

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 controripa sede stradale

SCALA:

-

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

IV01 00 D 26 CL RI0005 007 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	K. Petrucci	Giugno 2024	G. Nitti	Giugno 2024	M. Firpo	Giugno 2024	F. Arduini Giugno 2024 ITALFERR S.p.A. Direzione Tecnica Infrastrutture Centro Dot. Ing. Fabrizio Arduini Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma n° 16302 del 4
				<i>G. Nitti</i>		<i>M. Firpo</i>		

File: IV0100D26CLRI0005007A

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA	3
2	DESCRIZIONE GENERALE.....	3
3	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	4
3.1	NORMATIVA E ISTRUZIONI.....	4
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI.....	5
4.1	CALCESTRUZZO.....	5
4.1.1	<i>Classe C32/40 (fondazione ed elevazione)</i>	5
4.2	ACCIAIO	5
4.2.1	<i>Acciaio per cemento armato</i>	5
5	PARAMETRI GEOTECNICI	6
5.1	PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO	6
6	AZIONI SULLE STRUTTURE E COMBINAZIONI.....	7
6.1	AZIONI PERMANENTI: PESO PROPRIO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI (G_1).....	7
6.2	SPINTA STATICA TERRENO E SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO ACCIDENTALE E PERMANENTE.....	7
6.3	AZIONE SISMICA	8
6.4	SOVRASPINTA SISMICA	12
6.5	COMBINAZIONE DELLE AZIONI.....	13
7	VERIFICHE GEOTECNICHE: CRITERI DI CALCOLO E DI VERIFICA.....	14
8	VERIFICHE STRUTTURALI PARAMENTO.....	16
8.1	SOLLECITAZIONI SLV	16

8.2	SOLLECITAZIONI SLU	16
8.3	<i>DIMENSIONAMENTO DELLE ARMATURE</i>	16
8.4	VERIFICHE SLV	17
8.4.1	<i>Verifica a pressoflessione</i>	17
8.4.2	<i>Verifica a taglio SLV</i>	18
8.5	VERIFICHE SLU	19
8.5.1	<i>Verifica a pressoflessione</i>	19
8.5.2	<i>Verifica a taglio SLU</i>	20
8.6	VERIFICHE SLE	21
8.6.1	<i>Sollecitazioni</i>	21
8.6.2	<i>Verifiche allo stato limite di formazione delle fessure</i>	21
8.6.3	<i>Verifica delle massime tensioni di esercizio CLS ed acciaio</i>	22
8.6.4	<i>Verifiche di spostamento</i>	22
9	VERIFICHE STRUTTURALI FONDAZIONE	24
9.1	MENSOLA DI MONTE	24
9.1.1	<i>Sollecitazioni SLV</i>	24
9.1.2	<i>Sollecitazioni SLU</i>	24
9.1.3	<i>Dimensionamento delle armature</i>	25
9.1.4	<i>Verifiche SLV</i>	26
9.1.5	<i>Verifiche SLU</i>	28
9.1.6	<i>Verifiche SLE</i>	30

9.2	MENSOLA DI VALLE.....	32
9.2.1	<i>Sollecitazioni SLV</i>	32
9.2.2	<i>Sollecitazioni SLU</i>	32
9.2.3	<i>Dimensionamento delle armature</i>	32
9.2.4	<i>Verifiche SLV</i>	33
9.2.5	<i>Verifiche SLU</i>	35
9.2.6	<i>Verifiche SLE</i>	37
9.3	VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ DELLA FONDAZIONE.....	38
10	INCIDENZE.....	39
11	ALLEGATI.....	41
11.1	MURO CAT. SOTTOSUOLO E.....	41
11.2	MURO CAT. SOTTOSUOLO B.....	64

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: $E = 22000 [f_{cm}/10]^{0,3} = 33643\text{ MPa}$

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 $E_s = 206000\text{ N/mm}^2$.

5 PARAMETRI GEOTECNICI

Per le verifiche geotecniche si è fatto riferimento alla stratigrafia avente parametri più scadenti, tra quelle presenti lungo la linea.

Si assume come strato di interesse quello identificato come “Unità 2” presente intorno alla progressiva km 86+000 circa, caratterizzato dai seguenti parametri:

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

$$\varphi' = 35^\circ$$

Per i dettagli si rimanda alla relazione geotecnica generale.

Nelle verifiche geotecniche la falda di progetto è stata posta ad una profondità di 10.00m da p.c.

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:

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi' = 35^\circ$$

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

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

$$\varphi' = 35^\circ$$

6 AZIONI SULLE STRUTTURE E COMBINAZIONI

6.1 Azioni Permanenti: peso proprio degli elementi strutturali (G_1)

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 Spinta statica terreno e spinta dovuta al sovraccarico accidentale e permanente

Sui muri agiscono la spinta delle terre e la spinta dovuta al sovraccarico accidentale dovuto alla presenza dei veicoli, con riferimento alla viabilità esistente a tergo del muro.

Si assume, come riportato nel §C5.1.3.3.5.1 NTC18, lo schema di carico 1, in cui il carico tandem viene sostituito da un carico uniformemente distribuito equivalente, applicato ad una superficie rettangolare avente dimensioni 2.20m x 3.0m. Si assume una diffusione del carico verticale secondo un angolo di 30°. Assumendo una profondità pari alla metà dell'altezza dell'opera $(6m+0.8m)/2=3.40$ m, ne consegue che la superficie di calcolo, per l'applicazione del carico uniformemente distribuito equivalente, è pari alla dimensione iniziale specificata nel §C5.1.3.3.5.1 NTC18 (2.20m x 3.0m) maggiorata delle rispettive dimensioni pari all'altezza di calcolo, moltiplicato per la tangente dell'angolo di diffusione.

$$L = 2.20 \text{ m} + 2 \times (3.40 \times \tan(30^\circ)) = 2.20 \text{ m} + 3.93 \text{ m} = 6.13 \text{ m}$$

$$B = 3.0 \text{ m} + 2 \times (3.40 \times \tan(30^\circ)) = 3.0 \text{ m} + 3.93 \text{ m} = 6.93 \text{ m}$$

Ne consegue che il carico uniformemente distribuito equivalente al carico tandem dello schema di carico 1 è pari a:

$$600 \text{ kN} / (6.13 \text{ m} \times 6.93 \text{ m}) = 14.14 \text{ kN/m}^2$$

6.3 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.

Relativamente all’azione sismica, dato il grande sviluppo lineare delle opere, le stesse ricadono su zone aventi categorie di sottosuolo differenti. Nello specifico, per il tratto iniziale a partire dalla progressiva km 82+000 circa fino alla progressiva 86+000 circa, il terreno di fondazione viene classificato come categoria di sottosuolo **B**, mentre, per il tratto finale fino alla progressiva km 86+500 circa il terreno di fondazione viene classificato come categoria **E**.

Sono stati verificati entrambi i casi, risultando compatibile in ogni caso un’unica geometria.

Le verifiche più gravose sono risultate essere quelle con categoria **B** a causa della presenza concomitante di una geotecnica più scadente. Tuttavia, le sollecitazioni maggiori sui singoli elementi sono riscontrabili nel sito avente categoria sottosuolo **E**. Pertanto le verifiche strutturali vengono eseguite tenendo conto delle sollecitazioni relativo a quest’ultimo sito, riportando negli allegati anche i risultati delle verifiche geotecniche per il sottosuolo avente categoria tipo **B**.

Si riportano di seguito i vari parametri, relativi all’azione sismica per il sito di Albenga, assumendo categoria di sottosuolo **E**:

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: 8.2171 LATTITUDINE: 44.0539


Ricerca per comune

REGIONE: Liguria PROVINCIA: Savona COMUNE: Albenga

Elaborazioni grafiche
 Grafici spettri di risposta
 Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche
 Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Controllo sul reticolo

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

Interpolazione: superficie rigata

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 : 75 info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U : 1.5 info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R : 112.5 info

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

Stati limite di esercizio - SLE

SLO - $P_{VR} = 81\%$	68
SLD - $P_{VR} = 63\%$	113


Stati limite ultimi - SLU

SLV - $P_{VR} = 10\%$	1068
SLC - $P_{VR} = 5\%$	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

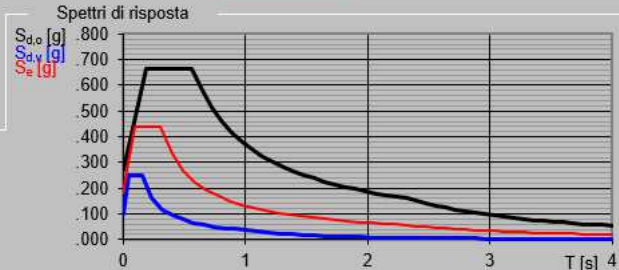
Risposta sismica locale
 Categoria di sottosuolo **E** info
 Categoria topografica **T1** info
 $S_s = 1.516$ $C_c = 1.862$ info
 $h/H = 0.000$ $S_T = 1.000$ info
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale
 Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) **5** $\eta = 1.000$ info
 Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_0 **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

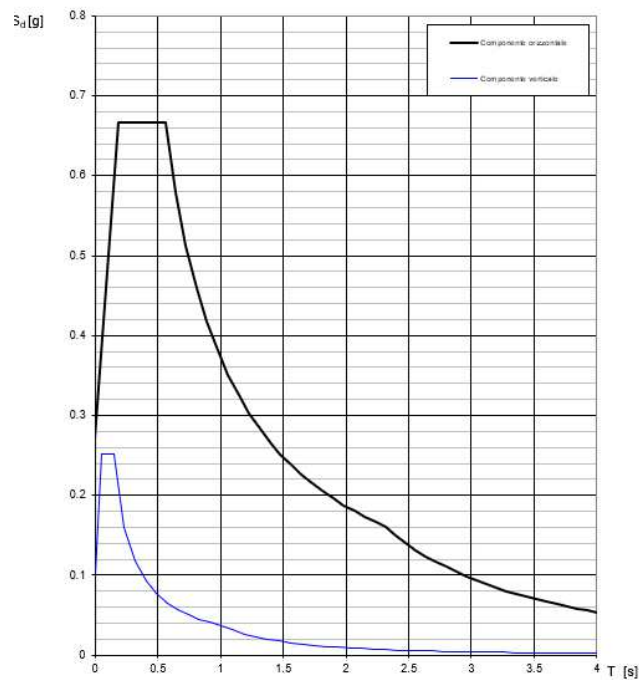
Spettri di risposta



— 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 li SLV



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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.179 g
F_0	2.456
T_c	0.300 s
S_s	1.516
C_c	1.862
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.516
η	1.000
T_B	0.186 s
T_C	0.558 s
T_D	2.317 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 $S_c(T)$ 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	0.272
$T_B \leftarrow$	0.186	0.667
$T_C \leftarrow$	0.558	0.667
	0.642	0.580
	0.726	0.513
	0.809	0.460
	0.893	0.417
	0.977	0.381
	1.061	0.351
	1.144	0.325
	1.228	0.303
	1.312	0.284
	1.395	0.267
	1.479	0.252
	1.563	0.238
	1.647	0.226
	1.730	0.215
	1.814	0.205
	1.898	0.196
	1.982	0.188
	2.065	0.180
	2.149	0.173
	2.233	0.167
$T_D \leftarrow$	2.317	0.161
	2.397	0.150
	2.477	0.141
	2.557	0.132
	2.637	0.124
	2.717	0.117
	2.798	0.110
	2.878	0.104
	2.958	0.099
	3.038	0.093
	3.118	0.089
	3.198	0.084
	3.279	0.080
	3.359	0.076
	3.439	0.073
	3.519	0.070
	3.599	0.067
	3.679	0.064
	3.760	0.061
	3.840	0.058
	3.920	0.056
	4.000	0.054

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

6.4 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:

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

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

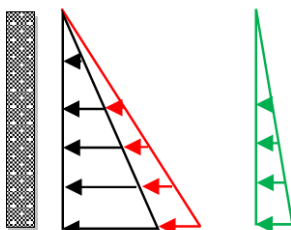
Il coefficiente per stati di spinta passiva è invece:

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

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 $a_{\max} = S a_g = S_S S_T a_g$. Per le verifiche a SLV $\beta_m=0.38$; 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.



6.5 Combinazione delle Azioni

I carichi sono stati combinati secondo quanto stabilito dalle NTC18 (§5 - Ponti stradali per i carichi da traffico)

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 per la verifica delle tensioni di esercizio;
- 4) FREQUENTE per la verifica allo stato limite di fessurazione;
- 5) QUASI PERMANENTE per la verifica allo stato limite di fessurazione e per quella delle 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.

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

8.1 Sollecitazioni SLV

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

SLV		
P	105.00	kN
M _{ed}	387.40	kNm
V _{ed}	155.09	kN

8.2 Sollecitazioni SLU

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

SLU		
P	141.75	kN
M _{ed}	284.34	kNm
V _{ed}	129.32	kN

8.3 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.

	∅	Passo	A _s	A _{s,min}	Verifica
	[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm ²]	A _s >A _{s,min}
Zona tesa (lato monte)	20	100	3141.6	3111.1	SI
Zona compressa (lato valle)	20	200	1570.8	-	-

Si dispongono legature ∅ 8 in numero di 9 al m² e un'armatura di ripartizione ∅16/20.

8.4 Verifiche SLV

8.4.1 Verifica a pressoflessione

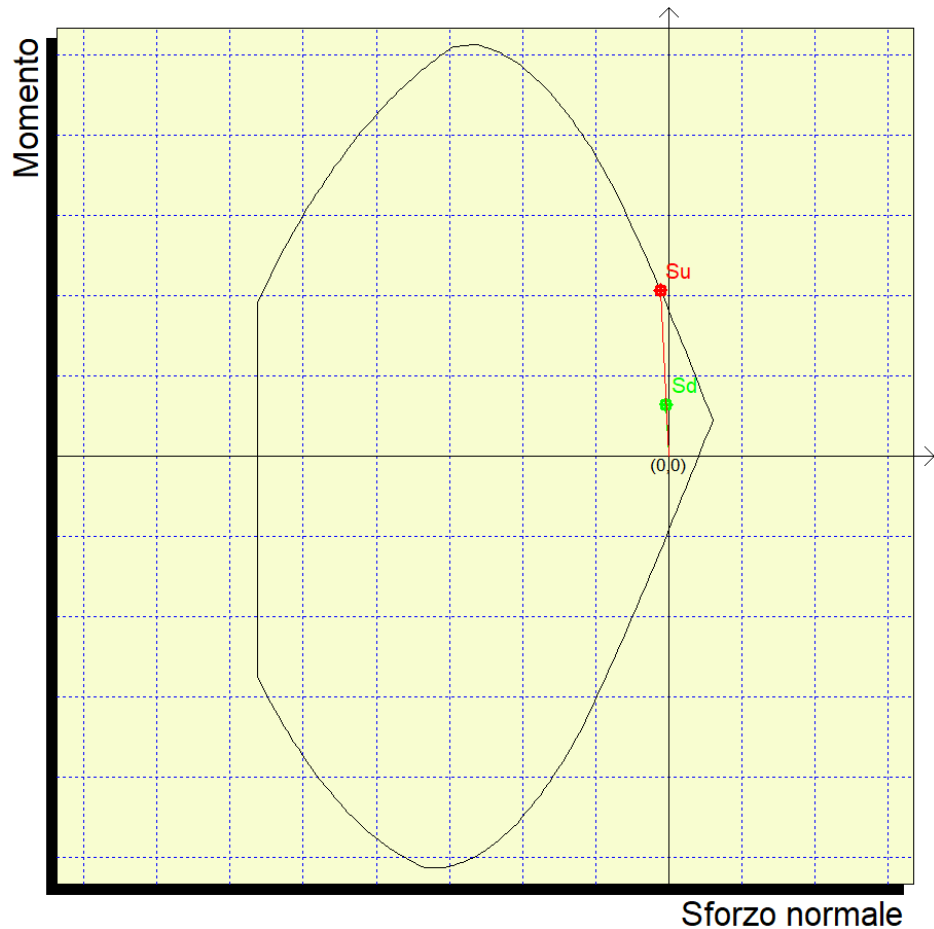
Si riportano di seguito le verifiche a pressoflessione per la combinazione SLV:

Mx	3874000
My	0
N	-10500

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

Simmetria sezione
 Nessuna

[Curva Mx/My = cost.]:
 c. s. = 3.20290233
 Mx ultimo = 12408043.622
 My ultimo = 0.
 N ultimo = -33630.474
 [Curva N = cost.]:
 c. s. = 2.94584395
 Mx ultimo = 11412199.475
 My ultimo = 0.
 N ultimo = -10500.
 Nmax = 184397.83
 Nmin = -1689464.496



Il coefficiente di sicurezza è pari a **2.95**, la verifica risulta soddisfatta.

8.4.2 Verifica a taglio SLV

VERIFICA A TAGLIO SECONDO NTC2018 SENZA ARMATURE A TAGLIO		
$V_{Ed} = T_{SLV}$	155	kN
$V_{Ed} = T_{SLV}$	155090	N
R_{ck}	40	MPa
f_{ck}	33.2	MPa
c netto	40	mm
Ø ferro ripartizione	16	mm
Ø arm tesa	20	mm
d	934	mm
k	1.46	-
h sezione	1000	mm
Area sezione	934000	mm ²
b_w	1000	mm
Ø arm tesa	20	mm
n	10	-
strati	1	-
A_{sl}	3142	mm ²
ρ_l	0.0034	-
N_{Ed}	0	kN
N_{Ed}	0	N
A_c	934000	mm ²
σ_{cp}	0	MPa
f_{cd}	21.05	MPa
γ_c	1.5	-
$C_{Rd,c}$	0.12	-
V_{min}	0.36	-
$V_{Rd,c}$	366446	N
$V_{Rd,c min}$	333224	N
$V_{Rd,c}$ effettivo	366446	N
Verifica	OK	
T.S.	0.42	
C.S.	2.36	

Non è necessario disporre specifica armatura a taglio.

8.5 Verifiche SLU

8.5.1 Verifica a pressoflessione

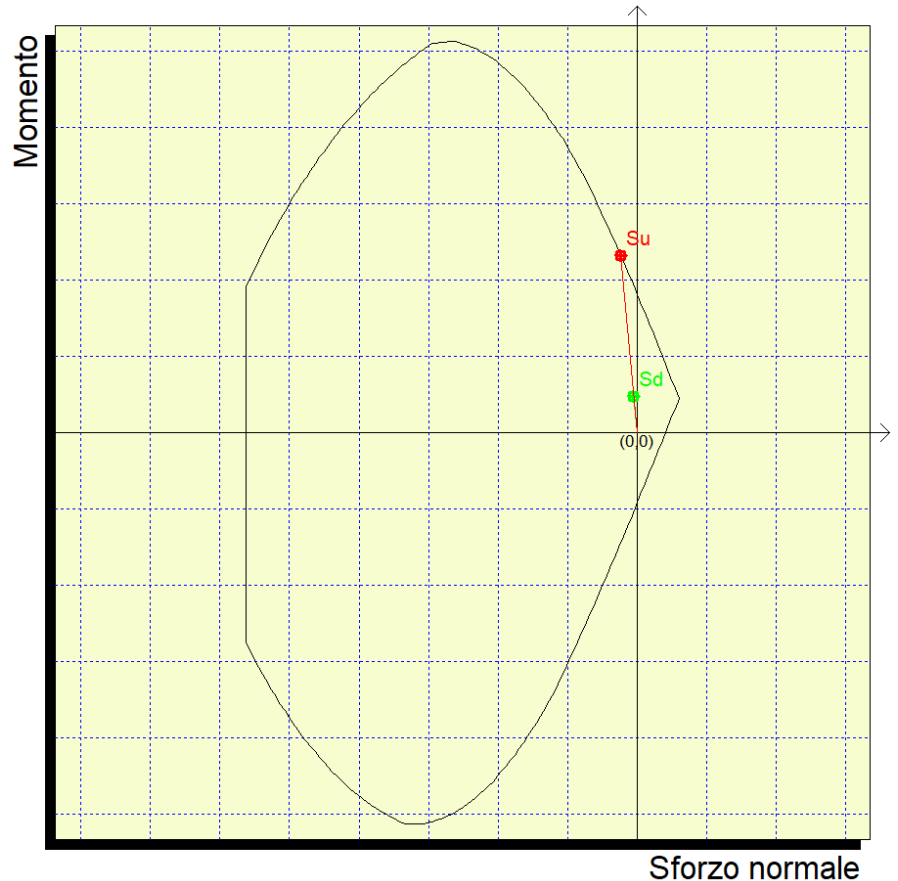
Si riportano di seguito le verifiche a pressoflessione per la combinazione SLU:

Mx	2843400
My	0
N	-14175

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

Simmetria sezione
 Nessuna

[Curva Mx/My = cost.]:
 c.s.=4.89582553
 Mx ultimo =13920790.3
 My ultimo =0.
 N ultimo =-69398.327
 [Curva N = cost.]:
 c.s.=4.06994011
 Mx ultimo =11572467.715
 My ultimo =0.
 N ultimo =-14175.
 Nmax =184397.83
 Nmin =-1689464.496



Il coefficiente di sicurezza è pari a **4.07**, la verifica risulta soddisfatta.

8.5.2 Verifica a taglio SLU

VERIFICA A TAGLIO SECONDO NTC2018 SENZA ARMATURE A TAGLIO		
$V_{Ed} = T_{SLU}$	129	kN
$V_{Ed} = T_{SLU}$	129320	N
R_{ck}	40	MPa
f_{ck}	33.2	MPa
c netto	40	mm
Ø ferro ripartizione	16	mm
Ø arm tesa	20	mm
d	934	mm
k	1.46	-
h sezione	1000	mm
Area sezione	934000	mm ²
b_w	1000	mm
Ø arm tesa	20	mm
n	10	-
strati	1	-
A_{sl}	3142	mm ²
ρ_l	0.0034	-
N_{Ed}	0	kN
N_{Ed}	0	N
A_c	934000	mm ²
σ_{cp}	0	MPa
f_{cd}	21.05	MPa
γ_c	1.5	-
$C_{Rd,c}$	0.12	-
V_{min}	0.36	-
$V_{Rd,c}$	366446	N
$V_{Rd,c min}$	333224	N
$V_{Rd,c effettivo}$	366446	N
Verifica	OK	
T.S.	0.35	
C.S.	2.83	

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:

	N (kN)	M (kNm)
Comb RARA	105.00	210.62
Comb FREQ	105.00	196.34
Comb. Q PERM	105.00	153.50

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 permanentemente a contatto con il terreno, ricadono nell'ambito delle condizioni ambientali ordinarie, e pertanto, in accordo con §4.1.2.2.4.4 NTC18, si adottano i seguenti limiti per lo stato limite di apertura delle fessure :

- $w_1 = 0.2$ mm per combinazione dei carichi **QUASI PERMANENTE**.
- $w_2 = 0.3$ mm per combinazione dei carichi **FREQUENTE**.

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 le combinazioni previste:

Considerando la sezione interamente reagente:

- per la combinazione **frequente** si ottiene un valore massimo della tensione di trazione nel calcestruzzo pari a -0.90 MPa;
- per la combinazione **quasi permanente** si ottiene un valore massimo della tensione di trazione nel calcestruzzo pari a -0.69 MPa;

Non occorre, pertanto, verificare l'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 §4.1.2.2.5.1 NTC18):

- $\sigma_{c,max} < 0.60 f_{ck}$ per combinazione rara (caratteristica) = 19.92 MPa;
- $\sigma_{c,max} < 0.45 f_{ck}$ per combinazione quasi permanente = 14.94 MPa;

La massima tensione di compressione nel cls vale:

- $\sigma_{c,max} = 1.89$ MPa per la combinazione caratteristica (rara);
- $\sigma_{c,max} = 1.38$ MPa per la combinazione quasi permanente;

La massima tensione di trazione dell'acciaio deve rispettare la limitazione (vedi §4.1.2.2.5.1 NTC18):

- $\sigma_{s,max} < 0.80 f_{yk}$ per combinazione caratteristica (rara) = 360 MPa.

La massima tensione di trazione dell'acciaio vale:

- $\sigma_{s,max} = 63.48$ 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, di intensità

$$p_2 = k_a \cdot q_t \cdot 1 \cdot \cos \delta.$$

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 **0.35 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	1.6	-
S_T	1	-
B	0.44	m
A	-8.07	-
a_g	0.055	g
a_{max}	0.088	g
a_c	0.2130	g
d	0.000023	mm

Lo spostamento, calcolato con riferimento alla categoria di suolo E, più gravosa, 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:

SLV		
T_{ed}	96.86	kN
M_{ed}	-241.03	kNm
N_{ed}	-65.35	kN

9.1.2 Sollecitazioni SLU

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

SLU		
T_{ed}	88.28	kN
M_{ed}	-203.18	kNm
N_{ed}	-72.38	kN

9.1.3 Dimensionamento delle armature

Per il dimensionamento delle armature si considera una sezione pari a 0.8 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	2488.9	SI
Zona compressa (inferiore)	20	100	3141.6	1244.4	-

Si dispongono legature $\varnothing 8$ in numero di 9 al m² e un'armatura di ripartizione $\varnothing 16/20$.

9.1.4 Verifiche SLV

9.1.4.1.1 Verifica a pressoflessione

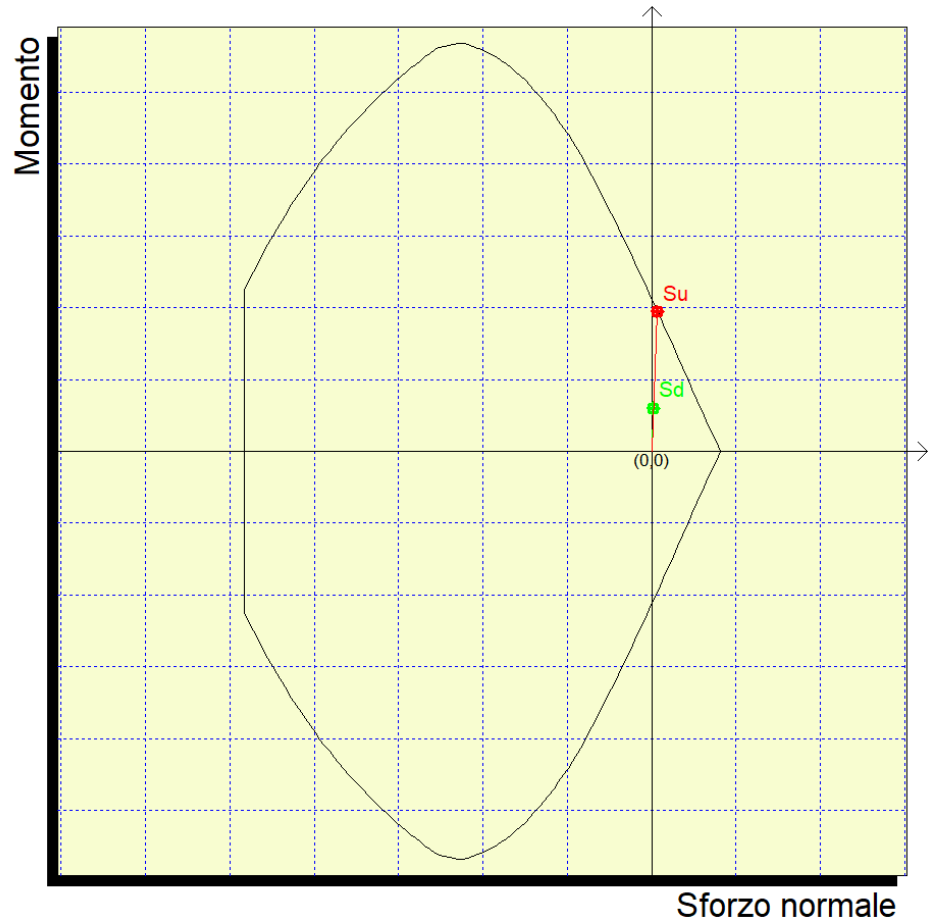
Si riportano di seguito le verifiche a pressoflessione per la combinazione SLV:

Mx	2410300
My	0
N	6535

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

Simmetria sezione
 Nessuna

[Curva Mx/My = cost.]:
 c.s.=3.23492991
 Mx ultimo =7797151.556
 My ultimo =0.
 N ultimo =21140.267
 [Curva N = cost.]:
 c.s.=3.44346545
 Mx ultimo =8299784.764
 My ultimo =0.
 N ultimo =6535.
 Nmax =245863.773
 Nmin =-1449917.106



Il coefficiente di sicurezza è pari a **3.23**, la verifica risulta soddisfatta.

9.1.4.1.2 Verifica a taglio SLV

VERIFICA A TAGLIO SECONDO NTC2018 SENZA ARMATURE A TAGLIO		
$V_{Ed} = T_{SLV}$	97	kN
$V_{Ed} = T_{SLV}$	96860	N
R_{ck}	40	MPa
f_{ck}	33.2	MPa
c netto	40	mm
Ø ferro ripartizione	16	mm
Ø arm tesa	20	mm
d	734	mm
k	1.52	-
h sezione	800	mm
Area sezione	734000	mm ²
b_w	1000	mm
Ø arm tesa	20	mm
n	10	-
strati	1	-
A_{sl}	3142	mm ²
ρ_l	0.0043	-
N_{Ed}	0	kN
N_{Ed}	0	N
A_c	734000	mm ²
σ_{cp}	0	MPa
f_{cd}	21.05	MPa
γ_c	1.5	-
$C_{Rd,c}$	0.12	-
V_{min}	0.38	-
$V_{Rd,c}$	324704	N
$V_{Rd,c \min}$	277941	N
$V_{Rd,c \text{ effettivo}}$	324704	N
Verifica	OK	
T.S.	0.30	
C.S.	3.35	

Non è necessario disporre specifica armatura a taglio.

9.1.5 Verifiche SLU

9.1.5.1.1 Verifica a pressoflessione

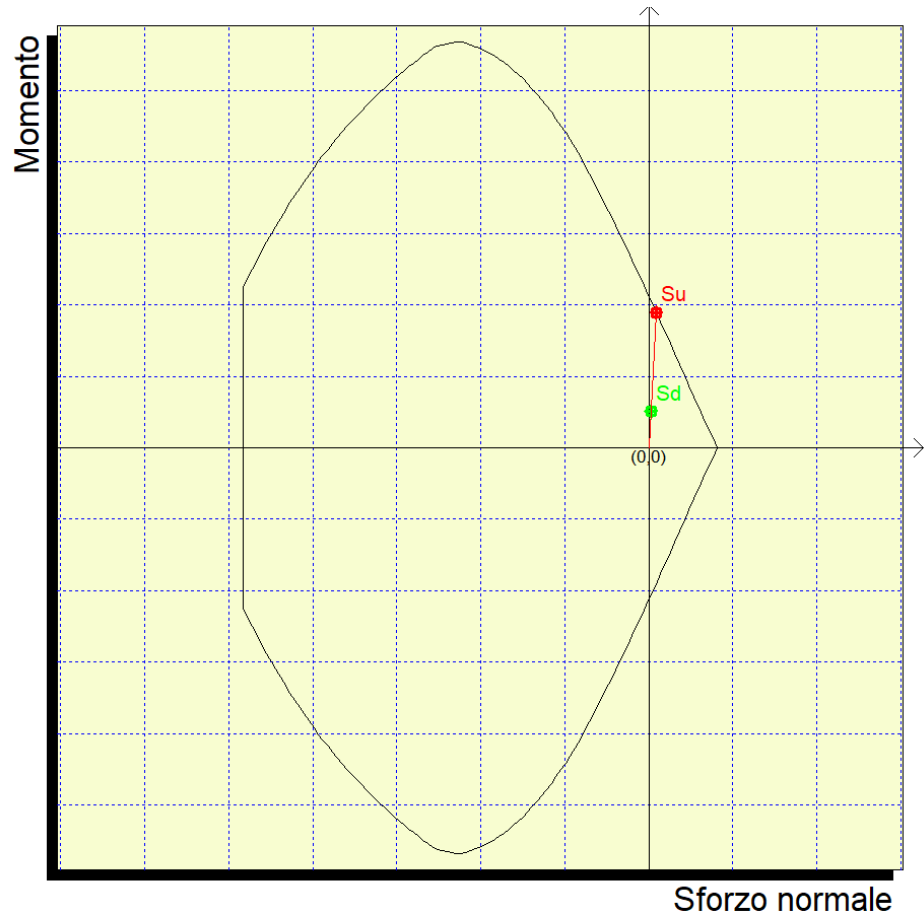
Si riportano di seguito le verifiche a pressoflessione per la combinazione SLU:

Mx	2031800
My	0
N	7328

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

Simmetria sezione
 Nessuna

[Curva Mx/My = cost.]:
 c. s. = 3.73213873
 Mx ultimo = 7582959.469
 My ultimo = 0.
 N ultimo = 27349.113
 [Curva N = cost.]:
 c. s. = 4.07151002
 Mx ultimo = 8272494.052
 My ultimo = 0.
 N ultimo = 7328.
 Nmax = 245863.773
 Nmin = -1449917.106



Il coefficiente di sicurezza è pari a **3.73**, la verifica risulta soddisfatta.

9.1.5.1.2 Verifica a taglio SLU

VERIFICA A TAGLIO SECONDO NTC2018 SENZA ARMATURE A TAGLIO		
$V_{Ed} = T_{SLU}$	88	kN
$V_{Ed} = T_{SLU}$	88280	N
R_{ck}	40	MPa
f_{ck}	33.2	MPa
c netto	40	mm
Ø ferro ripartizione	16	mm
Ø arm tesa	20	mm
d	734	mm
k	1.52	-
h sezione	800	mm
Area sezione	734000	mm ²
b_w	1000	mm
Ø arm tesa	20	mm
n	10	-
strati	1	-
A_{sl}	3142	mm ²
ρ_l	0.0043	-
N_{Ed}	0	kN
N_{Ed}	0	N
A_c	734000	mm ²
σ_{cp}	0	MPa
f_{cd}	21.05	MPa
γ_c	1.5	-
$C_{Rd,c}$	0.12	-
V_{min}	0.38	-
$V_{Rd,c}$	324704	N
$V_{Rd,c min}$	277941	N
$V_{Rd,c}$ effettivo	324704	N
Verifica	OK	
T.S.	0.27	
C.S.	3.68	

Non è necessario disporre specifica armatura a taglio.

9.1.6 Verifiche SLE

Di seguito si riportano le sollecitazioni per le combinazioni:

	N (kN)	M (kNm)
Comb RARA	-53.61	-150.51
Comb FREQ	-50.97	-139.26
Comb. Q PERM	-42.99	-105.56

9.1.6.1.1 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 ordinarie, e pertanto, in accordo con §4.1.2.2.4.4 NTC18, si adottano i seguenti limiti per lo stato limite di apertura delle fessure :

- $w_1 = 0.2$ mm per combinazione dei carichi **QUASI PERMANENTE**.
- $w_2 = 0.3$ mm per combinazione dei carichi **FREQUENTE**.

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 le combinazioni previste:

Considerando la sezione interamente reagente:

- per la combinazione **frequente** si ottiene un valore massimo della tensione di trazione nel calcestruzzo pari a -1.10 MPa;
- per la combinazione **quasi permanente** si ottiene un valore massimo della tensione di trazione nel calcestruzzo pari a -0.84 MPa;

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

9.1.6.1.2 Verifica delle massime tensioni di esercizio CLS ed acciaio

La massima tensione di compressione del cls deve rispettare le seguenti limitazioni (vedi §4.1.2.2.5.1 NTC18):

- $\sigma_{c,max} < 0.60 f_{ck}$ per combinazione rara (caratteristica) = 19.92 MPa;
- $\sigma_{c,max} < 0.45 f_{ck}$ per combinazione quasi permanente = 14.94 MPa;

La massima tensione di compressione nel cls vale:

- $\sigma_{c,max} = 1.68$ MPa per la combinazione caratteristica (rara);
- $\sigma_{c,max} = 1.17$ MPa per la combinazione quasi permanente;

La massima tensione di trazione dell'acciaio deve rispettare la limitazione (vedi §4.1.2.2.5.1 NTC18):

- $\sigma_{s,max} < 0.80 f_{yk}$ per combinazione caratteristica (rara) = 360 MPa.

La massima tensione di trazione dell'acciaio vale:

- $\sigma_{s,max} = 79.74$ 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:

SLV		
T _{ed}	-109.64	kN
M _{ed}	32.13	kNm
N _{ed}	30.58	kN

9.2.2 Sollecitazioni SLU

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

SLU		
T _{ed}	-126.65	kN
M _{ed}	40.49	kNm
N _{ed}	25.11	kN

9.2.3 Dimensionamento delle armature

Per il dimensionamento delle armature si considera una sezione pari a 0.8 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	2488.9	SI
Zona compressa (superiore)	20	100	3141.6	1244.4	-

Si dispongono legature Ø 8 in numero di 9 al m² e un'armatura di ripartizione Ø16/20.

9.2.4 Verifiche SLV

9.2.4.1.1 Verifica a pressoflessione

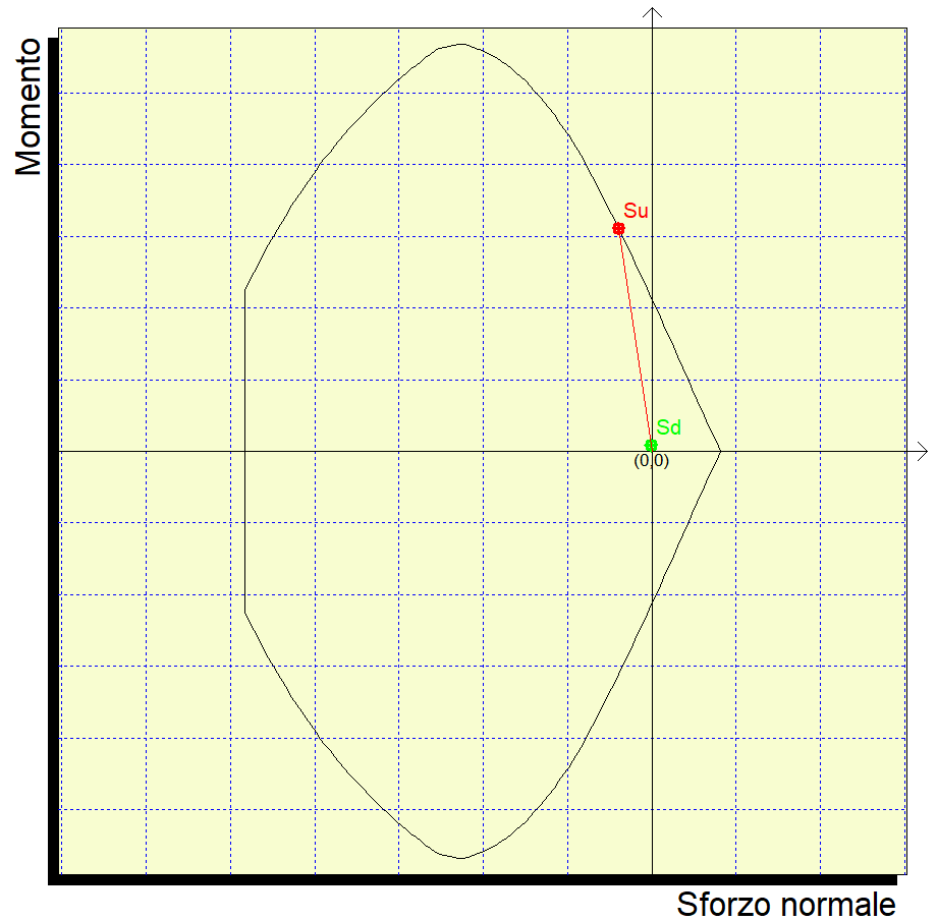
Si riportano di seguito le verifiche a pressoflessione per la combinazione SLV:

Mx	-321200
My	0
N	-3058

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

Simmetria sezione
 Nessuna

[Curva Mx/My = cost.]:
 c.s.=38.74539131
 Mx ultimo =-12445019.689
 My ultimo =0.
 N ultimo =-118483.407
 [Curva N = cost.]:
 c.s.=26.85960333
 Mx ultimo =-8627304.589
 My ultimo =0.
 N ultimo =-3058.
 Nmax =245863.773
 Nmin =-1449917.106



Il coefficiente di sicurezza è pari a **28.86**, la verifica risulta soddisfatta.

9.2.4.1.2 Verifica a taglio SLV

VERIFICA A TAGLIO SECONDO NTC2018 SENZA ARMATURE A TAGLIO		
$V_{Ed} = T_{SLV}$	110	kN
$V_{Ed} = T_{SLV}$	109640	N
R_{ck}	40	MPa
f_{ck}	33.2	MPa
c netto	40	mm
Ø ferro ripartizione	16	mm
Ø arm tesa	20	mm
d	734	mm
k	1.52	-
h sezione	800	mm
Area sezione	734000	mm ²
b_w	1000	mm
Ø arm tesa	20	mm
n	10	-
strati	1	-
A_{sl}	3142	mm ²
ρ_l	0.0043	-
N_{Ed}	0	kN
N_{Ed}	0	N
A_c	734000	mm ²
σ_{cp}	0	MPa
f_{cd}	21.05	MPa
γ_c	1.5	-
$C_{Rd,c}$	0.12	-
V_{min}	0.38	-
$V_{Rd,c}$	324704	N
$V_{Rd,c min}$	277941	N
$V_{Rd,c}$ effettivo	324704	N
Verifica	OK	
T.S.	0.34	
C.S.	2.96	

Non è necessario disporre specifica armatura a taglio.

9.2.5 Verifiche SLU

9.2.5.1.1 Verifica a pressoflessione

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

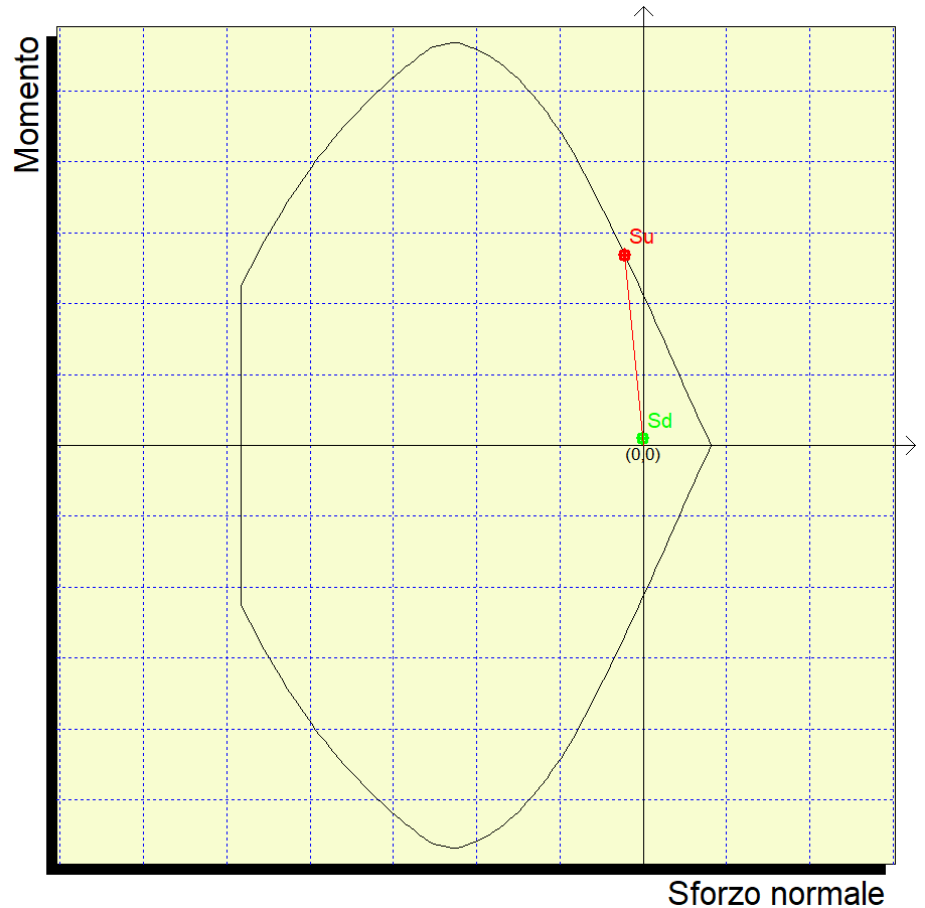
Mx	-404900
My	0
N	-2511

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

Simmetria sezione
Nessuna

[Curva Mx/My = cost.]:
c.s.=26.58539935
Mx ultimo =-10764428.198
My ultimo =0.
N ultimo =-66755.938

[Curva N = cost.]:
c.s.=21.26138707
Mx ultimo =-8608735.624
My ultimo =0.
N ultimo =-2511.
Nmax =245863.773
Nmin =-1449917.106



Il coefficiente di sicurezza è pari a **21.26**, la verifica risulta soddisfatta.

9.2.5.1.2 Verifica a taglio SLU

VERIFICA A TAGLIO SECONDO NTC2018 SENZA ARMATURE A TAGLIO		
$V_{Ed} = T_{SLU}$	127	kN
$V_{Ed} = T_{SLU}$	126650	N
R_{ck}	40	MPa
f_{ck}	33.2	MPa
c netto	40	mm
Ø ferro ripartizione	16	mm
Ø arm tesa	20	mm
d	734	mm
k	1.52	-
h sezione	800	mm
Area sezione	734000	mm ²
b_w	1000	mm
Ø arm tesa	20	mm
n	10	-
strati	1	-
A_{sl}	3142	mm ²
ρ_l	0.0043	-
N_{Ed}	0	kN
N_{Ed}	0	N
A_c	734000	mm ²
σ_{cp}	0	MPa
f_{cd}	21.05	MPa
γ_c	1.5	-
$C_{Rd,c}$	0.12	-
V_{min}	0.38	-
$V_{Rd,c}$	324704	N
$V_{Rd,c min}$	277941	N
$V_{Rd,c}$ effettivo	324704	N
Verifica	OK	
T.S.	0.39	
C.S.	2.56	

Non è necessario disporre specifica armatura a taglio.

9.2.6 Verifiche SLE

Di seguito si riportano le sollecitazioni per le combinazioni:

	N (kN)	M (kNm)
Comb RARA	18.60	29.99
Comb FREQ	17.63	29.06
Comb. Q PERM	14.77	26.26

9.2.6.1.1 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 ordinarie, e pertanto, in accordo con §4.1.2.2.4.4 NTC18, si adottano i seguenti limiti per lo stato limite di apertura delle fessure :

- $w_1 = 0.2$ mm per combinazione dei carichi **QUASI PERMANENTE**.
- $w_2 = 0.3$ mm per combinazione dei carichi **FREQUENTE**.

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 le combinazioni previste:

Considerando la sezione interamente reagente:

- per la combinazione **frequente** si ottiene un valore massimo della tensione di trazione nel calcestruzzo pari a -0.20 MPa;
- per la combinazione **quasi permanente** si ottiene un valore massimo della tensione di trazione nel calcestruzzo pari a -0.18 MPa;

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

9.2.6.1.2 Verifica delle massime tensioni di esercizio CLS ed acciaio

La massima tensione di compressione del cls deve rispettare le seguenti limitazioni (vedi §4.1.2.2.5.1 NTC18):

- $\sigma_{c,max} < 0.60 f_{ck}$ per combinazione rara (caratteristica) = 19.92 MPa;
- $\sigma_{c,max} < 0.45 f_{ck}$ per combinazione quasi permanente = 14.94 MPa;

La massima tensione di compressione nel cls vale:

- $\sigma_{c,max} = 0.36$ MPa per la combinazione caratteristica (rara);
- $\sigma_{c,max} = 0.32$ MPa per la combinazione quasi permanente;

La massima tensione di trazione dell'acciaio deve rispettare la limitazione (vedi §4.1.2.2.5.1 NTC18):

- $\sigma_{s,max} < 0.80 f_{yk}$ per combinazione caratteristica (rara) = 360 MPa.

La massima tensione di trazione dell'acciaio vale:

- $\sigma_{s,max} = 11.58$ 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

MURI DI SOSTEGNO

Paramento verticale interno (lato monte)

Φ (mm)	passo (cm)	lunghezza (cm)	Φ ancoraggio	lunghezza tot. (cm)	peso (kg/m)	peso tot. (kg)	
20	10	599	0	599	2.466	147.7	
20	10	75.2	60	195.2	2.466	48.1	ferri d'attesa
16	20	100	0	100	1.578	47.6	ripartizione

Paramento verticale esterno (lato valle)

Φ (mm)	passo (cm)	lunghezza (cm)	Φ ancoraggio	lunghezza tot. (cm)	peso (kg/m)	peso tot. (kg)	
20	20	596	0	596	2.466	73.5	
20	20	75.2	40	155.2	2.466	19.1	ferri d'attesa
16	20	100	0	100	1.578	47.3	ripartizione

Fondazione superiore

Φ (mm)	passo (cm)	lunghezza (cm)	Φ ancoraggio	lunghezza tot. (cm)	peso (kg/m)	peso tot. (kg)	
20	10	492	0	492	2.466	121.3	
16	20	100	0	100	1.578	39.5	ripartizione

Fondazione inferiore

Φ (mm)	passo (cm)	lunghezza (cm)	Φ ancoraggio	lunghezza tot. (cm)	peso (kg/m)	peso tot. (kg)	
20	10	492	0	492	2.466	121.3	
16	20	100	0	100	1.578	39.5	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	333.6	0	333.6	1.998	20.0	cavallotti
8	75	64	20	80	0.395	23.7	spille
14	20	72	60	312	1.208	18.8	ferri di chiusura
12	20	32	60	104	0.888	4.6	forchette

CLS

Larghezza fondazione (m)	5
Altezza fondazione (m)	0.8
Volume fondazione (m ³)	4
Spessore sommità muro (m)	0.4
Spessore piede muro (m)	1
Altezza muro (m)	6
Volume muro (m ³)	4.2
Volume totale cls (m³)	8.2

	Da calcolo	Dichiarata
Incidenza muro (kg/m³)	82.0	90
Incidenza fondazione (kg/m³)	107.4	115

Per tenere conto di sovrapposizioni, sfridi e ferri spezzati si considerano come incidenze 90 kg/m³ per il paramento e 115 kg/m³ per la fondazione.

11 ALLEGATI

11.1 MURO CAT. SOTTOSUOLO E

GEOMETRIA

Altezza del muro	6	m
Spessore paramento in sommità	0.4	m
Spessore paramento alla base	1	m
Lunghezza mensola di monte	3.2	m
Lunghezza mensola di valle	0.8	m
Lunghezza totale fondazione	5	m
Altezza della fondazione	0.8	m
Inclinazione piano di posa	0	°
Pendenza filo interno paramento	10	%

TERRENO DI MONTE

Angolo di attrito	35	°
Tangente dell'angolo d'attrito $\tan(\varphi')$	0.700	
Coeff. parziale per $\tan(\varphi')$ - STR	1	
Coeff. parziale per $\tan(\varphi')$ - GEO	1	
Peso per unità di volume	19	kN/m ³
Angolo d'attrito terra-muro - esercizio - STR	23.33	°
Angolo d'attrito terra-muro - sisma - STR	23.33	°
Angolo d'attrito terra-muro - esercizio - GEO	23.33	°
Angolo d'attrito terra-muro - sisma - GEO	23.33	°
Altezza terreno da estradosso fondazione	6	m
Inclinazione pendio	0	°
Coeff. di spinta attiva di Muller-Breslau - STR	0.244	
Coeff. di spinta attiva di Muller-Breslau - GEO	0.244	

TERRENO DI VALLE

Angolo di attrito	35	°
Tangente dell'angolo d'attrito $\tan(\varphi')$	0.700	
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	17.5	°
Angolo d'attrito terra-muro - sisma - STR	0	°
Angolo d'attrito terra-muro - esercizio - GEO	17.50	°
Angolo d'attrito terra-muro - sisma - GEO	0	°
Inclinazione terreno	0	°
Ricoprimento mensola di valle	0.5	m
Coeff. di spinta passiva di Muller-Breslau - STR	7.357	
Coeff. di spinta passiva di Muller-Breslau - GEO	7.357	
Aliquota di resistenza passiva considerata	0.00	

TERRENO DI FONDAZIONE

Angolo di attrito	35	°
Peso per unità di volume	20	kN/m ³
Angolo d'attrito terra-fondazione	35	°
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)	0.700	
Coeff. parziale per tan(δ) - STR	1	
Coeff. parziale per tan(δ) - GEO	1	
Altezza falda da intrad. fond. positiva verso l'alto	-1	m

SOVRACCARICHI

Permanente a monte	0	kN/m ²
Permanente sulla mensola di monte	0	kN/m ²
Carico del ballast a monte	0	kN/m ²
Carico del ballast sulla mensola di monte	0	kN/m ²
Accidentale a monte	14.14	kN/m ²
Accidentale sulla mensola di monte	14.14	kN/m ²
Pressione del vento sulle barriere	0	kN/m ²
Altezza barriere	0	m
Interasse montanti	0.25	m
Permanente in testa, N	0	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	E
Fo	2.456
ag	1.76
Ss	1.516414
St	1
S	1.52
βs	0.38
amax	2.663
Coefficiente sismico orizzontale	0.103
Coefficiente sismico verticale	0.052
Coeff. spinta attiva sotto sisma soprafalda	0.312
Coeff. spinta attiva sotto sisma sottofalda	0.411
Coeff. spinta passiva sotto sisma soprafalda	3.48
Coeff. spinta passiva sotto sisma sottofalda	1.15

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	0.00	0.00		kN
Spinta del carico accidentale	0.00	0.00		kN
Spinta dovuta al vento	0.00			kN
Azioni permanenti in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Azioni accidentali in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Spinta del terreno	98.58	42.52		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	0.00	0.00		kN
Spinta del carico accidentale	0.00	0.00		kN
Spinta dovuta al vento	0.00			kN
Azioni permanenti in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Azioni accidentali in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Spinta del terreno	98.58	42.52		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	98.58	kN
Resistenza al taglio	452.70	kN

Hd < Sd, VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICHE AL RIBALTAMENTO

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

Momento ribaltante	223.46	kN
Momento stabilizzante	1880.66	kN

Mr**ib** < Mst**ab**, VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICHE DI CAPACITA' PORTANTE

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

Fattori di capacità portante	Nq	Nc	Ny
	33.30	46.12	48.03
Coeff. per forma fondazione	sq	sc	sg
	1.02	1.04	1.02
Coeff. per approfondimento piano di posa	dq	dc	
	1.07	1.07	
Coeff. per inclinazione carico	iq	ic	ig
	0.72	0.72	0.61
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	8241.07	kN	
Carico verticale agente in fondazione	646.52	kN	

Carico agente < Carico limite, VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA ECCENTRICITA'

Limite nocciolo centrale d'inerzia	0.833	m
------------------------------------	-------	---

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione STR

Eccentricità del carico in fondazione	0.063	m
---------------------------------------	-------	---

e < 1/6 B, VERIFICA SODDISFATTA

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione GEO

Eccentricità del carico in fondazione	0.063	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	1.00	105.00	76.75	153.50
0.50	0.95	92.81	64.49	118.24
1.00	0.90	81.25	53.30	88.83
1.50	0.85	70.31	43.17	64.76
2.00	0.80	60.00	34.11	45.48
2.50	0.75	50.31	26.12	30.47
3.00	0.70	41.25	19.19	19.19
3.50	0.65	32.81	13.32	11.10
4.00	0.60	25.00	8.53	5.69
4.50	0.55	17.81	4.80	2.40
5.00	0.50	11.25	2.13	0.71
5.50	0.45	5.31	0.53	0.09
6.00	0.40	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	46.24	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	-105.56	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	-42.99	kN

SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI VALLE

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	-80.85	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	26.26	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	14.77	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	0.00	0.00		kN
Spinta del carico accidentale	29.13	12.57		kN
Spinta dovuta al vento	0.00			kN
Azioni permanenti in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Azioni accidentali in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Spinta del terreno	98.58	42.52		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	0.00	0.00		kN
Spinta del carico accidentale	29.13	12.57		kN
Spinta dovuta al vento	0.00			kN
Azioni permanenti in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Azioni accidentali in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Spinta del terreno	98.58	42.52		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	127.71	kN
Resistenza al taglio	512.29	kN

$H_d < S_d$, VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICHE AL RIBALTAMENTO

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

Momento ribaltante	322.50	kN
Momento stabilizzante	2168.36	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
	33.30	46.12	48.03
Coeff. per forma fondazione	sq	sc	sg
	1.02	1.04	1.02
Coeff. per approfondimento piano di posa	dq	dc	
	1.07	1.07	
Coeff. per inclinazione carico	iq	ic	ig
	0.69	0.68	0.57
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	7890.55	kN	
Carico verticale agente in fondazione	731.63	kN	

Carico agente < Carico limite, VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA ECCENTRICITA'

Limite nocciolo centrale d'inerzia	0.833	m
------------------------------------	-------	---

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione STR

Eccentricità del carico in fondazione	0.023	m
---------------------------------------	-------	---

$e < 1/6 B$, VERIFICA SODDISFATTA

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione GEO

Eccentricità del carico in fondazione	0.023	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	1.00	105.00	102.46	230.62
0.50	0.95	92.81	88.05	183.03
1.00	0.90	81.25	74.72	142.38
1.50	0.85	70.31	62.45	108.13
2.00	0.80	60.00	51.25	79.75
2.50	0.75	50.31	41.11	56.71
3.00	0.70	41.25	32.04	38.47
3.50	0.65	32.81	24.03	24.49
4.00	0.60	25.00	17.10	14.25
4.50	0.55	17.81	11.22	7.22
5.00	0.50	11.25	6.42	2.85
5.50	0.45	5.31	2.67	0.62
6.00	0.40	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	72.09	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	-166.25	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	-57.29	kN

SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI VALLE

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	-98.35	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	31.29	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	19.96	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	0.00	0.00		kN
Spinta del carico accidentale	0.00	0.00		kN
Spinta dovuta al vento	0.00			kN
Azioni permanenti in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Azioni accidentali in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Spinta del terreno	133.09	57.41		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	0.00	0.00		kN
Spinta del carico accidentale	0.00	0.00		kN
Spinta dovuta al vento	0.00			kN
Azioni permanenti in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Azioni accidentali in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Spinta del terreno	133.09	57.41		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	133.09	kN
Resistenza al taglio	611.15	kN

Hd < Sd, VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICHE AL RIBALTAMENTO

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

Momento ribaltante	301.67	kN
Momento stabilizzante	2538.90	kN

Mrib < Mstab, VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICHE DI CAPACITA' PORTANTE

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

Fattori di capacità portante	Nq	Nc	Ng
	33.30	46.12	48.03
Coeff. per forma fondazione	sq	sc	sg
	1.02	1.04	1.02
Coeff. per approfondimento piano di posa	dq	dc	
	1.07	1.07	
Coeff. per inclinazione carico	iq	ic	ig
	0.72	0.72	0.61
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	8241.07	kN	
Carico verticale agente in fondazione	872.81	kN	

Carico agente < Carico limite, VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA ECCENTRICITA'

Limite nocciolo centrale d'inerzia	0.833	m
------------------------------------	-------	---

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione STR

Eccentricità del carico in fondazione	0.063	m
---------------------------------------	-------	---

e < 1/6 B, VERIFICA SODDISFATTA

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione GEO

Eccentricità del carico in fondazione	0.063	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	1.00	141.75	103.62	207.23
0.50	0.95	125.30	87.07	159.62
1.00	0.90	109.69	71.95	119.92
1.50	0.85	94.92	58.28	87.43
2.00	0.80	81.00	46.05	61.40
2.50	0.75	67.92	35.26	41.13
3.00	0.70	55.69	25.90	25.90
3.50	0.65	44.30	17.99	14.99
4.00	0.60	33.75	11.51	7.68
4.50	0.55	24.05	6.48	3.24
5.00	0.50	15.19	2.88	0.96
5.50	0.45	7.17	0.72	0.12
6.00	0.40	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	62.43	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	-142.51	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	-58.03	kN

SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI VALLE

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	-109.15	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	35.46	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	19.94	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	0.00	0.00		kN
Spinta del carico accidentale	29.13	12.57		kN
Spinta dovuta al vento	0.00			kN
Azioni permanenti in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Azioni accidentali in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Spinta del terreno	133.09	57.41		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	0.00	0.00		kN
Spinta del carico accidentale	29.13	12.57		kN
Spinta dovuta al vento	0.00			kN
Azioni permanenti in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Azioni accidentali in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Spinta del terreno	133.09	57.41		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	162.22	kN
Resistenza al taglio	670.74	kN

$H_d < S_d$, VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICHE AL RIBALTAMENTO

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

Momento ribaltante	400.71	kN
Momento stabilizzante	2826.59	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
	33.30	46.12	48.03
Coeff. per forma fondazione	sq	sc	sg
	1.02	1.04	1.02
Coeff. per approfondimento piano di posa	dq	dc	
	1.07	1.07	
Coeff. per inclinazione carico	iq	ic	ig
	0.70	0.69	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	7973.47	kN	
Carico verticale agente in fondazione	957.91	kN	

Carico agente < Carico limite, VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA ECCENTRICITA'

Limite nocciolo centrale d'inerzia	0.833	m
------------------------------------	-------	---

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione STR

Eccentricità del carico in fondazione	0.032	m
---------------------------------------	-------	---

$e < 1/6 B$, VERIFICA SODDISFATTA

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione GEO

Eccentricità del carico in fondazione	0.032	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	1.00	141.75	129.32	284.34
0.50	0.95	125.30	110.63	224.41
1.00	0.90	109.69	93.37	173.47
1.50	0.85	94.92	77.56	130.80
2.00	0.80	81.00	63.19	95.67
2.50	0.75	67.92	50.25	67.37
3.00	0.70	55.69	38.76	45.18
3.50	0.65	44.30	28.70	28.38
4.00	0.60	33.75	20.08	16.24
4.50	0.55	24.05	12.90	8.06
5.00	0.50	15.19	7.16	3.10
5.50	0.45	7.17	2.86	0.66
6.00	0.40	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	88.28	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	-203.18	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	-72.38	kN

SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI VALLE

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	-126.65	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	40.49	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	25.11	kN

CONDIZIONE SISMICA

CONDIZIONE SISMICA

	Orizzontale	Verticale	Momento	
Spinta del carico permanente	0.00	0.00		kN
Spinta del ballast	0.00	0.00		kN
Spinta del carico accidentale	0.00	0.00		kN
Azioni permanenti in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Azioni accidentali in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Spinta statica del terreno	98.58	57.12		kN
Spinta dinamica del terreno	33.85			kN
Resistenza passiva del terreno	0.00			kN
Inerzia del terreno	41.16			kN
Inerzia del calcestruzzo	21.15			kN
Inerzia carichi permanenti	0.00			kN
Inerzia carico ballast	0.00			kN
Inerzia carichi accidentali	0.00			kN

VERIFICHE ALLA TRASLAZIONE

Condizione sismica (condizioni drenate)

Componente orizzontale del carico	194.73	kN
Resistenza al taglio	462.92	kN

$H_d < S_d$, VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICHE AL RIBALTAMENTO

Condizione sismica

Momento ribaltante	716.38	kN
Momento stabilizzante	2002.51	kN

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

Relazione di calcolo muri controripa sede stradale

COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D26	DOCUMENTO CLRI0005007	REV. A	FOGLIO 56 di 91
------------------	-------------	-----------------	--------------------------	-----------	--------------------

VERIFICHE DI CAPACITA' PORTANTE

Condizione sismica (condizioni drenate)

Fattori di capacità portante	Nq	Nc	Ng
	33.30	46.12	48.03
Coeff. per forma fondazione	sq	sc	sg
	1.02	1.03	1.02
Coeff. per approfondimento piano di posa	dq	dc	
	1.08	1.08	
Coeff. per inclinazione carico	iq	ic	ig
	0.50	0.49	0.36
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	4317.61	kN	
Carico verticale agente in fondazione	661.12	kN	

Carico agente < Carico limite, VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA ECCENTRICITA'

Limite nocciolo centrale d'inerzia	0.833	m
------------------------------------	-------	---

Condizione sismica (condizioni drenate)

Eccentricità del carico in fondazione	0.360	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	1.00	105.00	155.09	387.40
0.50	0.95	92.81	134.20	309.08
1.00	0.90	81.25	114.77	241.85
1.50	0.85	70.31	96.78	184.90
2.00	0.80	60.00	80.23	137.39
2.50	0.75	50.31	65.14	98.54
3.00	0.70	41.25	51.49	67.50
3.50	0.65	32.81	39.29	43.48
4.00	0.60	25.00	28.54	25.65
4.50	0.55	17.81	19.23	13.21
5.00	0.50	11.25	11.37	5.33
5.50	0.45	5.31	4.96	1.20
6.00	0.40	0.00	0.00	0.00

SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI MONTE

Condizione sismica

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	96.86	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	-241.03	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	-65.35	kN

SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI VALLE

Condizione sismica

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	-109.64	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	32.13	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	30.58	kN

VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE

	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]	Descrizione
materiale 1	19.00	35.00	0	
materiale 2	20.00	35	0	
materiale 3				
materiale 4				

peso specifico acqua 9.81 [kN/m³]

azioni sismiche a_g/g 0.179 (-) S_s 1.516 k_h 0.1031 (-)

β_s 0.38 S_T 1 k_v 0.0516 (-)

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

p.c. valle			p.c. monte			superficie 1		superficie 2		superficie 3		falda					
materiale 1						<input checked="" type="checkbox"/>	materiale 2		<input type="checkbox"/>	materiale 4		<input type="checkbox"/>	materiale 2		<input checked="" type="checkbox"/>	falda	
	x	y		x	y		x	y		x	y		x	y			
0	100.000	101.300	0	101.200	106.800	0	75.000	100.000	0			0	75.000	99.000			
1	98.550	101.300	1	109.000	106.800	1	135.000	100.000	1			1	135.000	99.000			
2	85.000	101.300	2	135.000	106.800	2			2			2					
3	75.000	101.300	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"/>	101.3	14.14	135	14.14	0%
sovraccarico 2 <input type="checkbox"/>	101.3	0	130	0	0%

Limiti ricerca superfici

Xa	75
Xb	99.5
n1	15

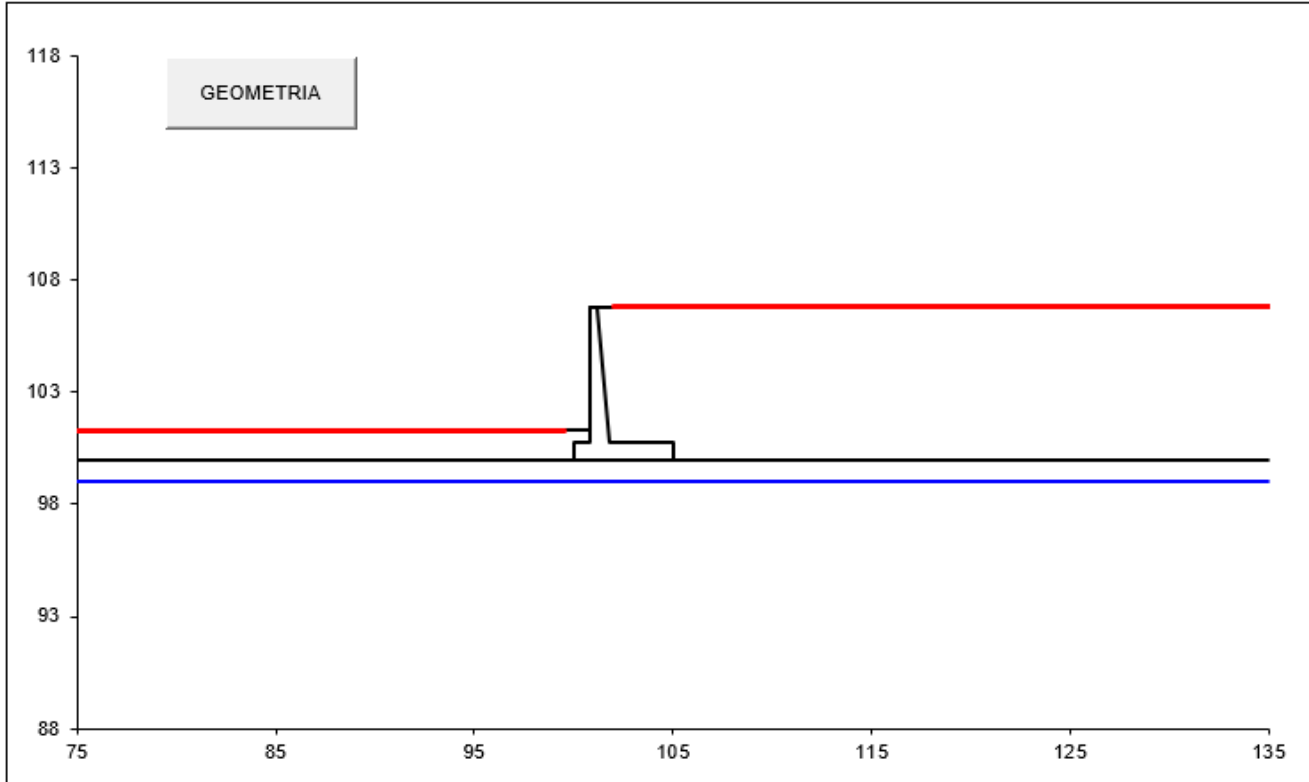
Xc	102
Xd	135
n2	15

alfa min	40
alfa max	70
n alfa	10

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

Relazione di calcolo muri controripa sede stradale

COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D26	DOCUMENTO CLRI0005007	REV. A	FOGLIO 59 di 91
------------------	-------------	-----------------	--------------------------	-----------	--------------------



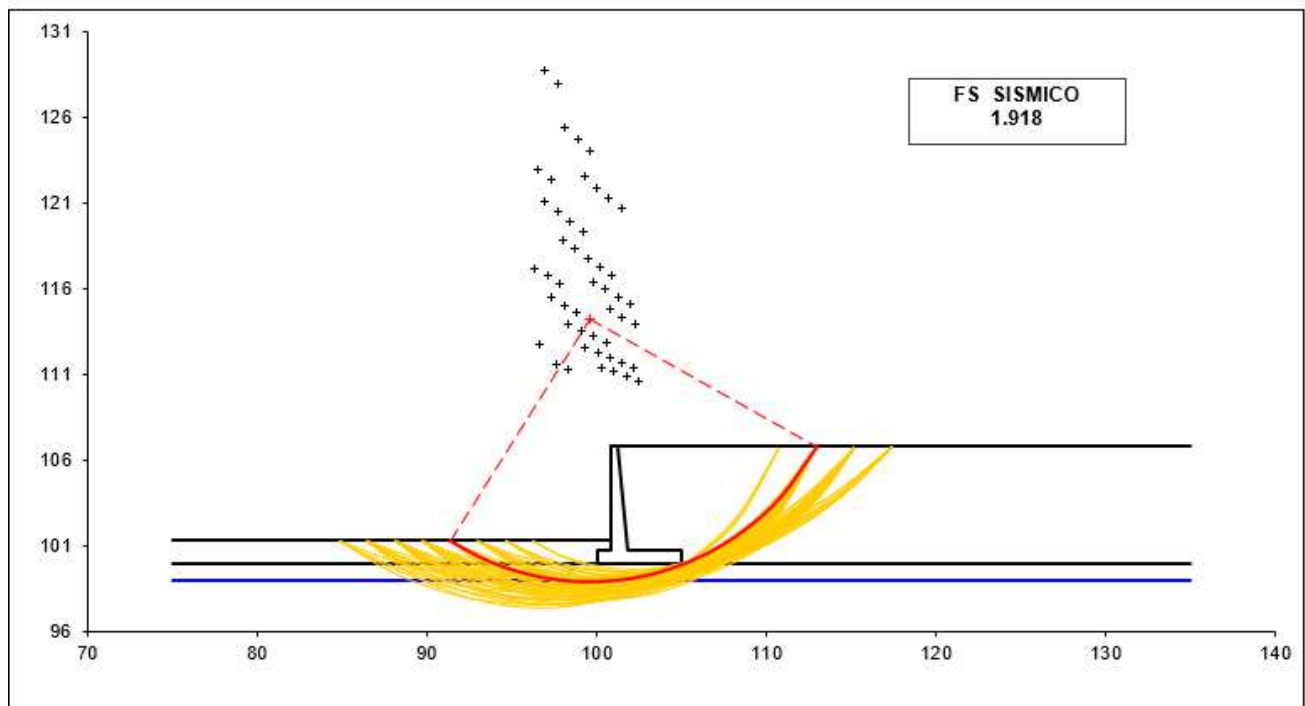
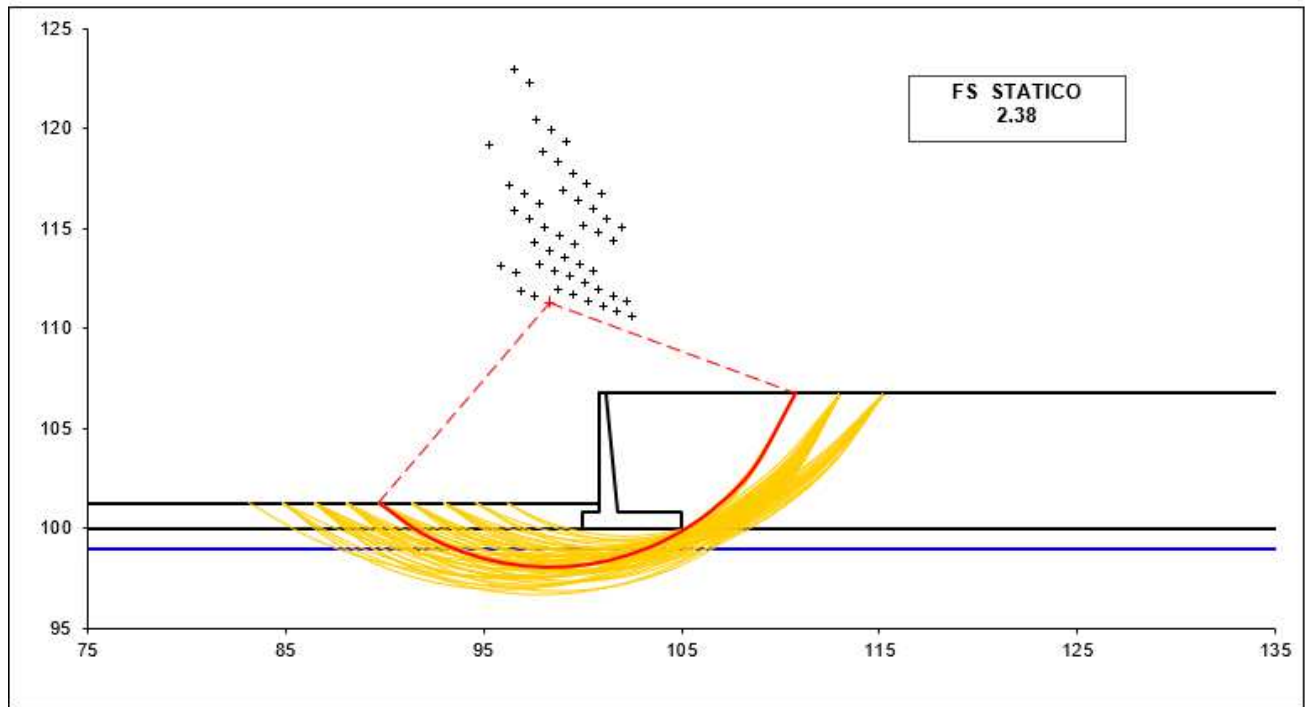
#strisce
30

# Superfici Calcolate	FS Bishop	
1457	STATICO	2.380
	SISMICO	1.918

CALCOLO

Relazione di calcolo muri controripa sede stradale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005007	A	60 di 91



COMBINAZIONE RARA

SOLLECITAZIONI SUL PARAMENTO VERTICALE

Combinazione rara

Z	Spessore	N	T	M
(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kNm)
0.00	1.00	105.00	95.79	210.62
0.50	0.95	92.81	81.95	166.23
1.00	0.90	81.25	69.17	128.50
1.50	0.85	70.31	57.45	96.89
2.00	0.80	60.00	46.81	70.87
2.50	0.75	50.31	37.22	49.91
3.00	0.70	41.25	28.71	33.47
3.50	0.65	32.81	21.26	21.02
4.00	0.60	25.00	14.87	12.03
4.50	0.55	17.81	9.56	5.97
5.00	0.50	11.25	5.31	2.30
5.50	0.45	5.31	2.12	0.49
6.00	0.40	0.00	0.00	0.00

SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI MONTE

Combinazione rara - condizioni drenate

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	65.39	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	-150.51	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	-53.61	kN

SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI VALLE

Combinazione rara - condizioni drenate

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	-93.81	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	29.99	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	18.60	kN

COMBINAZIONE FREQUENTE

SOLLECITAZIONI SUL PARAMENTO VERTICALE

Combinazione frequente

Z	Spessore	N	T	M
(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kNm)
0.00	1.00	105.00	91.03	196.34
0.50	0.95	92.81	77.58	154.23
1.00	0.90	81.25	65.20	118.58
1.50	0.85	70.31	53.88	88.86
2.00	0.80	60.00	43.63	64.52
2.50	0.75	50.31	34.45	45.05
3.00	0.70	41.25	26.33	29.90
3.50	0.65	32.81	19.27	18.54
4.00	0.60	25.00	13.29	10.45
4.50	0.55	17.81	8.37	5.08
5.00	0.50	11.25	4.51	1.90
5.50	0.45	5.31	1.72	0.39
6.00	0.40	0.00	0.00	0.00

SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI MONTE

Combinazione frequente - condizioni drenate

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	60.60	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	-139.26	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	-50.97	kN

SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI VALLE

Combinazione frequente - condizioni drenate

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	-90.57	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	29.06	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	17.63	kN

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

SOLLECITAZIONI SUL PARAMENTO VERTICALE

Combinazione quasi permanente

Z	Spessore	N	T	M
(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kNm)
0.00	1.00	105.00	76.75	153.50
0.50	0.95	92.81	64.49	118.24
1.00	0.90	81.25	53.30	88.83
1.50	0.85	70.31	43.17	64.76
2.00	0.80	60.00	34.11	45.48
2.50	0.75	50.31	26.12	30.47
3.00	0.70	41.25	19.19	19.19
3.50	0.65	32.81	13.32	11.10
4.00	0.60	25.00	8.53	5.69
4.50	0.55	17.81	4.80	2.40
5.00	0.50	11.25	2.13	0.71
5.50	0.45	5.31	0.53	0.09
6.00	0.40	0.00	0.00	0.00

SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI MONTE

Combinazione quasi permanente - condizioni drenate

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	46.24	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	-105.56	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	-42.99	kN

SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI VALLE

Combinazione quasi permanente - condizioni drenate

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	-80.85	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	26.26	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	14.77	kN

11.2 MURO CAT. SOTTOSUOLO B

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: 8.2171 LATTITUDINE: 44.0539

Ricerca per comune

REGIONE: Liguria PROVINCIA: Savona COMUNE: Albenga

Elaborazioni grafiche:
 Grafici spettri di risposta
 Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche:
 Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Controllo sul reticolo:
 Sito esterno al reticolo
 Interpolazione su 3 nodi
 Interpolazione corretta

Interpolazione:
 superficie rigata

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".

km7.5



INTRO **FASE 1** FASE 2 FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N : 75 info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U : 1.5 info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R : 112.5 info

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

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	68
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	113
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	1068
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	2193

Elaborazioni:
 Grafici parametri azione
 Grafici spettri di risposta
 Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO
 --- Strategie 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 **B** info

$S_S = 1.200$ $C_C = 1.400$ 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_c **1** Regol. in altezza **si** info

Compon. verticale




Spettro di progetto

Fattore q **1** $\eta = 1/q = 1.000$ info

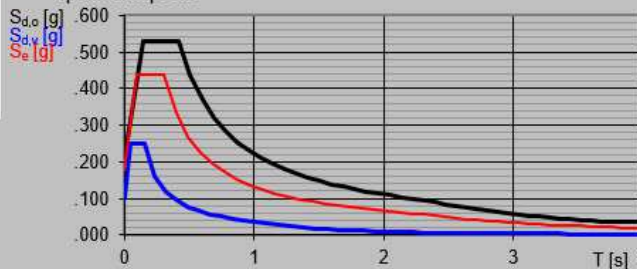
Elaborazioni

Grafici spettri di risposta

Parametri e punti spettri di risposta

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

Spettri di risposta



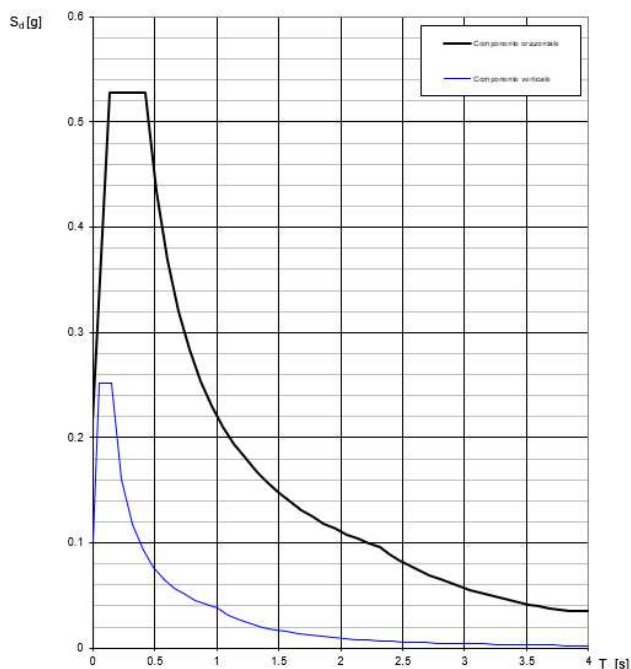
INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

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



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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.179 g
F_o	2.456
T_c	0.300 s
S_a	1.200
C_c	1.400
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.200
η	1.000
T_B	0.140 s
T_C	0.419 s
T_D	2.317 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_c(T)$ 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	0.215
T_B	0.140	0.528
T_C	0.419	0.528
	0.510	0.434
	0.600	0.369
	0.691	0.321
	0.781	0.284
	0.871	0.254
	0.962	0.230
	1.052	0.211
	1.142	0.194
	1.233	0.180
	1.323	0.167
	1.413	0.157
	1.504	0.147
	1.594	0.139
	1.684	0.131
	1.775	0.125
	1.865	0.119
	1.955	0.113
	2.046	0.108
	2.136	0.104
	2.226	0.099
T_D	2.317	0.096
	2.397	0.089
	2.477	0.084
	2.557	0.078
	2.637	0.074
	2.717	0.069
	2.798	0.066
	2.878	0.062
	2.958	0.059
	3.038	0.056
	3.118	0.053
	3.198	0.050
	3.279	0.048
	3.359	0.045
	3.439	0.043
	3.519	0.041
	3.599	0.040
	3.679	0.038
	3.760	0.036
	3.840	0.036
	3.920	0.036
	4.000	0.036

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

GEOMETRIA

Altezza del muro	6	m
Spessore paramento in sommità	0.4	m
Spessore paramento alla base	1	m
Lunghezza mensola di monte	3.2	m
Lunghezza mensola di valle	0.8	m
Lunghezza totale fondazione	5	m
Altezza della fondazione	0.8	m
Inclinazione piano di posa	0	°
Pendenza filo interno paramento	10	%

TERRENO DI MONTE

Angolo di attrito	35	°
Tangente dell'angolo d'attrito $\tan(\varphi')$	0.700	
Coeff. parziale per $\tan(\varphi')$ - STR	1	
Coeff. parziale per $\tan(\varphi')$ - GEO	1	
Peso per unità di volume	19	kN/m3
Angolo d'attrito terra-muro - esercizio - STR	23.33	°
Angolo d'attrito terra-muro - sisma - STR	23.33	°
Angolo d'attrito terra-muro - esercizio - GEO	23.33	°
Angolo d'attrito terra-muro - sisma - GEO	23.33	°
Altezza terreno da estradosso fondazione	6	m
Inclinazione pendio	0	°
Coeff. di spinta attiva di Muller-Breslau - STR	0.244	
Coeff. di spinta attiva di Muller-Breslau - GEO	0.244	

TERRENO DI VALLE

Angolo di attrito	29	°
Tangente dell'angolo d'attrito $\tan(\varphi')$	0.554	
Coeff. parziale per $\tan(\varphi')$ - STR	1	
Coeff. parziale per $\tan(\varphi')$ - GEO	1	
Peso per unità di volume	20	kN/m3
Angolo d'attrito terra-muro - esercizio - STR	14.5	°
Angolo d'attrito terra-muro - sisma - STR	0	°
Angolo d'attrito terra-muro - esercizio - GEO	14.50	°
Angolo d'attrito terra-muro - sisma - GEO	0	°
Inclinazione terreno	0	°
Ricoprimento mensola di valle	0.5	m
Coeff. di spinta passiva di Muller-Breslau - STR	4.635	
Coeff. di spinta passiva di Muller-Breslau - GEO	4.635	
Aliquota di resistenza passiva considerata	0.00	

TERRENO DI FONDAZIONE

Angolo di attrito	29	°
Peso per unità di volume	20	kN/m ³
Angolo d'attrito terra-fondazione	29	°
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)	0.554	
Coeff. parziale per tan(δ) - STR	1	
Coeff. parziale per tan(δ) - GEO	1	
Altezza falda da intrad. fond. positiva verso l'alto	-1	m

SOVRACCARICHI

Permanente a monte	0	kN/m ²
Permanente sulla mensola di monte	0	kN/m ²
Carico del ballast a monte	0	kN/m ²
Carico del ballast sulla mensola di monte	0	kN/m ²
Accidentale a monte	14.14	kN/m ²
Accidentale sulla mensola di monte	14.14	kN/m ²
Pressione del vento sulle barriere	0	kN/m ²
Altezza barriere	0	m
Interasse montati	0.25	m
Permanente in testa, N	0	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	B
Fo	2.456
ag	1.76
Ss	1.2
St	1
S	1.20
βs	0.38
amax	2.107
Coefficiente sismico orizzontale	0.082
Coefficiente sismico verticale	0.041
Coeff. spinta attiva sotto sisma soprafalda	0.296
Coeff. spinta attiva sotto sisma sottofalda	0.367
Coeff. spinta passiva sotto sisma soprafalda	2.73
Coeff. spinta passiva sotto sisma sottofalda	1.09

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	0.00	0.00		kN
Spinta del carico accidentale	0.00	0.00		kN
Spinta dovuta al vento	0.00			kN
Azioni permanenti in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Azioni accidentali in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Spinta del terreno	98.58	42.52		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	0.00	0.00		kN
Spinta del carico accidentale	0.00	0.00		kN
Spinta dovuta al vento	0.00			kN
Azioni permanenti in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Azioni accidentali in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Spinta del terreno	98.58	42.52		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	98.58	kN
Resistenza al taglio	358.37	kN

Hd < Sd, VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICHE AL RIBALTAMENTO

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

Momento ribaltante	223.46	kN
Momento stabilizzante	1880.66	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
	16.44	27.86	19.34
Coeff. per forma fondazione	sq	sc	sg
	1.01	1.03	1.01
Coeff. per approfondimento piano di posa	dq	dc	
	1.08	1.08	
Coeff. per inclinazione carico	iq	ic	ig
	0.72	0.71	0.61
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	3685.12	kN	
Carico verticale agente in fondazione	646.52	kN	

Carico agente < Carico limite, VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA ECCENTRICITA'

Limite nocciolo centrale d'inerzia	0.833	m
------------------------------------	-------	---

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione STR

Eccentricità del carico in fondazione	0.063	m
---------------------------------------	-------	---

e < 1/6 B, VERIFICA SODDISFATTA

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione GEO

Eccentricità del carico in fondazione	0.063	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	1.00	105.00	76.75	153.50
0.50	0.95	92.81	64.49	118.24
1.00	0.90	81.25	53.30	88.83
1.50	0.85	70.31	43.17	64.76
2.00	0.80	60.00	34.11	45.48
2.50	0.75	50.31	26.12	30.47
3.00	0.70	41.25	19.19	19.19
3.50	0.65	32.81	13.32	11.10
4.00	0.60	25.00	8.53	5.69
4.50	0.55	17.81	4.80	2.40
5.00	0.50	11.25	2.13	0.71
5.50	0.45	5.31	0.53	0.09
6.00	0.40	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	46.24	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	-105.56	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	-42.99	kN

SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI VALLE

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	-80.85	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	26.26	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	14.77	kN

PERMANENTI FAVOREVOLI E ACCIDENTALI SFAVOREVOLI

CONDIZIONE STR

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

CONDIZIONI DRENATE

Spinta del carico permanente	0.00	0.00		kN
Spinta del ballast	0.00	0.00		kN
Spinta del carico accidentale	29.13	12.57		kN
Spinta dovuta al vento	0.00			kN
Azioni permanenti in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Azioni accidentali in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Spinta del terreno	98.58	42.52		kN
Spinta dell'acqua	0.00			kN
Resistenza passiva del terreno	0.00	0.00		kN

CONDIZIONE GEO

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

CONDIZIONI DRENATE

Spinta del carico permanente	0.00	0.00		kN
Spinta del ballast	0.00	0.00		kN
Spinta del carico accidentale	29.13	12.57		kN
Spinta dovuta al vento	0.00			kN
Azioni permanenti in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Azioni accidentali in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Spinta del terreno	98.58	42.52		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	127.71	kN
Resistenza al taglio	405.55	kN

Hd < Sd, VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICHE AL RIBALTAMENTO

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

Momento ribaltante	322.50	kN
Momento stabilizzante	2168.36	kN

Mrib < Mstab, VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICHE DI CAPACITA' PORTANTE

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

Fattori di capacità portante	Nq	Nc	Ng
	16.44	27.86	19.34
Coeff. per forma fondazione	sq	sc	sg
	1.01	1.03	1.01
Coeff. per approfondimento piano di posa	dq	dc	
	1.08	1.08	
Coeff. per inclinazione carico	iq	ic	ig
	0.69	0.67	0.57
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	3529.51	kN	
Carico verticale agente in fondazione	731.63	kN	

Carico agente < Carico limite, VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA ECCENTRICITA'

Limite nocciolo centrale d'inerzia	0.833	m
------------------------------------	-------	---

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione STR

Eccentricità del carico in fondazione	0.023	m
---------------------------------------	-------	---

e < 1/6 B, VERIFICA SODDISFATTA

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione GEO

Eccentricità del carico in fondazione	0.023	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	1.00	105.00	102.46	230.62
0.50	0.95	92.81	88.05	183.03
1.00	0.90	81.25	74.72	142.38
1.50	0.85	70.31	62.45	108.13
2.00	0.80	60.00	51.25	79.75
2.50	0.75	50.31	41.11	56.71
3.00	0.70	41.25	32.04	38.47
3.50	0.65	32.81	24.03	24.49
4.00	0.60	25.00	17.10	14.25
4.50	0.55	17.81	11.22	7.22
5.00	0.50	11.25	6.42	2.85
5.50	0.45	5.31	2.67	0.62
6.00	0.40	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	72.09	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	-166.25	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	-57.29	kN

SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI VALLE

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	-98.35	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	31.29	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	19.96	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	0.00	0.00		kN
Spinta del carico accidentale	0.00	0.00		kN
Spinta dovuta al vento	0.00			kN
Azioni permanenti in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Azioni accidentali in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Spinta del terreno	133.09	57.41		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	0.00	0.00		kN
Spinta del carico accidentale	0.00	0.00		kN
Spinta dovuta al vento	0.00			kN
Azioni permanenti in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Azioni accidentali in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Spinta del terreno	133.09	57.41		kN
Spinta dell'acqua	0.00			kN
Resistenza passiva del terreno	0.00	0.00		kN

Relazione di calcolo muri controripa sede stradale

COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D26	DOCUMENTO CLRI0005007	REV. A	FOGLIO 76 di 91
------------------	-------------	-----------------	--------------------------	-----------	--------------------

VERIFICHE ALLA TRASLAZIONE

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

Componente orizzontale del carico	133.09	kN
Resistenza al taglio	483.81	kN

Hd < Sd, VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICHE AL RIBALTAMENTO

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

Momento ribaltante	301.67	kN
Momento stabilizzante	2538.90	kN

Mrib < Mstab, VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICHE DI CAPACITA' PORTANTE

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

Fattori di capacità portante	Nq	Nc	Ng
	16.44	27.86	19.34
Coeff. per forma fondazione	sq	sc	sg
	1.01	1.03	1.01
Coeff. per approfondimento piano di posa	dq	dc	
	1.08	1.08	
Coeff. per inclinazione carico	iq	ic	ig
	0.72	0.71	0.61
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	3685.12	kN	
Carico verticale agente in fondazione	872.81	kN	

Carico agente < Carico limite, VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA ECCENTRICITA'

Limite nocciolo centrale d'inerzia	0.833	m
------------------------------------	-------	---

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione STR

Eccentricità del carico in fondazione	0.063	m
---------------------------------------	-------	---

e < 1/6 B, VERIFICA SODDISFATTA

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione GEO

Eccentricità del carico in fondazione	0.063	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	1.00	141.75	103.62	207.23
0.50	0.95	125.30	87.07	159.62
1.00	0.90	109.69	71.95	119.92
1.50	0.85	94.92	58.28	87.43
2.00	0.80	81.00	46.05	61.40
2.50	0.75	67.92	35.26	41.13
3.00	0.70	55.69	25.90	25.90
3.50	0.65	44.30	17.99	14.99
4.00	0.60	33.75	11.51	7.68
4.50	0.55	24.05	6.48	3.24
5.00	0.50	15.19	2.88	0.96
5.50	0.45	7.17	0.72	0.12
6.00	0.40	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	62.43	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	-142.51	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	-58.03	kN

SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI VALLE

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	-109.15	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	35.46	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	19.94	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	0.00	0.00		kN
Spinta del carico accidentale	29.13	12.57		kN
Spinta dovuta al vento	0.00			kN
Azioni permanenti in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Azioni accidentali in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Spinta del terreno	133.09	57.41		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	0.00	0.00		kN
Spinta del carico accidentale	29.13	12.57		kN
Spinta dovuta al vento	0.00			kN
Azioni permanenti in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Azioni accidentali in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Spinta del terreno	133.09	57.41		kN
Spinta dell'acqua	0.00			kN
Resistenza passiva del terreno	0.00	0.00		kN

Relazione di calcolo muri controripa sede stradale

COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D26	DOCUMENTO CLRI0005007	REV. A	FOGLIO 79 di 91
------------------	-------------	-----------------	--------------------------	-----------	--------------------

VERIFICHE ALLA TRASLAZIONE

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

Componente orizzontale del carico	162.22	kN
Resistenza al taglio	530.98	kN

$H_d < S_d$, VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICHE AL RIBALTAMENTO

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

Momento ribaltante	400.71	kN
Momento stabilizzante	2826.59	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
	16.44	27.86	19.34
Coeff. per forma fondazione	s_q	s_c	s_g
	1.01	1.03	1.01
Coeff. per approfondimento piano di posa	d_q	d_c	
	1.08	1.08	
Coeff. per inclinazione carico	i_q	i_c	i_g
	0.70	0.68	0.58
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	3566.32	kN	
Carico verticale agente in fondazione	957.91	kN	

Carico agente < Carico limite, VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA ECCENTRICITA'

Limite nocciolo centrale d'inerzia	0.833	m
------------------------------------	-------	---

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione STR

Eccentricità del carico in fondazione	0.032	m
---------------------------------------	-------	---

$e < 1/6 B$, VERIFICA SODDISFATTA

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione GEO

Eccentricità del carico in fondazione	0.032	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	1.00	141.75	129.32	284.34
0.50	0.95	125.30	110.63	224.41
1.00	0.90	109.69	93.37	173.47
1.50	0.85	94.92	77.56	130.80
2.00	0.80	81.00	63.19	95.67
2.50	0.75	67.92	50.25	67.37
3.00	0.70	55.69	38.76	45.18
3.50	0.65	44.30	28.70	28.38
4.00	0.60	33.75	20.08	16.24
4.50	0.55	24.05	12.90	8.06
5.00	0.50	15.19	7.16	3.10
5.50	0.45	7.17	2.86	0.66
6.00	0.40	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	88.28	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	-203.18	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	-72.38	kN

SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI VALLE

Stato limite ultimo - condizioni drenate - Condizione A1+M1

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	-126.65	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	40.49	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	25.11	kN

CONDIZIONE SISMICA

CONDIZIONE SISMICA

	Orizzontale	Verticale	Momento	
Spinta del carico permanente	0.00	0.00		kN
Spinta del ballast	0.00	0.00		kN
Spinta del carico accidentale	0.00	0.00		kN
Azioni permanenti in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Azioni accidentali in testa	0.00	0.00	0.00	kN
Spinta statica del terreno	98.58	53.60		kN
Spinta dinamica del terreno	25.68			kN
Resistenza passiva del terreno	0.00			kN
Inerzia del terreno	32.57			kN
Inerzia del calcestruzzo	16.73			kN
Inerzia carichi permanenti	0.00			kN
Inerzia carico ballast	0.00			kN
Inerzia carichi accidentali	0.00			kN

VERIFICHE ALLA TRASLAZIONE

Condizione sismica (condizioni drenate)

Componente orizzontale del carico	173.57	kN
Resistenza al taglio	364.51	kN

$H_d < S_d$, VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICHE AL RIBALTAMENTO

Condizione sismica

Momento ribaltante	603.54	kN
Momento stabilizzante	1970.75	kN

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

VERIFICHE DI CAPACITA' PORTANTE

Condizione sismica (condizioni drenate)

Fattori di capacità portante	Nq	Nc	Ng
	16.44	27.86	19.34
Coeff. per forma fondazione	sq	sc	sg
	1.01	1.03	1.01
Coeff. per approfondimento piano di posa	dq	dc	
	1.09	1.09	
Coeff. per inclinazione carico	iq	ic	ig
	0.55	0.52	0.40
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	2299.29	kN	
Carico verticale agente in fondazione	657.60	kN	

Carico agente < Carico limite, VERIFICA SODDISFATTA

VERIFICA ECCENTRICITA'

Limite nocciolo centrale d'inerzia	0.833	m
------------------------------------	-------	---

Condizione sismica (condizioni drenate)

Eccentricità del carico in fondazione	0.270	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	1.00	105.00	137.88	336.02
0.50	0.95	92.81	118.94	267.28
1.00	0.90	81.25	101.34	208.43
1.50	0.85	70.31	85.11	158.74
2.00	0.80	60.00	70.23	117.45
2.50	0.75	50.31	56.70	83.82
3.00	0.70	41.25	44.54	57.10
3.50	0.65	32.81	33.72	36.54
4.00	0.60	25.00	24.27	21.39
4.50	0.55	17.81	16.17	10.91
5.00	0.50	11.25	9.42	4.35
5.50	0.45	5.31	4.03	0.96
6.00	0.40	0.00	0.00	0.00

SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI MONTE

Condizione sismica

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	86.45	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	-212.33	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	-61.52	kN

SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI VALLE

Condizione sismica

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	-103.75	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	31.10	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	26.93	kN

Relazione di calcolo muri controripa sede stradale

COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D26	DOCUMENTO CLRI0005007	REV. A	FOGLIO 84 di 91
------------------	-------------	-----------------	--------------------------	-----------	--------------------

VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE

	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]	Descrizione
materiale 1	19.00	35.00	0	
materiale 2	20.00	29	0	
materiale 3				
materiale 4				

peso specifico acqua 9.81 [kN/m³]

azioni sismiche a_g/g 0.179 (-) S_s 1.2 k_h 0.0816 (-)
 β_s 0.38 S_T 1 k_v 0.0408 (-)

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

p.c. valle			p.c. monte			superficie 1		superficie 2		superficie 3		falda		
materiale 1						<input checked="" type="checkbox"/>	materiale 2		<input type="checkbox"/>	materiale 4		<input type="checkbox"/>	materiale 2	
	x	y		x	y		x	y		x	y		x	y
0	100.000	101.300	0	101.200	106.800	0	75.000	100.000	0			0	75.000	99.000
1	98.550	101.300	1	109.000	106.800	1	135.000	100.000	1			1	135.000	99.000
2	85.000	101.300	2	135.000	106.800	2			2			2		
3	75.000	101.300	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"/>	101.3	14.14	135	14.14	0%
sovraccarico 2 <input type="checkbox"/>	101.3	0	135	0	0%

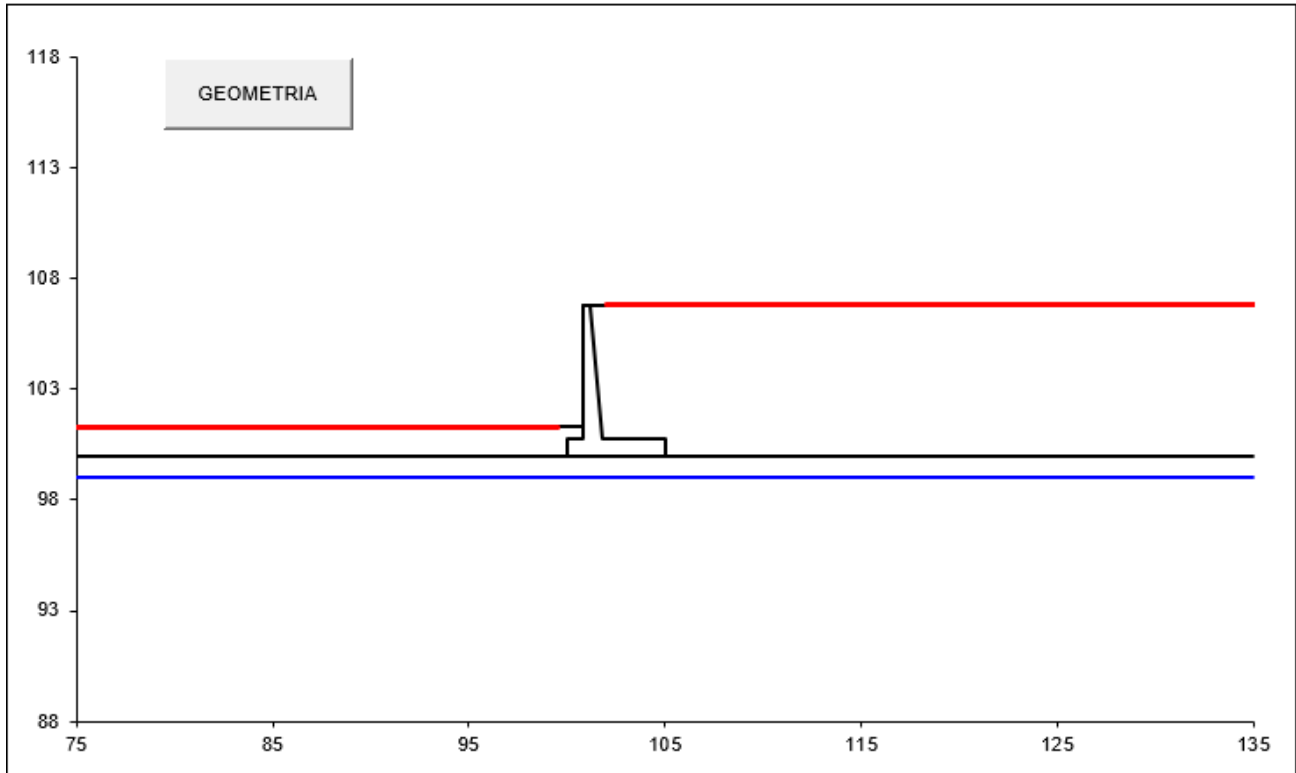
Limiti ricerca superfici

Xa	75	Xc	102	alfa min	40
Xb	99.5	Xd	135	alfa max	70
n1	15	n2	15	n alfa	10

superfici massimo 2816

Relazione di calcolo muri controripa sede stradale

COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D26	DOCUMENTO CLRI0005007	REV. A	FOGLIO 85 di 91
------------------	-------------	-----------------	--------------------------	-----------	--------------------



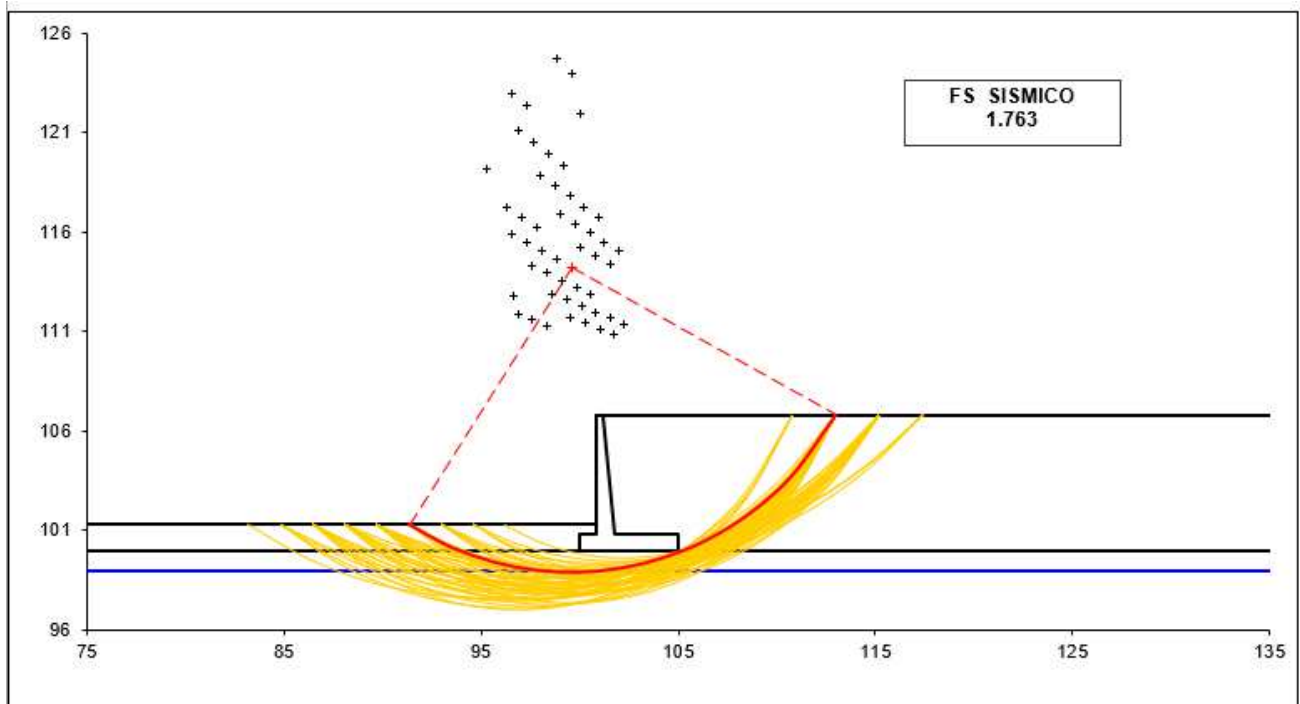
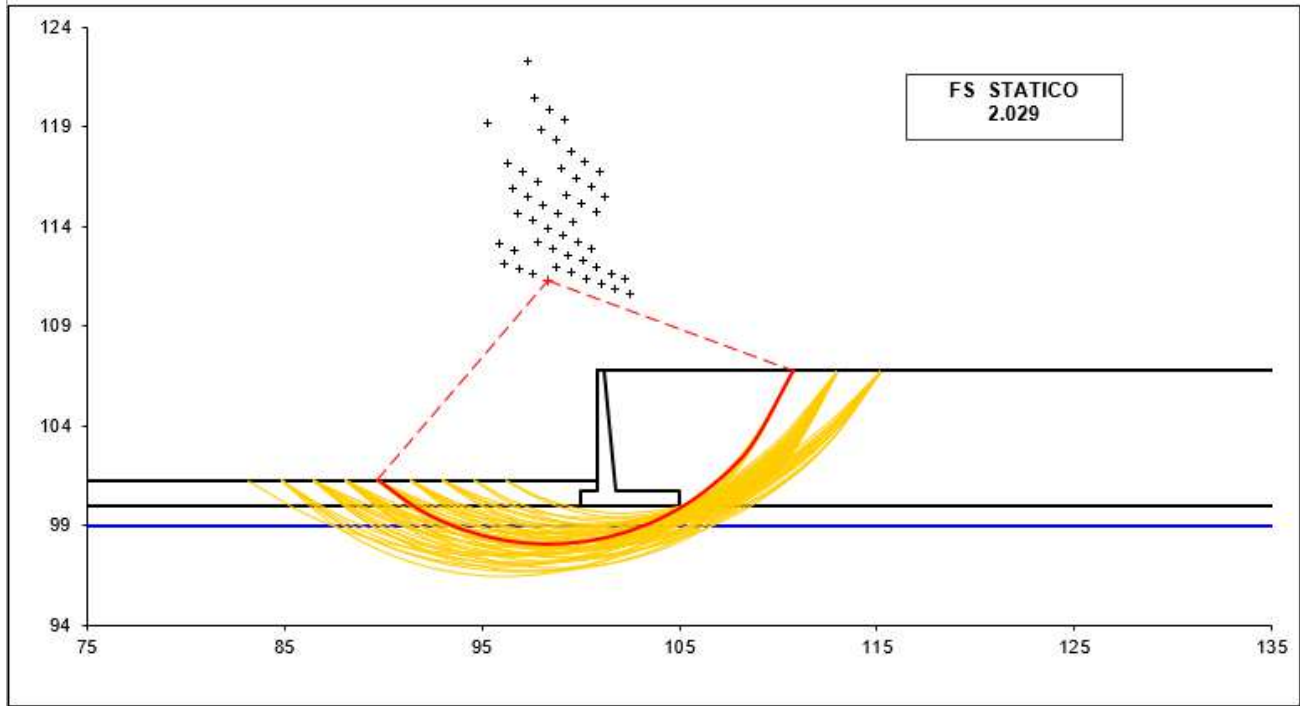
#strisce
30

# Superfici Calcolate	FS Bishop	
	STATICO	2.029
1457	SISMICO	1.763

CALCOLO

Relazione di calcolo muri controripa sede stradale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D26	CLRI0005007	A	86 di 91



COMBINAZIONE RARA

SOLLECITAZIONI SUL PARAMENTO VERTICALE

Combinazione rara

Z	Spessore	N	T	M
(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kNm)
0.00	1.00	105.00	95.79	210.62
0.50	0.95	92.81	81.95	166.23
1.00	0.90	81.25	69.17	128.50
1.50	0.85	70.31	57.45	96.89
2.00	0.80	60.00	46.81	70.87
2.50	0.75	50.31	37.22	49.91
3.00	0.70	41.25	28.71	33.47
3.50	0.65	32.81	21.26	21.02
4.00	0.60	25.00	14.87	12.03
4.50	0.55	17.81	9.56	5.97
5.00	0.50	11.25	5.31	2.30
5.50	0.45	5.31	2.12	0.49
6.00	0.40	0.00	0.00	0.00

SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI MONTE

Combinazione rara - condizioni drenate

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	65.39	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	-150.51	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	-53.61	kN

SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI VALLE

Combinazione rara - condizioni drenate

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	-93.81	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	29.99	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	18.60	kN

COMBINAZIONE FREQUENTE

SOLLECITAZIONI SUL PARAMENTO VERTICALE

Combinazione frequente

Z	Spessore	N	T	M
(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kNm)
0.00	1.00	105.00	91.03	196.34
0.50	0.95	92.81	77.58	154.23
1.00	0.90	81.25	65.20	118.58
1.50	0.85	70.31	53.88	88.86
2.00	0.80	60.00	43.63	64.52
2.50	0.75	50.31	34.45	45.05
3.00	0.70	41.25	26.33	29.90
3.50	0.65	32.81	19.27	18.54
4.00	0.60	25.00	13.29	10.45
4.50	0.55	17.81	8.37	5.08
5.00	0.50	11.25	4.51	1.90
5.50	0.45	5.31	1.72	0.39
6.00	0.40	0.00	0.00	0.00

SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI MONTE

Combinazione frequente - condizioni drenate

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	60.60	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	-139.26	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	-50.97	kN

SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI VALLE

Combinazione frequente - condizioni drenate

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	-90.57	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	29.06	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	17.63	kN

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

SOLLECITAZIONI SUL PARAMENTO VERTICALE

Combinazione quasi permanente

Z	Spessore	N	T	M
(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kNm)
0.00	1.00	105.00	76.75	153.50
0.50	0.95	92.81	64.49	118.24
1.00	0.90	81.25	53.30	88.83
1.50	0.85	70.31	43.17	64.76
2.00	0.80	60.00	34.11	45.48
2.50	0.75	50.31	26.12	30.47
3.00	0.70	41.25	19.19	19.19
3.50	0.65	32.81	13.32	11.10
4.00	0.60	25.00	8.53	5.69
4.50	0.55	17.81	4.80	2.40
5.00	0.50	11.25	2.13	0.71
5.50	0.45	5.31	0.53	0.09
6.00	0.40	0.00	0.00	0.00

SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI MONTE

Combinazione quasi permanente - condizioni drenate

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	46.24	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	-105.56	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	-42.99	kN

SOLLECITAZIONI SULLA MENSOLA DI VALLE

Combinazione quasi permanente - condizioni drenate

TAGLIO - positivo se diretto verso il basso	-80.85	kN
MOMENTO - positivo se tende le fibre inferiori	26.26	kNm
SFORZO ASSIALE - positivo se di compressione	14.77	kN