da traffico ferroviario

Per quanto riguarda l'azione del treno, è stato applicato il carico ferroviario relativo al modello di carico LM71 definito dal MdP:



Il carico equivalente per le opere in terra si ricava dalla ripartizione trasversale e longitudinale dei carichi per effetto delle traverse e del ballast previsti al paragrafo 6.3.6.4 della norma EN 1991-2:2003.

Considerando i 4 carichi assiali da 250 kN, da amplificare tramite un coefficiente di adattamento $\alpha=1.1$, e la relativa distribuzione longitudinale, il carico verticale equivalente a metro lineare agente alla quota della piattaforma ferroviaria (convenzionalmente a 70 cm dal piano del ferro) risulta pari a:

$$p = (4 \times 250 \times 1.1) / (4 \times 1.60) = 171.88 \text{ kN/m}$$

Considerando la distribuzione trasversale dei carichi su una larghezza di 3 m (a 0.70 m dal piano del ferro) secondo quanto previsto da EN 1991-2:2003/AC:2010 punto 6.3.2, si ricava il carico equivalente unitario agente alla quota della piattaforma ferroviaria:

$$p = 171.88 / 3 = 57.29 \text{ kN/m}^2$$

6.5 Azione del vento sulle barriere antirumore

L'azione del vento sulle barriere antirumore è stata valutata secondo quanto riportato nel §3.3 delle NTC2018.

Vento		
Velocità base di riferimento 3.3.1		
Zona	7	[-]
$V_{b,0}$	28.00	[m/s]
A_o	1000.00	[mslm]
K_s	0.54	[-]
A_s	20.00	[mslm]
c_s	1.00	[-]
$V_{b,0}$	28	[m/s]
Velocità di riferimento 3.3.2		
T_r	50.00	[anni]
c_r	1.00	[-]
V_r	28.02	[m/s]
Pressione cinetica di riferimento 3.3.6		
q_r	490.72	[N/m ²]
Coefficiente di esposizione 3.3.7		
Zona	7	[-]
Rugosità	D	[-]
Distanza mare	10.00	[km]
A_s	20.00	[mslm]
Classe esposizione sito	III	[-]
K_r	0.20	[-]
Z_0	0.10	[m]
Z_{min}	5.00	[m]
Z	11.00	[m]
C_t	1.00	[-]
C_e	2.20	[-]
C_p	2.10	[-]
C_d	1.00	[-]
Pressione del vento 3.3.4 - Parapetto		
P_{soprav}	2267.04	N/m ²
P_{soprav}	2.27	KN/m ²

Per il calcolo del coefficiente di pressione c_p si è fatto riferimento al Titolo G.5 – Muri e parapetti del CNR DT207_2018; in particolare si è considerato un valore di c_p pari a 2.1 relativo alla zona di pressione B di muri privi di chiusura laterale. La pressione del vento ottenuta è pari a 2.27 kPa.

Tabella G.X – Coefficienti di pressione complessiva per muri e parapetti.

φ	Chiusura laterale	l/h	A	B	C	D
1,0	no	<3	2,3	1,4	1,2	1,2
		5	2,9	1,8	1,4	
		>10	3,4	2,1	1,7	
	si	tutti	2,1	1,8	1,4	
0,8	si/no	tutti	1,2			

6.6 Azione sismica

Con riferimento alla normativa vigente, le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Essa costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR, nel periodo di riferimento V_R .

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

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

Gli spettri di risposta di progetto sono stati definiti per tutti gli stati limite considerati, e, note la latitudine e la longitudine del sito, si sono ricavati i valori dei parametri necessari alla definizione dell’azione sismica e quindi del relativo spettro di risposta. Più avanti sono indicati i valori di a_g , F_0 e T_c^* necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

Si riportano di seguito i vari parametri, riferiti al sito di Borghetto, assumendo la **categoria di sottosuolo C**.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: LATITUDINE:

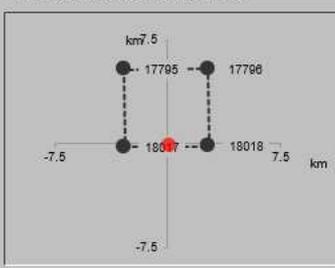
Ricerca per comune

REGIONE: PROVINCIA: COMUNE:

Elaborazioni grafiche
 Grafici spettri di risposta
 Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche
 Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO **FASE 1** FASE 2 FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE

SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="68"/>
SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="113"/>

Stati limite ultimi - SLU

SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="1068"/>
SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="2193"/>

Elaborazioni
 Grafici parametri azione
 Grafici spettri di risposta
 Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- ...■... Strategia scelta

INTRO FASE 1 **FASE 2** FASE 3

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
Stato Limite considerato **SLV** info

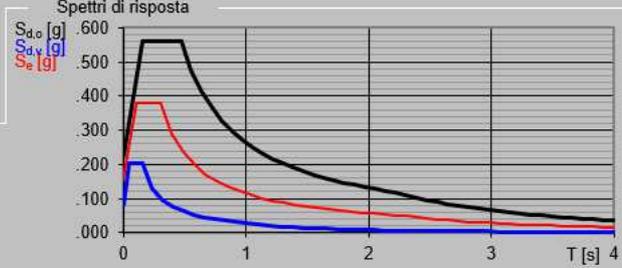
Risposta sismica locale
 Categoria di sottosuolo **C** info $S_S = 1.472$ $C_C = 1.561$ info
 Categoria topografica **T1** info $h/H = 0.000$ $S_T = 1.000$ info
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale
 Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) **5** $\eta = 1.000$ info
 Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_o **1** Regol. in altezza **si** info

Compon. verticale
 Spettro di progetto Fattore q **1** $\eta = 1/q = 1.000$ info

Elaborazioni
 Grafici spettri di risposta
 Parametri e punti spettri di risposta

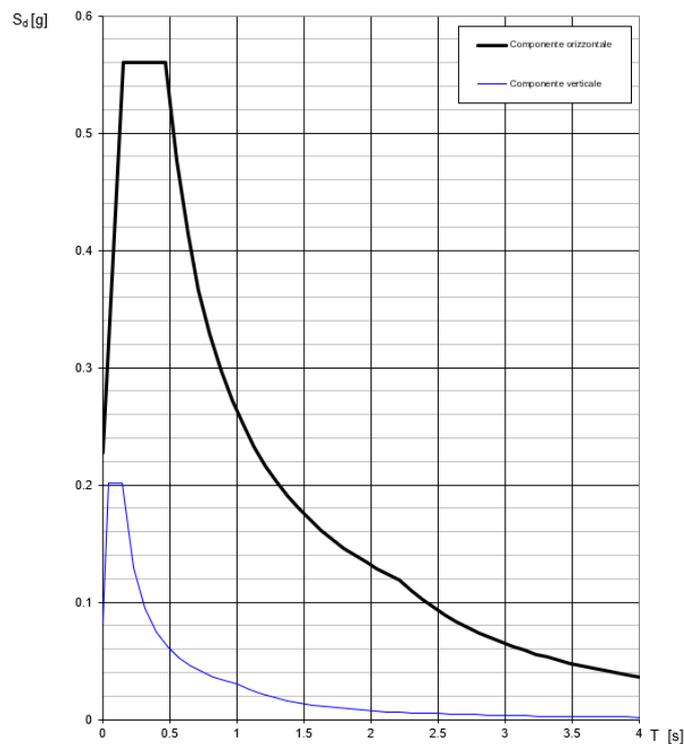
Spettri di risposta



— Spettro di progetto - componente orizzontale
 — Spettro di progetto - componente verticale
 — Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO FASE 1 FASE 2 **FASE 3**

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



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.154 g
F_0	2.469
T_c	0.301 s
S_s	1.472
C_c	1.561
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.472
η	1.000
T_B	0.157 s
T_C	0.470 s
T_D	2.217 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.227
T_B	0.157	0.560
T_C	0.470	0.560
	0.553	0.476
	0.636	0.414
	0.719	0.366
	0.802	0.328
	0.886	0.297
	0.969	0.272
	1.052	0.250
	1.135	0.232
	1.218	0.216
	1.302	0.202
	1.385	0.190
	1.468	0.179
	1.551	0.170
	1.634	0.161
	1.718	0.153
	1.801	0.146
	1.884	0.140
	1.967	0.134
	2.051	0.128
	2.134	0.123
T_D	2.217	0.119
	2.302	0.110
	2.387	0.102
	2.472	0.096
	2.557	0.089
	2.641	0.084
	2.726	0.078
	2.811	0.074
	2.896	0.070
	2.981	0.066
	3.066	0.062
	3.151	0.059
	3.236	0.056
	3.321	0.053
	3.406	0.050
	3.491	0.048
	3.575	0.046
	3.660	0.044
	3.745	0.042
	3.830	0.040
	3.915	0.038
	4.000	0.036

Nella definizione dell'azione sismica agente sui muri è stata considerata l'accelerazione di ancoraggio.

6.7 Sovrappinta sismica

In condizioni sismiche le spinte Attiva e Passiva si calcolano come:

$$S_{A/P} = \frac{1}{2} \gamma \cdot k_{A/P} \cdot h^2 \cdot (1 \mp k_v)$$

Il coefficiente $k_{A/P}$ è valutato, quindi, secondo la formulazione di Mononobe-Okabe, 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:

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

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

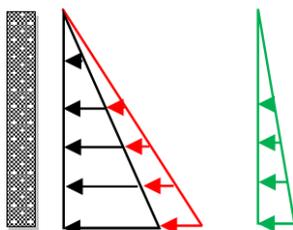
Il coefficiente per stati di spinta passiva è invece:

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

Nel caso di accelerazione sismica solo orizzontale l'angolo θ è unico e le spinte attiva e passiva risultano univocamente determinate; viceversa, le formule forniscono due distinti valori, che corrispondono alla presenza di accelerazione sismica verticale verso l'alto e verso il basso.

Il coefficiente sismico orizzontale è stato valutato come da Normativa (§7.11.6.2.1) e vale $k_h = \beta_m \cdot a_{\max}/g$, dove $a_{\max} = S_a = S_s S_T a_g$. Per la verifica a ribaltamento in condizioni sismiche β_m viene amplificato del 50%.

L'azione di sovraspinta sismica si considera applicata ad 1/3 dell'altezza del muro.



6.8 Combinazione delle Azioni

I carichi sono stati combinati secondo quanto stabilito dalle NTC18 (opere di sostegno), in accordo con quanto previsto nel §2.5 MdP.

Le combinazioni considerate nel calcolo sono:

- 1) A1+M1+R3 e SISMA+M1 per le verifiche strutturali e geotecniche;
- 2) A2+M2+R2 per la verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
- 3) RARA (caratteristica) per la verifica dello stato limite di fessurazione e delle massime tensioni di esercizio;
- 4) QUASI PERMANENTE per la verifica delle massime tensioni di esercizio.

7 VERIFICHE GEOTECNICHE: CRITERI DI CALCOLO E DI VERIFICA

Le verifiche geotecniche della fondazione dei muri sono riportate nell'ALLEGATO.

Sono state effettuate le seguenti verifiche:

1) Verifica allo scorrimento.

La verifica a scorrimento è soddisfatta se la componente orizzontale del carico di progetto è minore della resistenza al taglio di progetto tra fondazione e terreno (coefficiente $R_3=1.1$):

$$H_d \leq S_d$$

2) Verifica al ribaltamento

La verifica a ribaltamento è soddisfatta se la risultante dei momenti ribaltanti è minore della risultante dei momenti stabilizzanti (coefficiente $R_3=1.15$):

$$M_{rib} \leq M_{stab}$$

Tali momenti sono calcolati rispetto all'estremità di valle della fondazione.

3) Verifica della capacità portante del complesso terreno-fondazione

Tale verifica è condotta confrontando il carico limite N_u con il carico di esercizio N_{max} ; in accordo con la normativa vigente, la verifica è soddisfatta se il carico di esercizio è minore del carico ultimo (coefficiente $R_3=1.4$):

$$N_{max} \leq N_u$$

Il calcolo del carico limite, è condotto sulla fondazione equivalente, tenendo conto dell'eccentricità del carico e considerando gli effetti delle azioni tangenziali, della inclinazione e profondità del piano di posa, nonché dell'inclinazione del terreno a valle della fondazione, attraverso la formula di Brinch-Hansen:

$$N_u = B' \cdot q_{lim}$$

dove:

$$B' = B - 2e$$

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + \gamma'_{valle} \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

e = eccentricità della risultante dei carichi normali al piano di posa rispetto al centro della fondazione;

γ' : Peso di volume del terreno;

c' : Coesione efficace del terreno;

D : Approfondimento del piano di posa;

- N_c, N_q, N_γ : Coefficienti di capacità portante;
 S_c, S_q, S_γ : Coefficienti di forma della fondazione;
 i_c, i_q, i_γ : Coefficienti di inclinazione del carico;
 b_c, b_q, b_γ : Coefficienti di inclinazione del piano di posa;
 g_c, g_q, g_γ : Coefficienti di inclinazione del terreno.

4) Verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno

Questa verifica si effettua ricorrendo ai metodi di calcolo della stabilità dei pendii e consiste nel ricercare, tra le possibili superfici di rottura, quella che presenta il minor coefficiente di sicurezza. Si confrontano, quindi, le resistenze e le azioni sollecitanti lungo tale superficie. In letteratura esistono diversi metodi di calcolo che fanno riferimento al metodo dell'equilibrio limite, secondo cui è necessario ipotizzare una superficie di scorrimento del terreno di forma qualsiasi, passante al di sotto del muro e valutare, rispetto al generico polo, i momenti instabilizzanti, generati dalle forze peso, ed i momenti resistenti, generati dalle reazioni del terreno. In questa relazione si fa riferimento al metodo di Bishop, implementato tramite un foglio di calcolo.

Per questa verifica si utilizza l'Approccio 2 (A2+M2+R2) come indicato dalle NTC2018.

La verifica risulta soddisfatta quando:

$$R_d \geq S_d$$

dove con R_d si indica la resistenza a taglio agente lungo la superficie di scorrimento critica, mentre S_d indica l'azione che produrrebbe lo scorrimento lungo tale superficie.

La verifica di stabilità globale è riportata in allegato.

8 VERIFICHE STRUTTURALI PARAMENTO

Nel seguito si riportano le verifiche strutturali dell'opera.

8.1 Sollecitazioni SLV

Dall'analisi della struttura si ottengono le seguenti sollecitazioni, per SLV:

N	T	M
(kN)	(kN)	(kNm)
120.00	176.53	487.74

8.2 Sollecitazioni SLU

Dall'analisi della struttura si ottengono le seguenti sollecitazioni, per SLU:

N	T	M
(kN)	(kN)	(kNm)
162.00	228.50	646.45

8.3 Dimensionamento delle armature

Per il dimensionamento delle armature si considera una sezione pari a 1.1 m x 1m.

Si dispone la seguente armatura, nel rispetto di quanto prescritto nelle NTC18 §7.4.6.2, disponendo nella zona compressa almeno il 50% del quantitativo di armatura in zona tesa.

	\varnothing [mm]	Passo [mm]	A_s [mm ²]	$A_{s,min}$ [mm ²]	Verifica $A_s > A_{s,min}$
Zona tesa (lato monte)	22	100	3801.3	3422.2	SI
Zona compressa (lato valle)	22	200	1900.7	-	-

Si dispongono inoltre legature $\varnothing 8$ in numero di 9 al m² e un'armatura di ripartizione $\varnothing 10/20$.

8.4 Verifiche SLV

8.4.1 Verifica a pressoflessione

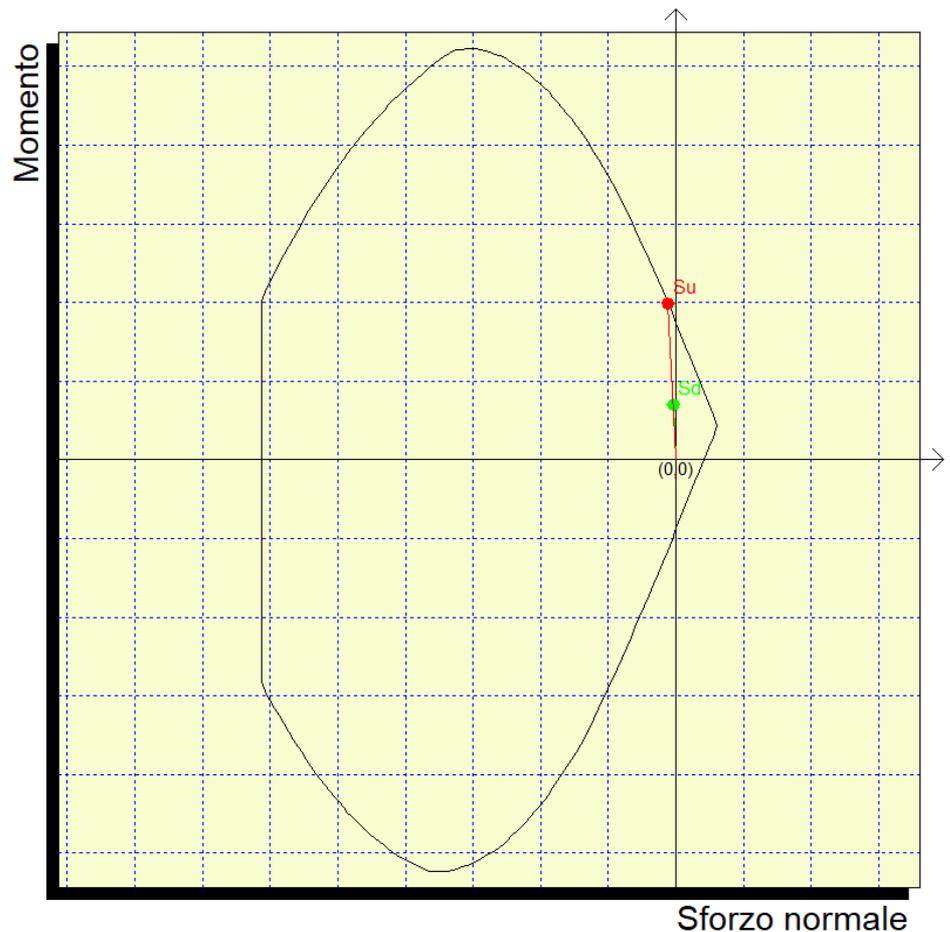
Si riportano di seguito le verifiche a pressoflessione per la combinazione SLV:

Mx	4877400
My	0
N	-12000

Sovrapponi Curve
 Aggiungi alla relazione
 Curva M - N
 Curva Mx - My

Simmetria sezione
 Nessuna

[Curva Mx/My = cost.]:
 c.s.=2.84613585
 Mx ultimo =13881742.985
 My ultimo =0.
 N ultimo =-34153.63
 [Curva N = cost.]:
 c.s.=2.62804984
 Mx ultimo =12818050.273
 My ultimo =0.
 N ultimo =-12000.
 Nmax =184397.83
 Nmin =-1839971.163



Si specifica che le unità di misura della precedente figura sono daN e cm. $M_x, M_y < 0$ = Fibre tese per y, x minori e $N < 0$ se di compressione.

Il coefficiente di sicurezza è pari a **2.63**, la verifica risulta soddisfatta.

8.4.2 Verifica a taglio SLV

VERIFICA A TAGLIO SECONDO NTC2018 SENZA ARMATURE A TAGLIO		
$V_{Ed} = T_{SLV}$	177	kN
$V_{Ed} = T_{SLV}$	176530	N
R_{ck}	40	MPa
f_{ck}	33.2	MPa
c netto	40	mm
Ø ferro verticale	10	mm
Ø arm tesa	22	mm
d	1039	mm
k	1.44	-
h sezione	1100	mm
Area sezione	1039000	mm ²
b_w	1000	mm
Ø arm tesa	22	mm
n	10	-
strati	1	-
A_{sl}	3801	mm ²
ρ_l	0.0037	-
N_{Ed}	0	kN
N_{Ed}	0	N
A_c	1039000	mm ²
σ_{cp}	0	MPa
f_{cd}	21.05	MPa
γ_c	1.5	-
$C_{Rd,c}$	0.12	-
v_{min}	0.35	-
$V_{Rd,c}$	412349	N
$V_{Rd,c \min}$	361598	N
$V_{Rd,c \text{ effettivo}}$	412349	N
Verifica	OK	
T.S.	0.43	
C.S.	2.34	

Non è necessario disporre specifica armatura a taglio.

8.5 Verifiche SLU

8.5.1 Verifica a pressoflessione

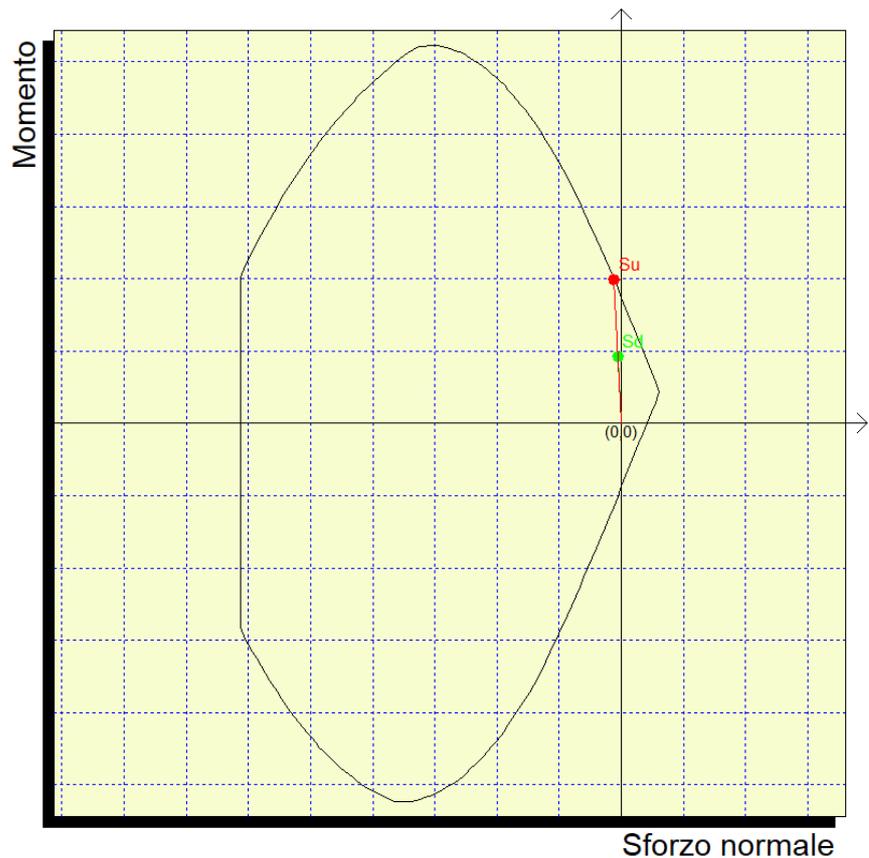
Si riportano di seguito le verifiche a pressoflessione per la combinazione SLU:

Mx	6464500
My	0
N	-16200

Sovrapponi Curve
 Aggiungi alla relazione
 Curva M - N
 Curva Mx - My

Simmetria sezione
 Nessuna

[Curva Mx/My = cost.]:
 c.s.=2.1527284
 Mx ultimo =13916312.729
 My ultimo =0.
 N ultimo =-34874.2
 [Curva N = cost.]:
 c.s.=2.01409941
 Mx ultimo =13020145.651
 My ultimo =0.
 N ultimo =-16200.
 Nmax =184397.83
 Nmin =-1839971.163



Si specifica che le unità di misura della precedente figura sono daN e cm. $M_x, M_y < 0$ = Fibre tese per y, x minori e $N < 0$ se di compressione.

Il coefficiente di sicurezza è pari a **2.01**, la verifica risulta soddisfatta.

8.5.2 Verifica a taglio SLU

VERIFICA A TAGLIO SECONDO NTC2018 SENZA ARMATURE A TAGLIO		
$V_{Ed} = T_{SLU}$	229	kN
$V_{Ed} = T_{SLU}$	228500	N
R_{ck}	40	MPa
f_{ck}	33.2	MPa
c netto	40	mm
Ø ferro verticale	10	mm
Ø arm tesa	22	mm
d	1039	mm
k	1.44	-
h sezione	1100	mm
Area sezione	1039000	mm ²
b_w	1000	mm
Ø arm tesa	22	mm
n	10	-
strati	1	-
A_{sl}	3801	mm ²
ρ_l	0.0037	-
N_{Ed}	0	kN
N_{Ed}	0	N
A_c	1039000	mm ²
σ_{cp}	0	MPa
f_{cd}	21.05	MPa
γ_c	1.5	-
$C_{Rd,c}$	0.12	-
v_{min}	0.35	-
$V_{Rd,c}$	412349	N
$V_{Rd,c \min}$	361598	N
$V_{Rd,c \text{ effettivo}}$	412349	N
Verifica	OK	
T.S.	0.55	
C.S.	1.80	

Non è necessario disporre specifica armatura a taglio.

8.6 Verifiche SLE

8.6.1 Sollecitazioni

Di seguito si riportano le sollecitazioni per le combinazioni rara e quasi permanente:

	N (kN)	M (kNm)
Comb rara	120.00	451.81
Comb quasi perm	120.00	191.87

8.6.2 Verifiche allo stato limite di formazione delle fessure

Si verifica che il valore caratteristico di apertura delle fessure w_k non superi i limiti di normativa. L'ampiezza caratteristica delle fessure è calcolata come 1.7 volte il prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ε_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{sm} :

$$w_k = 1.7 \cdot \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm}$$

Trattandosi di strutture permanente contatto con il terreno, ricadono nell'ambito delle condizioni ambientali aggressive, se pertanto, in accordo con §2.5.1.8.3.2.4 MdP, si adottano i seguenti limiti per lo stato limite di apertura delle fessure :

- $w_1 = 0.2$ mm per combinazione dei carichi **RARA**.

Il valore limite di tensione di trazione nel calcestruzzo per lo stato limite di formazione delle fessure vale:

$$f_{ctm}/1.2 = -2.58 \text{ MPa.}$$

Di seguito si riporta la verifica per la combinazione rara.

Considerando la sezione interamente reagente, per la combinazione rara si ottiene un valore massimo della tensione di trazione nel calcestruzzo pari a -1.76 MPa.

Non è necessario quindi procedere con la verifica di apertura delle fessure.

8.6.3 Verifica delle massime tensioni di esercizio CLS ed acciaio

La massima tensione di compressione del cls deve rispettare le seguenti limitazioni (vedi §2.5.1.8.3.2.1 MdP Parte II sez II):

- $\sigma_{c,max} < 0.55 f_{ck}$ per combinazione rara (caratteristica) = 18.26 MPa;
- $\sigma_{c,max} < 0.40 f_{ck}$ per combinazione quasi permanente = 13.28 MPa;

La massima tensione di compressione nel cls vale:

- $\sigma_{c,max} = 3.08$ MPa per la combinazione caratteristica (rara);
- $\sigma_{c,max} = 1.35$ MPa per la combinazione quasi permanente;

La massima tensione di trazione dell'acciaio deve rispettare la limitazione (vedi §2.5.1.8.3.2.1 MdP Parte II sez II):

- $\sigma_{s,max} < 0.75 f_{yk}$ per combinazione caratteristica (rara) = 337.5 MPa.

La massima tensione di trazione dell'acciaio vale:

- $\sigma_{s,max} = 110.9$ MPa per la combinazione caratteristica (rara).

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

8.6.4 Verifiche di spostamento

Il calcolo dello spostamento orizzontale della sommità del paramento è stato svolto considerando il paramento come una mensola di spessore unitario soggetta a:

- un carico triangolare associato alla spinta del terreno, con intensità massima nella sezione di incastro pari a $p_1 = k_a \cdot \gamma \cdot L \cdot 1 \cdot \cos \delta$, con L lunghezza della mensola, pari all'altezza del paramento;
- un carico uniformemente distribuito associato alle spinte dovute al traffico e al ballast, di intensità $p_2 = k_a \cdot (q_r + q_b) \cdot 1 \cdot \cos \delta$.

Lo spostamento complessivo vale $f = f_1 + f_2 = (1/30) \cdot p_1 \cdot L^4 / (E \cdot J) + (1/8) \cdot p_2 \cdot L^4 / (E \cdot J)$, in cui il momento d'inerzia J fa riferimento alla sezione fessurata.

Lo spostamento complessivo risultante è pari a **0.46 cm** e risulta compatibile con la funzionalità dell'opera in esame.

Gli spostamenti in condizione sismica per lo stato limite SLD sono stati calcolati con riferimento al manuale di progettazione RFI parte II – sezione 3, par. 3.10.3.2.3 di cui si riporta uno stralcio:

Lo spostamento allo SLD potrà essere determinato con analisi dinamiche avanzate o con i metodi degli spostamenti.

Nel caso particolare di muri di sostegno gli spostamenti permanenti potranno, in via semplificata, essere determinati con la seguente relazione:

$$d = (S_S \cdot S_T \cdot B) \cdot e^{A(a_c/a_{max})}$$

dove:

S_S e S_T sono i coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica (§ 3.2.3.2 NTC2018);

a_{max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito (§ 7.11.6.2.1 NTC2018);

a_c è l'accelerazione critica e rappresenta il valore limite dell'accelerazione al di sotto del quale l'opera non subisce spostamenti;

A, B sono coefficienti raccolti nella seguente tabella in funzione di a_{max} e della categoria di sottosuolo (Rampello et al., 2008).

L'accelerazione critica a_c potrà essere determinata imponendo che, nella verifica allo scorrimento - effettuata prendendo a riferimento i valori caratteristici di azioni e resistenze (coefficienti γ_F e γ_M pari ad 1) - il rapporto R_d/E_d sia pari a 1.

Tabella 2: Coefficienti A e B da utilizzare per valutare gli spostamenti dei muri di sostegno nelle verifiche SLE

Sottosuolo	Cat. A		Cat. B		Cat. C, D, E	
	A	B	A	B	A	B
a_{max}/g						
0.3 – 0.4	-7.5	1.21	-7.9	1.06	-7.4	0.56
0.2 – 0.3	-7.42	1.28	-7.79	1.11	-7.54	0.58
0.1 – 0.2	-7.48	0.65	-7.86	0.73	-8.05	0.86
≤ 0.1	-7.87	0.28	-7.86	0.3	-8.07	0.44

S_S	1.5	-
S_T	1	-
B	0.44	m
A	-8.07	-
a_g	0.05	g
a_{max}	0.075	g
a_c	0.21	g
d	0.0000001	mm

Lo spostamento risulta inferiore a 20 mm pertanto la verifica è soddisfatta.

9 VERIFICHE STRUTTURALI FONDAZIONE

Nei paragrafi seguenti sono state riportate le verifiche a flessione e taglio della mensola di monte e di valle dei muri di sostegno. La sezione resistente considerata per le verifiche ha larghezza unitaria ($B=1.0$ m).

Le sollecitazioni adoperate sono state ottenute con l'ausilio di un apposito foglio di calcolo, riportato nell'allegato.

Il momento sollecitante positivo tende le fibre inferiori.

Le tensioni di trazione sono state assunte negative mentre quelle di compressione positive, salvo diversa indicazione.

Le sollecitazioni taglianti sono positive se dirette verso il basso

Le unità di misura adottate sono i kN per le forze, i kNm per i momenti e i MPa per le tensioni, salvo diversa indicazione.

9.1 Mensola di monte

9.1.1 Sollecitazioni SLV

Dall'analisi della struttura si ottengono le seguenti sollecitazioni, per SLV:

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	106.96	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	-327.71	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	-93.96	kN

9.1.2 Sollecitazioni SLU

Dall'analisi della struttura si ottengono le seguenti sollecitazioni, per SLU:

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	170.91	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	-471.25	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	-132.20	kN

9.1.3 Dimensionamento delle armature

Per il dimensionamento delle armature si considera una sezione pari a 1 m x 1m.

Si dispone la seguente armatura, nel rispetto di quanto prescritto nelle NTC18 §7.4.6.2.

	\varnothing [mm]	Passo [mm]	A_s [mm ²]	$A_{s,min}$ [mm ²]	Verifica $A_s > A_{s,min}$
Zona tesa (superiore)	20	100	3141.6	3111.1	SI
Zona compressa (inferiore)	20	100	3141.6	-	-

Si dispongono inoltre legature $\varnothing 8$ in numero di 9 al m² e un'armatura di ripartizione $\varnothing 10/20$.

9.1.4 Verifiche SLV

9.1.4.1 Verifica a pressoflessione

Si riportano di seguito le verifiche a pressoflessione per la combinazione SLV:

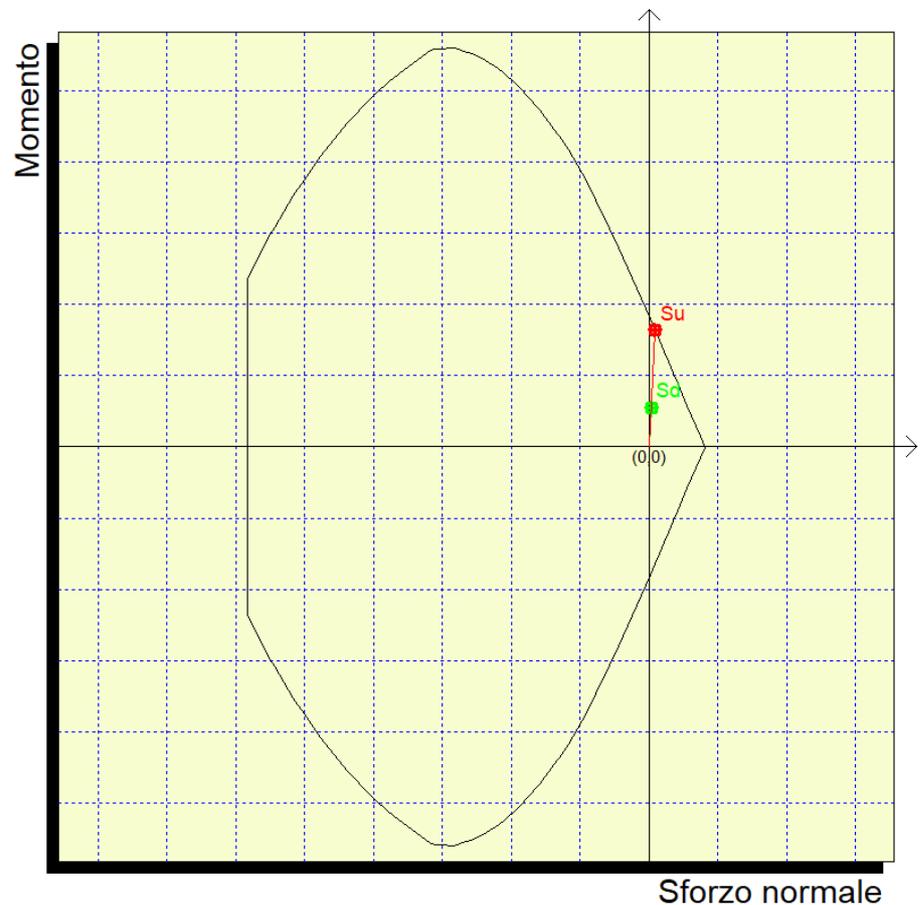
Mx	3277100
My	0
N	9336

Sovrapponi Curve
 Aggiungi alla relazione
 Curva M - N
 Curva Mx - My

Simmetria sezione
Nessuna

[Curva Mx/My = cost.]:
c.s.=2.98953559
Mx ultimo =9797007.083
My ultimo =0.
N ultimo =27910.304

[Curva N = cost.]:
c.s.=3.24172026
Mx ultimo =10623441.471
My ultimo =0.
N ultimo =9336.
Nmax =245863.773
Nmin =-1750930.44



Si specifica che le unità di misura della precedente figura sono daN e cm. $M_x, M_y < 0$ = Fibre tese per y, x minori e $N < 0$ se di compressione.

Il coefficiente di sicurezza è pari a **2.99**, la verifica risulta soddisfatta.

9.1.4.2 Verifica a taglio SLV

VERIFICA A TAGLIO SECONDO NTC2018 SENZA ARMATURE A TAGLIO		
$V_{Ed} = T_{SLV}$	107	kN
$V_{Ed} = T_{SLV}$	106960	N
R_{ck}	40	MPa
f_{ck}	33.2	MPa
c netto	40	mm
Ø ferro verticale	10	mm
Ø arm tesa	20	mm
d	940	mm
k	1.46	-
h sezione	1000	mm
Area sezione	940000	mm ²
b_w	1000	mm
Ø arm tesa	20	mm
n	10	-
strati	1	-
A_{sl}	3142	mm ²
ρ_l	0.0033	-
N_{Ed}	0	kN
N_{Ed}	0	N
AC	940000	mm ²
σ_{cp}	0	MPa
f_{cd}	21.05	MPa
γ_c	1.5	-
$C_{Rd,c}$	0.12	-
v_{min}	0.36	-
$V_{Rd,c}$	367642	N
$V_{Rd,c min}$	334856	N
$V_{Rd,c \text{ effettivo}}$	367642	N
Verifica	OK	
T.S.	0.29	
C.S.	3.44	

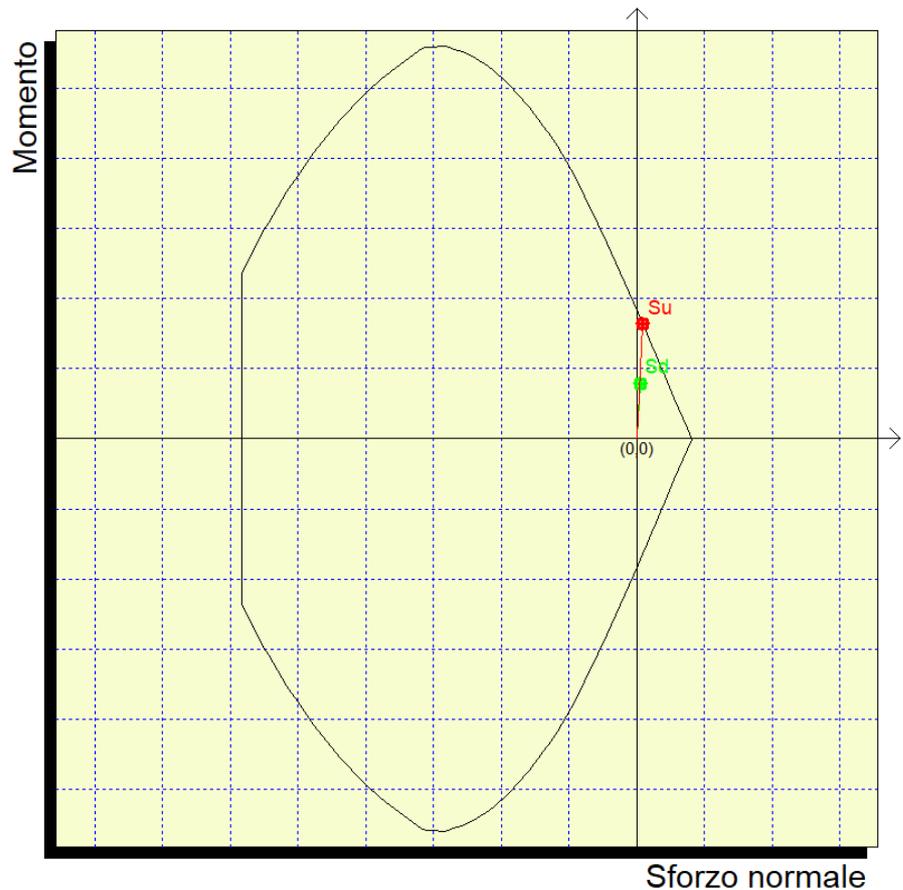
Non è necessario disporre specifica armatura a taglio.

9.1.5 Verifiche SLU

9.1.5.1 Verifica a pressoflessione

Si riportano di seguito le verifiche a pressoflessione per la combinazione SLU:

Mx	4712500
My	0
N	13220
<input type="checkbox"/> Sovrapponi Curve <input type="checkbox"/> Aggiungi alla relazione <input checked="" type="radio"/> Curva M - N <input type="radio"/> Curva Mx - My	
Simmetria sezione Nessuna	
[Curva Mx/My = cost.]: c. s. = 2.08254934 Mx ultimo = 9814013.783 My ultimo = 0. N ultimo = 27531.302 [Curva N = cost.]: c. s. = 2.21776623 Mx ultimo = 10451223.378 My ultimo = 0. N ultimo = 13220. Nmax = 245863.773 Nmin = -1750930.44	



Si specifica che le unità di misura

della precedente figura sono daN e cm. $M_x, M_y < 0$ = Fibre tese per y, x minori e $N < 0$ se di compressione.

Il coefficiente di sicurezza è pari a **2.08**, la verifica risulta soddisfatta.

9.1.5.2 Verifica a taglio SLU

VERIFICA A TAGLIO SECONDO NTC2018 SENZA ARMATURE A TAGLIO		
$V_{Ed} = T_{SLU}$	171	kN
$V_{Ed} = T_{SLU}$	170910	N
R_{ck}	40	MPa
f_{ck}	33.2	MPa
c netto	40	mm
Ø ferro verticale	10	mm
Ø arm tesa	20	mm
d	940	mm
k	1.46	-
h sezione	1000	mm
Area sezione	940000	mm ²
b_w	1000	mm
Ø arm tesa	20	mm
n	10	-
strati	1	-
A_{sl}	3142	mm ²
ρ_l	0.0033	-
N_{Ed}	0	kN
N_{Ed}	0	N
AC	940000	mm ²
σ_{cp}	0	MPa
f_{cd}	21.05	MPa
γ_c	1.5	-
$C_{Rd,c}$	0.12	-
v_{min}	0.36	-
$V_{Rd,c}$	367642	N
$V_{Rd,c min}$	334856	N
$V_{Rd,c effettivo}$	367642	N
Verifica	OK	
T.S.	0.46	
C.S.	2.15	

Non è necessario disporre specifica armatura a taglio.

9.1.6 Verifiche SLE

9.1.6.1 Sollecitazioni

Di seguito si riportano le sollecitazioni per le combinazioni rara e quasi permanente:

	N (kN)	M (kNm)
Comb rara	-93.49	327.8
Comb quasi perm	-49.63	123.52

9.1.6.2 Verifiche allo stato limite di formazione delle fessure

Si verifica che il valore caratteristico di apertura delle fessure w_k non superi i limiti di normativa. L'ampiezza caratteristica delle fessure è calcolata come 1.7 volte il prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ε_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{sm} :

$$w_k = 1.7 \cdot \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm}$$

Trattandosi di strutture permanentemente a contatto con il terreno, ricadono nell'ambito delle condizioni ambientali aggressive, se pertanto, in accordo con §2.5.1.8.3.2.4 MdP, si adottano i seguenti limiti per lo stato limite di apertura delle fessure :

- $w_1 = 0.2$ mm per combinazione dei carichi **RARA**.

Il valore limite di tensione di trazione nel calcestruzzo per lo stato limite di formazione delle fessure vale:

$$f_{ctm}/1.2 = -2.58 \text{ MPa.}$$

Di seguito si riporta la verifica per la combinazione rara.

Considerando la sezione interamente reagente, per la combinazione frequente si ottiene un valore massimo della tensione di trazione nel calcestruzzo pari a -1.70 MPa, inferiore al valore limite. Non è pertanto necessario procedere con la verifica di apertura delle fessure.

9.1.6.3 Verifica delle massime tensioni di esercizio CLS ed acciaio

La massima tensione di compressione del cls deve rispettare le seguenti limitazioni (vedi §2.5.1.8.3.2.1 MdP Parte II sez II):

- $\sigma_{c,max} < 0.55 f_{ck}$ per combinazione rara (caratteristica) = 18.26 MPa;
- $\sigma_{c,max} < 0.40 f_{ck}$ per combinazione quasi permanente = 13.28 MPa;

La massima tensione di compressione nel cls vale:

- $\sigma_{c,max} = 2.45$ MPa per la combinazione caratteristica (rara);
- $\sigma_{c,max} = 0.90$ MPa per la combinazione quasi permanente;

La massima tensione di trazione dell'acciaio deve rispettare la limitazione (vedi §2.5.1.8.3.2.1 MdP Parte II sez II):

- $\sigma_{s,max} < 0.75 f_{yk}$ per combinazione caratteristica (rara) = 337.5 MPa.

La massima tensione di trazione dell'acciaio vale:

- $\sigma_{s,max} = 134.10$ MPa per la combinazione caratteristica (rara).

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

9.2 Mensola di valle

9.2.1 Sollecitazioni SLV

Dall'analisi della struttura si ottengono le seguenti sollecitazioni, per SLV:

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	-157.83	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	59.43	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	40.49	kN

9.2.2 Sollecitazioni SLU

Dall'analisi della struttura si ottengono le seguenti sollecitazioni, per SLU:

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	-240.86	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	97.34	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	45.47	kN

9.2.3 Dimensionamento delle armature

Per il dimensionamento delle armature si considera una sezione pari a 1 m x 1m.

Si dispone la seguente armatura, nel rispetto di quanto prescritto nelle NTC18 §7.4.6.2.

	Ø [mm]	Passo [mm]	A _s [mm ²]	A _{s,min} [mm ²]	Verifica A _s >A _{s,min}
Zona tesa (inferiore)	20	100	3141.6	3111.1	SI
Zona compressa (superiore)	20	100	3141.6	-	-

Si dispongono inoltre legature Ø 8 in numero di 9 al m² e un'armatura di ripartizione Ø10/20.

9.2.4 Verifiche SLV

9.2.4.1 Verifica a pressoflessione

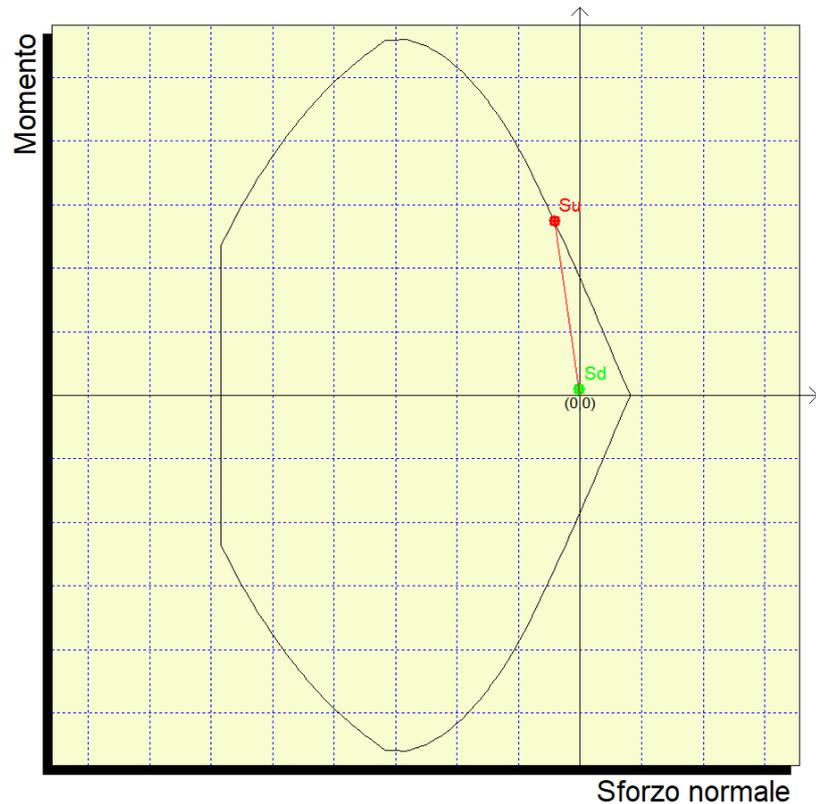
Si riportano di seguito le verifiche a pressoflessione per la combinazione SLV:

Mx	-594300
My	0
N	-4547

Sovrapponi Curve
 Aggiungi alla relazione
 Curva M - N
 Curva Mx - My

Simmetria sezione
Nessuna

[Curva Mx/My = cost.]:
 c.s.=27.68285698
 Mx ultimo =-16451921.906
 My ultimo =0.
 N ultimo =-125873.951
 [Curva N = cost.]:
 c.s.=18.91135651
 Mx ultimo =-11239019.174
 My ultimo =0.
 N ultimo =-4547.
 Nmax =245863.773
 Nmin =-1750930.44



Si specifica che le unità di misura della precedente figura sono daN e cm. $M_x, M_y < 0$ = Fibre tese per y,x minori e $N < 0$ se di compressione.

Il coefficiente di sicurezza è pari a **18.91**, la verifica risulta soddisfatta.

9.2.4.2 Verifica a taglio SLV

VERIFICA A TAGLIO SECONDO NTC2018 SENZA ARMATURE A TAGLIO		
$V_{Ed} = T_{SLV}$	158	kN
$V_{Ed} = T_{SLV}$	157830	N
R_{ck}	40	MPa
f_{ck}	33.2	MPa
c netto	40	mm
Ø ferro verticale	10	mm
Ø arm tesa	20	mm
d	940	mm
k	1.46	-
h sezione	1000	mm
Area sezione	940000	mm ²
b_w	1000	mm
Ø arm tesa	20	mm
n	10	-
strati	1	-
A_{sl}	3142	mm ²
ρ_l	0.0033	-
N_{Ed}	0	kN
N_{Ed}	0	N
AC	940000	mm ²
σ_{cp}	0	MPa
f_{cd}	21.05	MPa
γ_c	1.5	-
$C_{Rd,c}$	0.12	-
v_{min}	0.36	-
$V_{Rd,c}$	367642	N
$V_{Rd,c min}$	334856	N
$V_{Rd,c}$ effettivo	367642	N
Verifica	OK	
T.S.	0.43	
C.S.	2.33	

Non è necessario disporre specifica armatura a taglio.

9.2.5 Verifiche SLU

9.2.5.1 Verifica a pressoflessione

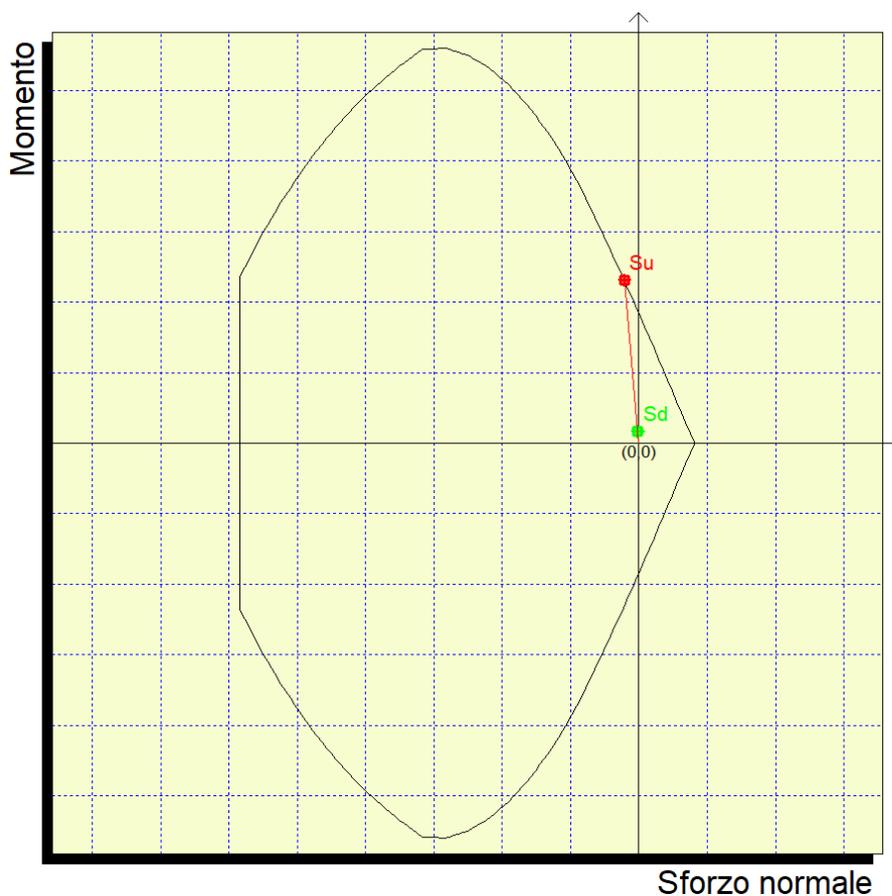
Si riportano di seguito le verifiche a pressoflessione per la combinazione SLU:

Mx	-973400
My	0
N	-4547

Sovrapponi Curve
 Aggiungi alla relazione
 Curva M - N
 Curva Mx - My

Simmetria sezione
Nessuna

[Curva Mx/My = cost.]:
 c.s.=14.2400243
 Mx ultimo =-13861239.655
 My ultimo =0.
 N ultimo =-64749.39
 [Curva N = cost.]:
 c.s.=11.54614668
 Mx ultimo =-11239019.174
 My ultimo =0.
 N ultimo =-4547.
 Nmax =245863.773
 Nmin =-1750930.44



Si specifica che le unità di misura della precedente figura sono daN e cm. $M_x, M_y < 0$ = Fibre tese per y,x minori e $N < 0$ se di compressione.

Il coefficiente di sicurezza è pari a **14.24**, la verifica risulta soddisfatta.

9.2.5.2 Verifica a taglio SLU

VERIFICA A TAGLIO SECONDO NTC2018 SENZA ARMATURE A TAGLIO		
$V_{Ed} = T_{SLU}$	241	kN
$V_{Ed} = T_{SLU}$	240860	N
R_{ck}	40	MPa
f_{ck}	33.2	MPa
c netto	40	mm
Ø ferro verticale	10	mm
Ø arm tesa	20	mm
d	940	mm
k	1.46	-
h sezione	1000	mm
Area sezione	940000	mm ²
b_w	1000	mm
Ø arm tesa	20	mm
n	10	-
strati	1	-
A_{sl}	3142	mm ²
ρ_l	0.0033	-
N_{Ed}	0	kN
N_{Ed}	0	N
AC	940000	mm ²
σ_{cp}	0	MPa
f_{cd}	21.05	MPa
γ_c	1.5	-
$C_{Rd,c}$	0.12	-
v_{min}	0.36	-
$V_{Rd,c}$	367642	N
$V_{Rd,c min}$	334856	N
$V_{Rd,c}$ effettivo	367642	N
Verifica	OK	
T.S.	0.66	
C.S.	1.53	

Non è necessario disporre specifica armatura a taglio.

9.2.6 Verifiche SLE

9.2.6.1 Sollecitazioni

Di seguito si riportano le sollecitazioni per le combinazioni rara e quasi permanente:

	N (kN)	M (kNm)
Comb rara	32.15	70.06
Comb quasi perm	17.66	50.14

9.2.6.2 Verifiche allo stato limite di formazione delle fessure

Si verifica che il valore caratteristico di apertura delle fessure w_k non superi i limiti di normativa. L'ampiezza caratteristica delle fessure è calcolata come 1.7 volte il prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ε_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{sm} :

$$w_k = 1.7 \cdot \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm}$$

Trattandosi di strutture permanentemente a contatto con il terreno, ricadono nell'ambito delle condizioni ambientali aggressive, se pertanto, in accordo con §2.5.1.8.3.2.4 MdP, si adottano i seguenti limiti per lo stato limite di apertura delle fessure :

- $w_1 = 0.2$ mm per combinazione dei carichi **RARA**.

Il valore limite di tensione di trazione nel calcestruzzo per lo stato limite di formazione delle fessure vale:

$$f_{ctm}/1.2 = -2.58 \text{ MPa.}$$

Di seguito si riporta la verifica per la combinazione rara.

Considerando la sezione interamente reagente, per la combinazione frequente si ottiene un valore massimo della tensione di trazione nel calcestruzzo pari a -0.33 MPa.

Non occorre, pertanto, verificare l'apertura delle fessure.

9.2.6.3 Verifica delle massime tensioni di esercizio CLS ed acciaio

La massima tensione di compressione del cls deve rispettare le seguenti limitazioni (vedi §2.5.1.8.3.2.1 MdP Parte II sez II):

- $\sigma_{c,max} < 0.55 f_{ck}$ per combinazione rara (caratteristica) = 18.26 MPa;
- $\sigma_{c,max} < 0.40 f_{ck}$ per combinazione quasi permanente = 13.28 MPa;

La massima tensione di compressione nel cls vale:

- $\sigma_{c,max} = 0.57$ MPa per la combinazione caratteristica (rara);
- $\sigma_{c,max} = 0.40$ MPa per la combinazione quasi permanente;

La massima tensione di trazione dell'acciaio deve rispettare la limitazione (vedi §2.5.1.8.3.2.1 MdP Parte II sez II):

- $\sigma_{s,max} < 0.75 f_{yk}$ per combinazione caratteristica (rara) = 337.5 MPa.

La massima tensione di trazione dell'acciaio vale:

- $\sigma_{s,max} = 21.08$ MPa per la combinazione caratteristica (rara).

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

9.3 Verifiche di deformabilità della fondazione

Per la tipologia e lo scopo dell'opera considerata non si ritiene necessario effettuare le verifiche di deformabilità ed il calcolo dei cedimenti della fondazione del muro.

10 INCIDENZE

Paramento verticale interno (lato monte)

Φ (mm)	passo (cm)	lunghezza (cm)	Φ ancoraggio	lunghezza tot. (cm)	peso (kg/m)	peso tot. (kg)	
22	10	599	0	599	2.984	178.7	
22	10	95.2	60	227.2	2.984	67.8	ferri d'attesa
10	20	100	0	100	0.617	18.6	ripartizione

Paramento verticale esterno (lato valle)

Φ (mm)	passo (cm)	lunghezza (cm)	Φ ancoraggio	lunghezza tot. (cm)	peso (kg/m)	peso tot. (kg)	
22	20	596	0	596	2.984	88.9	
22	20	95.2	40	183.2	2.984	27.3	ferri d'attesa
10	20	100	0	100	0.617	18.5	ripartizione

Fondazione superiore

Φ (mm)	passo (cm)	lunghezza (cm)	Φ ancoraggio	lunghezza tot. (cm)	peso (kg/m)	peso tot. (kg)	
20	10	592	0	592	2.466	146.0	
10	20	100	0	100	0.617	18.5	ripartizione

Fondazione inferiore

Φ (mm)	passo (cm)	lunghezza (cm)	Φ ancoraggio	lunghezza tot. (cm)	peso (kg/m)	peso tot. (kg)	
20	10	592	0	592	2.466	146.0	
10	20	100	0	100	0.617	18.5	ripartizione

Altre armature

Φ (mm)	numero/passi	lunghezza (cm)	Φ ancoraggio	lunghezza tot. (cm)	peso (kg/m)	peso tot. (kg)	
12	2	100	0	100	0.888	1.8	ferri di parete
18	3	376	0	376	1.998	22.5	cavallotti
8	75	74	20	90	0.395	26.7	spille
18	20	92	60	400	1.998	40.0	ferri di chiusura
12	20	42	60	114	0.888	5.1	forchette

CLS

Larghezza fondazione (m)	6
Altezza fondazione (m)	1
Volume fondazione (m ³)	6
Spessore sommità muro (m)	0.5
Spessore piede muro (m)	1.1
Altezza muro (m)	6
Volume muro (m ³)	4.8
Volume totale cls (m³)	10.8

	Da calcolo	Dichiarata
Incidenza muro (kg/m³)	70.1	80
Incidenza fondazione (kg/m³)	85.8	100

Per tenere conto di sovrapposizioni, ferri spezzati e possibili sfridi, si considerano le seguenti incidenze: 80 kg/m³ per il paramento e 100 kg/m³ per la fondazione.

11 ALLEGATO

GEOMETRIA

Altezza del muro	6	m
Spessore paramento in sommità	0.5	m
Spessore paramento alla base	1.1	m
Lunghezza mensola di monte	3.9	m
Lunghezza mensola di valle	1	m
Lunghezza totale fondazione	6	m
Altezza della fondazione	1	m
Inclinazione piano di posa	0	°
Pendenza filo interno paramento	10	%

TERRENO DI MONTE

Angolo di attrito	38	°
Tangente dell'angolo d'attrito $\tan(\varphi')$	0.781	
Coeff. parziale per $\tan(\varphi')$ - STR	1	
Coeff. parziale per $\tan(\varphi')$ - GEO	1	
Peso per unità di volume	20	kN/m ³
Angolo d'attrito terra-muro - esercizio - STR	25.33	°
Angolo d'attrito terra-muro - sisma - STR	25.33	°
Angolo d'attrito terra-muro - esercizio - GEO	25.33	°
Angolo d'attrito terra-muro - sisma - GEO	25.33	°
Altezza terreno da estradosso fondazione	6	m
Inclinazione pendio	0	°
Coeff. di spinta attiva di Muller-Breslau - STR	0.217	
Coeff. di spinta attiva di Muller-Breslau - GEO	0.217	

TERRENO DI VALLE

Angolo di attrito	32	°
Tangente dell'angolo d'attrito $\tan(\varphi')$	0.625	
Coeff. parziale per $\tan(\varphi')$ - STR	1	
Coeff. parziale per $\tan(\varphi')$ - GEO	1	
Peso per unità di volume	19.5	kN/m ³
Angolo d'attrito terra-muro - esercizio - STR	16	°
Angolo d'attrito terra-muro - sisma - STR	0	°
Angolo d'attrito terra-muro - esercizio - GEO	16.00	°
Angolo d'attrito terra-muro - sisma - GEO	0	°
Inclinazione terreno	0	°
Ricoprimento mensola di valle	1	m
Coeff. di spinta passiva di Muller-Breslau - STR	5.775	
Coeff. di spinta passiva di Muller-Breslau - GEO	5.775	
Aliquota di resistenza passiva considerata	0.00	

TERRENO DI FONDAZIONE

Angolo di attrito	32	°
Peso per unità di volume	19.5	kN/m ³
Angolo d'attrito terra-fondazione	32	°
Coesione efficace c'	0	kPa (kN/m ²)
Coeff. parziale per c' - STR	1	
Coeff. parziale per c' - GEO	1	
Coesione non drenata cu	0	kPa (kN/m ²)
Coeff. parziale per cu - STR	1	
Coeff. parziale per cu - GEO	1	
Coeff. d'attrito terra fondazione tan(δ)	0.625	
Coeff. parziale per tan(δ) - STR	1	
Coeff. parziale per tan(δ) - GEO	1	
Altezza falda da intrad. fond. positiva verso l'alto	-5	m

SOVRACCARICHI

Permanente a monte	0	kN/m ²
Permanente sulla mensola di monte	0	kN/m ²
Carico del ballast a monte	14.4	kN/m ²
Carico del ballast sulla mensola di monte	14.4	kN/m ²
Accidentale a monte	57.29	kN/m ²
Accidentale sulla mensola di monte	57.29	kN/m ²
Pressione del vento sulle barriere	2.27	kN/m ²
Altezza barriere	5	m
Interasse montanti	3	m
Permanente in testa, N	49.2	kN
Permanente in testa, T	0	kN
Permanente in testa, M	0	kNm
Accidentale in testa, N	0	kN
Accidentale in testa, T	0	kN
Accidentale in testa, M	0	kNm

SISMA

Categoria suolo	C
Fo	2.469
ag	1.51
Ss	1.471864
S _T	1
S	1.47
β_m	0.38
amax	2.224
Coefficiente sismico orizzontale	0.086
Coefficiente sismico verticale	0.043
Coeff. spinta attiva sotto sisma soprafalda	0.268
Coeff. spinta attiva sotto sisma sottofalda	0.332
Coeff. spinta passiva sotto sisma soprafalda	3.09
Coeff. spinta passiva sotto sisma sottofalda	1.12

PERMANENTI FAVOREVOLI E ACCIDENTALI FAVOREVOLI

CONDIZIONE STR

Orizzontale	Verticale	Momento
-------------	-----------	---------

CONDIZIONI DRENATE

	Orizzontale	Verticale	Momento	
Spinta del carico permanente	0.00	0.00		kN
Spinta del ballast	19.75	9.35		kN
Spinta del carico accidentale	0.00	0.00		kN
Spinta dovuta al vento	0.00			kN
Azioni permanenti in testa	0.00	54.12	0.00	kN
Azioni accidentali in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Spinta del terreno	105.61	50.00		kN
Spinta dell'acqua	0.00			kN
Resistenza passiva del terreno	0.00	0.00		kN

CONDIZIONE GEO

Orizzontale	Verticale	Momento
-------------	-----------	---------

CONDIZIONI DRENATE

	Orizzontale	Verticale	Momento	
Spinta del carico permanente	0.00	0.00		kN
Spinta del ballast	19.75	9.35		kN
Spinta del carico accidentale	0.00	0.00		kN
Spinta dovuta al vento	0.00			kN
Azioni permanenti in testa	0.00	54.12	0.00	kN
Azioni accidentali in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Spinta del terreno	105.61	50.00		kN
Spinta dell'acqua	0.00			kN
Resistenza passiva del terreno	0.00	0.00		kN

VERIFICHE ALLA TRASLAZIONE

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1+R3

Componente orizzontale del carico	125.36	kN
Resistenza al taglio	643.41	kN

Hd < Sd, VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICHE AL RIBALTAMENTO

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1+R3

Momento ribaltante	315.56	kN
Momento stabilizzante	3509.19	kN

Mrib < Mstab, VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICHE DI CAPACITA' PORTANTE

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1+R3

Fattori di capacità portante	Nq	Nc	Ny
	23.18	35.49	30.21
Coeff. per forma fondazione	sq	sc	sg
	1.02	1.04	1.02
Coeff. per approfondimento piano di posa	dq	dc	
	1.10	1.10	
Coeff. per inclinazione carico	iq	ic	ig
	0.78	0.77	0.68
Coeff. per inclinazione piano di posa	bq	bc	bg
	1	1	1
Coeff. per inclinazione terreno a valle	γq	γc	γg
	1	1	1
Carico limite risultante	11416.50	kN	
Carico verticale agente in fondazione	1029.67	kN	

Carico agente < Carico limite, VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA ECCENTRICITA'

Limite nocciolo centrale d'inerzia	1.000	m
------------------------------------	-------	---

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione STR

Eccentricità del carico in fondazione	0.102	m
---------------------------------------	-------	---

e < 1/6 B, VERIFICA SODDISFATTA

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione GEO

Eccentricità del carico in fondazione	0.102	m
---------------------------------------	-------	---

e < 1/6 B, VERIFICA SODDISFATTA

SOLLECITAZIONI SUL PARAMENTO VERTICALE

Stato limite ultimo - condizione A1+M1

Z	Spessore	N	T	M
(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kNm)
0.00	1.10	132.00	94.52	205.97
0.50	1.05	117.22	80.72	162.21
1.00	1.00	103.13	67.99	125.08
1.50	0.95	89.72	56.34	94.04
2.00	0.90	77.00	45.77	68.55
2.50	0.85	64.97	36.28	48.09
3.00	0.80	53.63	27.86	32.10
3.50	0.75	42.97	20.52	20.04
4.00	0.70	33.00	14.26	11.39
4.50	0.65	23.72	9.08	5.60
5.00	0.60	15.13	4.98	2.13
5.50	0.55	7.22	1.95	0.44
6.00	0.50	0.00	0.00	0.00

SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI MONTE

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	44.47	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	-131.88	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	-53.54	kN

SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI VALLE

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	-129.58	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	54.74	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	19.12	kN

PERMANENTI FAVOREVOLI E ACCIDENTALI SFAVOREVOLI

CONDIZIONE STR

Orizzontale	Verticale	Momento
-------------	-----------	---------

CONDIZIONI DRENATE

	Orizzontale	Verticale	Momento	
Spinta del carico permanente	0.00	0.00		kN
Spinta del ballast	19.75	9.35		kN
Spinta del carico accidentale	113.94	53.94		kN
Spinta dovuta al vento	10.22			kN
Azioni permanenti in testa	0.00	54.12	0.00	kN
Azioni accidentali in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Spinta del terreno	105.61	50.00		kN
Spinta dell'acqua	0.00			kN
Resistenza passiva del terreno	0.00	0.00		kN

CONDIZIONE GEO

Orizzontale	Verticale	Momento
-------------	-----------	---------

CONDIZIONI DRENATE

	Orizzontale	Verticale	Momento	
Spinta del carico permanente	0.00	0.00		kN
Spinta del ballast	19.75	9.35		kN
Spinta del carico accidentale	113.94	53.94		kN
Spinta dovuta al vento	10.22			kN
Azioni permanenti in testa	0.00	54.12	0.00	kN
Azioni accidentali in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Spinta del terreno	105.61	50.00		kN
Spinta dell'acqua	0.00			kN
Resistenza passiva del terreno	0.00	0.00		kN

VERIFICHE ALLA TRASLAZIONE

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1+R3

Componente orizzontale del carico	249.52	kN
Resistenza al taglio	910.70	kN

$H_d < S_d$, VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICHE AL RIBALTAMENTO

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1+R3

Momento ribaltante	811.39	kN
Momento stabilizzante	5234.65	kN

$M_{rib} < M_{stab}$, VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICHE DI CAPACITA' PORTANTE

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1+R3

Fattori di capacità portante	Nq	Nc	Ng
	23.18	35.49	30.21
Coeff. per forma fondazione	sq	sc	sg
	1.02	1.04	1.02
Coeff. per approfondimento piano di posa	dq	dc	
	1.09	1.10	
Coeff. per inclinazione carico	iq	ic	ig
	0.69	0.68	0.58
Coeff. per inclinazione piano di posa	bq	bc	bg
	1	1	1
Coeff. per inclinazione terreno a valle	gq	gc	gg
	1	1	1
Carico limite risultante	10207.58	kN	
Carico verticale agente in fondazione	1457.43	kN	

Carico agente < Carico limite, VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA ECCENTRICITA'

Limite nocciolo centrale d'inerzia	1.000	m
------------------------------------	-------	---

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione STR

Eccentricità del carico in fondazione	0.035	m
---------------------------------------	-------	---

$e < 1/6 B$, VERIFICA SODDISFATTA

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione GEO

Eccentricità del carico in fondazione	0.035	m
---------------------------------------	-------	---

$e < 1/6 B$, VERIFICA SODDISFATTA

SOLLECITAZIONI SUL PARAMENTO VERTICALE

Stato limite ultimo - condizione A1+M1

Z	Spessore	N	T	M
(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kNm)
0.00	1.10	132.00	202.40	585.79
0.50	1.05	117.22	180.46	490.12
1.00	1.00	103.13	159.59	405.15
1.50	0.95	89.72	139.80	330.35
2.00	0.90	77.00	121.09	265.17
2.50	0.85	64.97	103.46	209.07
3.00	0.80	53.63	86.91	161.52
3.50	0.75	42.97	71.43	121.98
4.00	0.70	33.00	57.03	89.91
4.50	0.65	23.72	43.71	64.77
5.00	0.60	15.13	36.58	63.90
5.50	0.55	7.22	40.73	94.41
6.00	0.50	0.00	10.22	25.54

SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI MONTE

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	156.55	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	-430.45	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	-117.05	kN

SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI VALLE

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	-208.32	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	83.74	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	40.37	kN

PERMANENTI SFAVOREVOLI E ACCIDENTALI FAVOREVOLI

CONDIZIONE STR

Orizzontale	Verticale	Momento
-------------	-----------	---------

CONDIZIONI DRENATE

	Orizzontale	Verticale	Momento	
Spinta del carico permanente	0.00	0.00		kN
Spinta del ballast	29.63	14.03		kN
Spinta del carico accidentale	0.00	0.00		kN
Spinta dovuta al vento	0.00			kN
Azioni permanenti in testa	0.00	66.42	0.00	kN
Azioni accidentali in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Spinta del terreno	129.62	61.36		kN
Spinta dell'acqua	0.00			kN
Resistenza passiva del terreno	0.00	0.00		kN

CONDIZIONE GEO

Orizzontale	Verticale	Momento
-------------	-----------	---------

CONDIZIONI DRENATE

	Orizzontale	Verticale	Momento	
Spinta del carico permanente	0.00	0.00		kN
Spinta del ballast	29.63	14.03		kN
Spinta del carico accidentale	0.00	0.00		kN
Spinta dovuta al vento	0.00			kN
Azioni permanenti in testa	0.00	66.42	0.00	kN
Azioni accidentali in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Spinta del terreno	129.62	61.36		kN
Spinta dell'acqua	0.00			kN
Resistenza passiva del terreno	0.00	0.00		kN

VERIFICHE ALLA TRASLAZIONE

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1+R3

Componente orizzontale del carico	159.24	kN
Resistenza al taglio	802.27	kN

$H_d < S_d$, VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICHE AL RIBALTAMENTO

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1+R3

Momento ribaltante	406.13	kN
Momento stabilizzante	4388.31	kN

$M_{rib} < M_{stab}$, VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICHE DI CAPACITA' PORTANTE

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1+R3

Fattori di capacità portante	N_q	N_c	N_g
	23.18	35.49	30.21
Coeff. per forma fondazione	s_q	s_c	s_g
	1.02	1.04	1.02
Coeff. per approfondimento piano di posa	d_q	d_c	
	1.10	1.10	
Coeff. per inclinazione carico	i_q	i_c	i_g
	0.77	0.76	0.68
Coeff. per inclinazione piano di posa	b_q	b_c	b_g
	1	1	1
Coeff. per inclinazione terreno a valle	g_q	g_c	g_g
	1	1	1
Carico limite risultante	11341.25	kN	
Carico verticale agente in fondazione	1283.91	kN	

Carico agente < Carico limite, VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA ECCENTRICITA'

Limite nocciolo centrale d'inerzia	1.000	m
------------------------------------	-------	---

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione STR

Eccentricità del carico in fondazione	0.102	m
---------------------------------------	-------	---

$e < 1/6 B$, VERIFICA SODDISFATTA

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione GEO

Eccentricità del carico in fondazione	0.102	m
---------------------------------------	-------	---

$e < 1/6 B$, VERIFICA SODDISFATTA

SOLLECITAZIONI SUL PARAMENTO VERTICALE

Stato limite ultimo - condizione A1+M1

Z	Spessore	N	T	M
(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kNm)
0.00	1.10	162.00	120.62	266.64
0.50	1.05	143.86	103.30	210.71
1.00	1.00	126.56	87.29	163.12
1.50	0.95	110.11	72.61	123.20
2.00	0.90	94.50	59.25	90.29
2.50	0.85	79.73	47.22	63.73
3.00	0.80	65.81	36.50	42.85
3.50	0.75	52.73	27.11	27.00
4.00	0.70	40.50	19.05	15.52
4.50	0.65	29.11	12.30	7.74
5.00	0.60	18.56	6.88	3.00
5.50	0.55	8.86	2.78	0.64
6.00	0.50	0.00	0.00	0.00

SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI MONTE

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	58.83	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	-172.74	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	-68.57	kN

SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI VALLE

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	-162.11	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	68.31	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	24.29	kN

PERMANENTI SFAVOREVOLI E ACCIDENTALI SFAVOREVOLI

CONDIZIONE STR

Orizzontale	Verticale	Momento
-------------	-----------	---------

CONDIZIONI DRENATE

	Orizzontale	Verticale	Momento	
Spinta del carico permanente	0.00	0.00		kN
Spinta del ballast	29.63	14.03		kN
Spinta del carico accidentale	113.94	53.94		kN
Spinta dovuta al vento	10.22			kN
Azioni permanenti in testa	0.00	66.42	0.00	kN
Azioni accidentali in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Spinta del terreno	129.62	61.36		kN
Spinta dell'acqua	0.00			kN
Resistenza passiva del terreno	0.00	0.00		kN

CONDIZIONE GEO

Orizzontale	Verticale	Momento
-------------	-----------	---------

CONDIZIONI DRENATE

	Orizzontale	Verticale	Momento	
Spinta del carico permanente	0.00	0.00		kN
Spinta del ballast	29.63	14.03		kN
Spinta del carico accidentale	113.94	53.94		kN
Spinta dovuta al vento	10.22			kN
Azioni permanenti in testa	0.00	66.42	0.00	kN
Azioni accidentali in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Spinta del terreno	129.62	61.36		kN
Spinta dell'acqua	0.00			kN
Resistenza passiva del terreno	0.00	0.00		kN

VERIFICHE ALLA TRASLAZIONE

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1+R3

Componente orizzontale del carico	283.40	kN
Resistenza al taglio	1069.57	kN

$H_d < S_d$, VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICHE AL RIBALTAMENTO

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1+R3

Momento ribaltante	901.96	kN
Momento stabilizzante	6113.76	kN

$M_{rib} < M_{stab}$, VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICHE DI CAPACITA' PORTANTE

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1+R3

Fattori di capacità portante	Nq	Nc	Ng
	23.18	35.49	30.21
Coeff. per forma fondazione	sq	sc	sg
	1.02	1.04	1.02
Coeff. per approfondimento piano di posa	dq	dc	
	1.09	1.10	
Coeff. per inclinazione carico	iq	ic	ig
	0.70	0.69	0.59
Coeff. per inclinazione piano di posa	bq	bc	bg
	1	1	1
Coeff. per inclinazione terreno a valle	gq	gc	gg
	1	1	1
Carico limite risultante	10331.00	kN	
Carico verticale agente in fondazione	1711.66	kN	

Carico agente < Carico limite, VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA ECCENTRICITA'

Limite nocciolo centrale d'inerzia	1.000	m
------------------------------------	-------	---

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione STR

Eccentricità del carico in fondazione	0.045	m
---------------------------------------	-------	---

$e < 1/6 B$, VERIFICA SODDISFATTA

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione GEO

Eccentricità del carico in fondazione	0.045	m
---------------------------------------	-------	---

$e < 1/6 B$, VERIFICA SODDISFATTA

SOLLECITAZIONI SUL PARAMENTO VERTICALE

Stato limite ultimo - condizione A1+M1

Z	Spessore	N	T	M
(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kNm)
0.00	1.10	162.00	228.50	646.45
0.50	1.05	143.86	203.03	538.62
1.00	1.00	126.56	178.89	443.20
1.50	0.95	110.11	156.07	359.51
2.00	0.90	94.50	134.58	286.90
2.50	0.85	79.73	114.40	224.71
3.00	0.80	65.81	95.55	172.28
3.50	0.75	52.73	78.02	128.94
4.00	0.70	40.50	61.81	94.04
4.50	0.65	29.11	46.93	66.91
5.00	0.60	18.56	38.48	64.77
5.50	0.55	8.86	41.56	94.61
6.00	0.50	0.00	10.22	25.54

SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI MONTE

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	170.91	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	-471.25	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	-132.20	kN

SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI VALLE

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	-240.86	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	97.34	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	45.47	kN

CONDIZIONE SISMICA

CONDIZIONE SISMICA

	Orizzontale	Verticale	Momento	
Spinta del carico permanente	0.00	0.00		kN
Spinta del ballast	25.51	12.08		kN
Spinta del carico accidentale	0.00	0.00		kN
Azioni permanenti in testa	0.00	49.20	0.00	kN
Azioni accidentali in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Spinta statica del terreno	96.01	58.70		kN
Spinta dinamica del terreno	27.99			kN
Resistenza passiva del terreno	0.00			kN
Inerzia del terreno	43.41			kN
Inerzia del calcestruzzo	23.26			kN
Inerzia carichi permanenti	4.24			kN
Inerzia carico ballast	5.58			kN
Inerzia carichi accidentali	0.00			kN

VERIFICHE ALLA TRASLAZIONE

Condizione sismica (condizioni drenate)

Componente orizzontale del carico	225.99	kN
Resistenza al taglio	558.62	kN

$H_d < S_d$, VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICHE AL RIBALTAMENTO

Condizione sismica

Momento ribaltante	920.41	kN
Momento stabilizzante	3374.12	kN

$M_{rib} < M_{stab}$, VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICHE DI CAPACITA' PORTANTE

Condizione sismica (condizioni drenate)

Fattori di capacità portante	Nq	Nc	Ng
	23.18	35.49	30.21
Coeff. per forma fondazione	sq	sc	sg
	1.02	1.04	1.02
Coeff. per approfondimento piano di posa	dq	dc	
	1.10	1.11	
Coeff. per inclinazione carico	iq	ic	ig
	0.59	0.57	0.45
Coeff. per inclinazione piano di posa	bq	bc	bg
	1.00	1.00	1
Coeff. per inclinazione terreno a monte	gq	gc	gg
	1	1	1.00
Carico limite risultante	7301.44	kN	
Carico verticale agente in fondazione	958.78	kN	

Carico agente < Carico limite, VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA ECCENTRICITA'

Limite nocciolo centrale d'inerzia	1.000	m
------------------------------------	-------	---

Condizione sismica (condizioni drenate)

Eccentricità del carico in fondazione	0.275	m
---------------------------------------	-------	---

$e < 1/6 B$, VERIFICA SODDISFATTA

SOLLECITAZIONI SUL PARAMENTO VERTICALE

Condizioni sismiche

Z	Spessore	N	T	M
(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kNm)
0.00	1.10	120.00	176.53	487.74
0.50	1.05	106.56	155.62	400.03
1.00	1.00	93.75	135.99	323.24
1.50	0.95	81.56	117.63	256.67
2.00	0.90	70.00	100.54	199.60
2.50	0.85	59.06	84.74	151.32
3.00	0.80	48.75	70.21	111.12
3.50	0.75	39.06	56.95	78.31
4.00	0.70	30.00	44.97	52.15
4.50	0.65	21.56	34.27	31.95
5.00	0.60	13.75	24.84	17.00
5.50	0.55	6.56	16.69	6.59
6.00	0.50	0.00	9.82	0.00

SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI MONTE

Condizione sismica

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	106.96	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	-327.71	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	-93.96	kN

SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI VALLE

Condizione sismica

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	-157.83	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	59.43	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	40.49	kN

VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE

	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]	Descrizione
materiale 1	20.00	38.00	0	
materiale 2	19.50	32	0	
materiale 3				
materiale 4				

peso specifico acqua 9.81 [kN/m³]

azioni sismiche a_g/g 0.154 (-) S_s 1.472 k_h 0.0861 (-)
 β_s 0.38 S_T 1 k_v 0.0431 (-)

x muro 100 (m) y muro 100 (m)

p.c. valle		p.c. monte		superficie 1		superficie 2		superficie 3		falda				
materiale 1		materiale 1		materiale 2		materiale 4		materiale 2		materiale 2				
	x	y		x	y		x	y		x	y			
0	100.000	101.800	0	101.500	107.000	0	75.000	100.000	0			0	70.000	95.000
1	98.550	101.800	1	109.000	107.000	1	129.000	100.000	1			1	129.000	95.000
2	89.230	101.800	2	125.900	107.000	2			2			2		
3	81.250	101.800	3			3			3			3		
4	70.000	101.800	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"/>	101.3	14.4	125	14.4	100%
sovraccarico 2 <input checked="" type="checkbox"/>	101.3	57.29	125	57.29	0%

Limiti ricerca superfici

Xa	80
Xb	97
n1	15

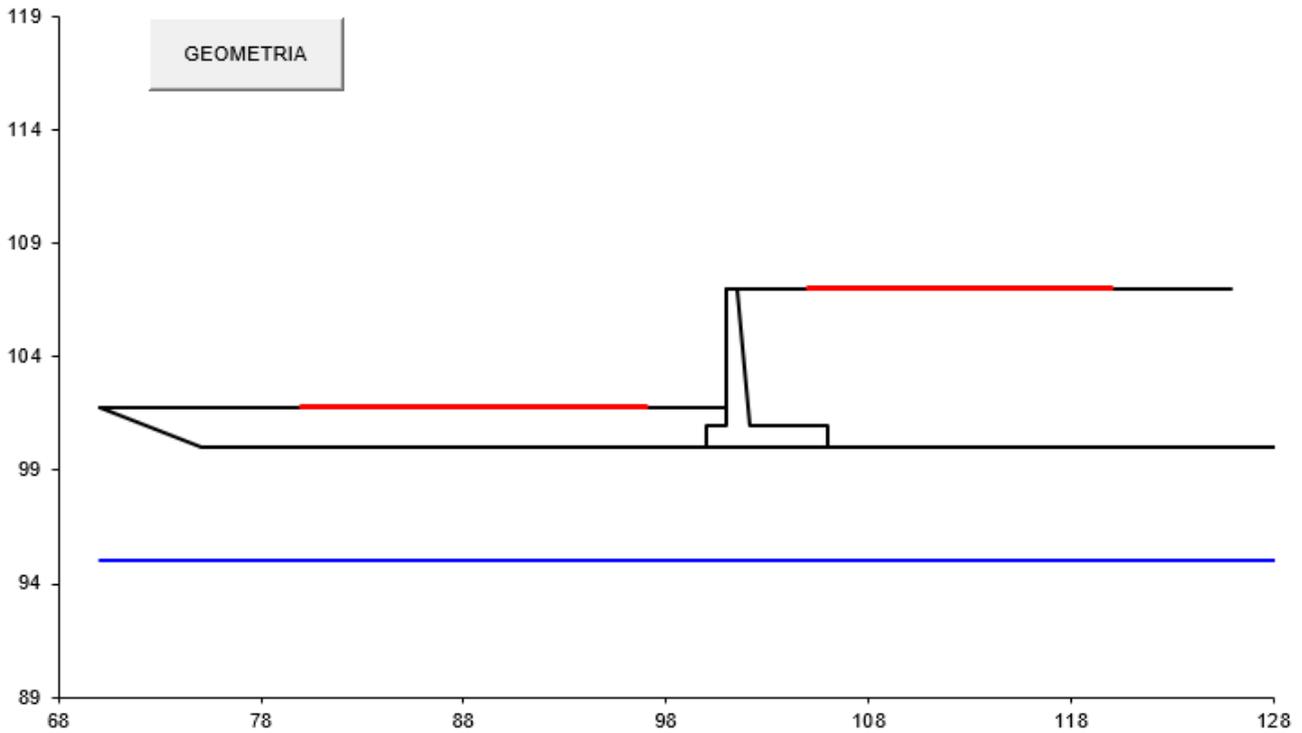
Xc	105
Xd	120
n2	15

alfa min	40
alfa max	70
n alfa	10

# superfici massimo	2816
---------------------	------

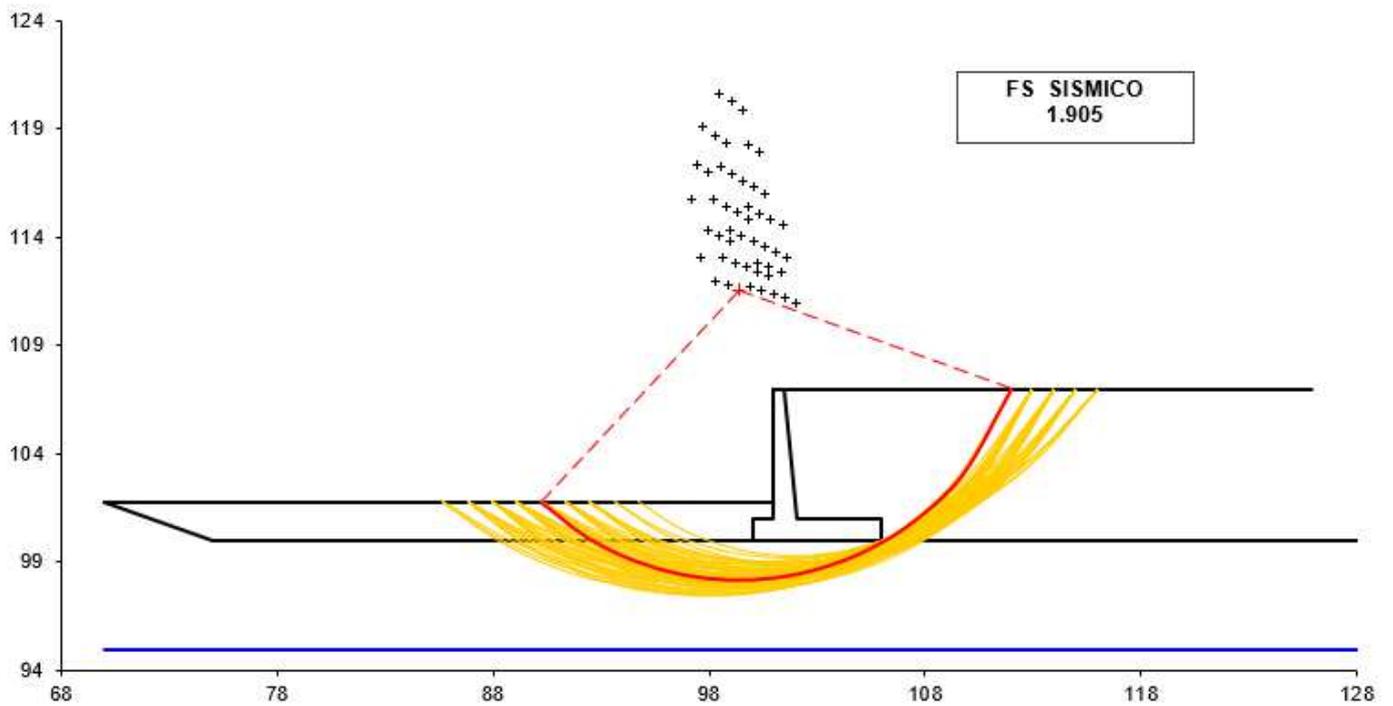
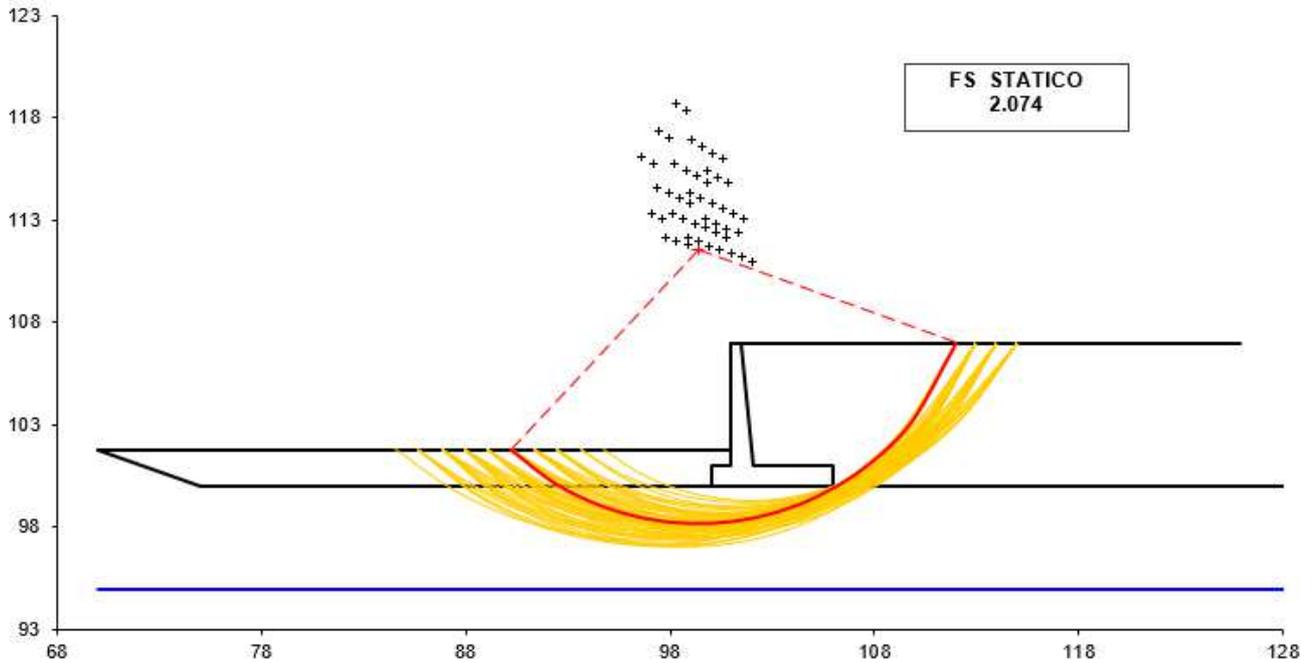
Relazione di calcolo muri di sostegno sede ferroviaria H=6m

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	PAG.
IV01	00	D 26 CL	RI 00 05 002	B	60 di 66



#strisce
30

# Superfici Calcolate	FS Bishop	
	757	STATICO
SISMICO		1.905



COMBINAZIONE RARA

SOLLECITAZIONI SUL PARAMENTO VERTICALE

Combinazione rara

Z (m)	Spessore (m)	N (kN)	T (kN)	M (kNm)
0.00	1.10	120.00	161.63	451.81
0.50	1.05	106.56	143.34	375.61
1.00	1.00	93.75	126.03	308.31
1.50	0.95	81.56	109.70	249.41
2.00	0.90	70.00	94.35	198.44
2.50	0.85	59.06	79.98	154.90
3.00	0.80	48.75	66.59	118.30
3.50	0.75	39.06	54.17	88.15
4.00	0.70	30.00	42.74	63.96
4.50	0.65	21.56	32.29	45.25
5.00	0.60	13.75	26.22	43.43
5.50	0.55	6.56	27.94	63.13
6.00	0.50	0.00	6.81	17.03

SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI MONTE

Combinazione rara - condizioni drenate

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	118.63	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	-327.80	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	-93.49	kN

SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI VALLE

Combinazione rara - condizioni drenate

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	-172.82	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	70.06	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	32.15	kN

COMBINAZIONE FREQUENTE

SOLLECITAZIONI SUL PARAMENTO VERTICALE

Combinazione frequente

Z (m)	Spessore (m)	N (kN)	T (kN)	M (kNm)
0.00	1.10	120.00	141.35	353.51
0.50	1.05	106.56	124.18	287.17
1.00	1.00	93.75	108.00	229.17
1.50	0.95	81.56	92.79	179.01
2.00	0.90	70.00	78.56	136.22
2.50	0.85	59.06	65.31	100.29
3.00	0.80	48.75	53.04	70.74
3.50	0.75	39.06	41.75	47.09
4.00	0.70	30.00	31.44	28.83
4.50	0.65	21.56	22.11	15.48
5.00	0.60	13.75	13.76	6.55
5.50	0.55	6.56	6.39	1.56
6.00	0.50	0.00	0.00	0.00

SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI MONTE

Combinazione frequente - condizioni drenate

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	91.50	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	-250.65	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	-82.96	kN

SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI VALLE

Combinazione frequente - condizioni drenate

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	-154.84	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	63.24	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	27.25	kN

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

SOLLECITAZIONI SUL PARAMENTO VERTICALE

Combinazione quasi permanente

Z (m)	Spessore (m)	N (kN)	T (kN)	M (kNm)
0.00	1.10	120.00	87.47	191.87
0.50	1.05	106.56	74.79	151.34
1.00	1.00	93.75	63.09	116.91
1.50	0.95	81.56	52.38	88.09
2.00	0.90	70.00	42.64	64.37
2.50	0.85	59.06	33.88	45.29
3.00	0.80	48.75	26.10	30.33
3.50	0.75	39.06	19.30	19.02
4.00	0.70	30.00	13.48	10.87
4.50	0.65	21.56	8.64	5.38
5.00	0.60	13.75	4.78	2.06
5.50	0.55	6.56	1.90	0.43
6.00	0.50	0.00	0.00	0.00

SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI MONTE

Combinazione quasi permanente - condizioni drenate

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	41.85	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	-123.52	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	-49.63	kN

SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI VALLE

Combinazione quasi permanente - condizioni drenate

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	-118.83	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	50.14	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	17.66	kN