

Regione Lombardia

Direzione Generale Infrastrutture, Trasporti e Mobilità sostenibile



FERROVIENORD

FNMGROUP



NORD\_ING

FNMGROUP

CODICE  
COMMESSA

LIVELLO  
PROGETTAZIONE

D.P.R.  
207/10

PROGRESSIVO  
ELABORATO

CATEGORIA  
OPERA

NUMERO  
OPERA

REVISIONE

SCALA

K 1 4 A

D

f

0 0 2

F B

0 2

R 1

==

INTERVENTI PER LA SICUREZZA FERROVIE ISOLATE  
LINEA BRESCIA-ISEO-EDOLO SOSTITUZIONE SISTEMA DI SICUREZZA ATTUALE CON ACC\_M  
*Progetto Definitivo*

RELAZIONE DI CALCOLO  
MURO DI CONTENIMENTO A MALONNO

Revisioni		Data	Descrizione	Redatto	Controllato
	3		-		
	2		-		
	1	Nov. '22	REVISIONE A SEGUITO VALIDAZIONE		
	0	Mar. '22	PRIMA EMISSIONE		

NORD\_ING

NORD\_ING Srl  
IL DIRETTORE TECNICO  
Ing. Luca Erba

FERROVIENORD

FERROVIENORD Sp.A.  
DIREZIONE SVILUPPO INFRASTRUTTURA  
IL DIRETTORE (a.l.)  
Dott. Enrico Bellavia

Progettista

NORD\_ING  
FNMGROUP

Collaborazione

REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO	DATA
CODICE ARCHIVIO COLLABORATORE			AGG.

## SOMMARIO

<b>1. INTRODUZIONE .....</b>	<b>5</b>
1.1. Generalità .....	5
1.2. Inquadramento.....	5
<b>2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>6</b>
2.1. Norme generali.....	6
2.2. Norme sismiche .....	6
2.3. Eurocodici .....	6
2.4. Istruzioni ferroviarie .....	7
2.5. Altre norme .....	7
<b>3. SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE .....</b>	<b>8</b>
3.1. Vita nominale di progetto .....	8
3.2. Classe d'uso e periodo di riferimento .....	8
<b>4. MATERIALI.....</b>	<b>9</b>
4.1. Calcestruzzo.....	9
4.1.1. <i>Magroni</i> .....	9
4.1.2. <i>Pali di fondazione</i> .....	9
4.1.3. <i>Fondazioni gettate in opera</i> .....	10
4.1.4. <i>Elevazioni gettate in opera</i> .....	10
4.2. Acciaio .....	11
4.2.1. <i>Acciaio in tondo da c.a.</i> .....	11
4.2.2. <i>Reti</i> .....	11
4.2.3. <i>Acciaio da carpenteria</i> .....	11
4.2.4. <i>Bulloni, tasselli e tirafondi</i> .....	12
4.2.5. <i>Saldature</i> .....	12
4.2.6. <i>Inghisaggi</i> .....	12
<b>5. GEOTECNICA E SISMICITA' DEL SITO .....</b>	<b>13</b>
5.1. Stratigrafia .....	13

5.2. Falda .....	14
5.3. Categoria di sottosuolo .....	14
5.4. Categoria topografica .....	15
<b>6. CRITERI DI CALCOLO.....</b>	<b>16</b>
6.1. Codici di calcolo .....	16
6.2. Verifiche di resistenza .....	17
6.2.1. <i>Verifiche allo stato limite ultimo.....</i>	<i>17</i>
6.2.2. <i>Verifiche agli stati limite di esercizio: calcestruzzo.....</i>	<i>17</i>
<b>7. COMBINAZIONE DELLE AZIONI .....</b>	<b>21</b>
7.1. Combinazioni per gli stati limiti ultimi.....	21
7.2. Combinazioni per gli stati limiti ultimi connessi al sisma .....	21
7.3. Combinazioni per gli stati limiti di esercizio .....	21
7.4. Coefficienti parziali di sicurezza .....	22
7.5. Coefficienti di combinazione .....	22
<b>8. AZIONI SULLE COSTRUZIONI.....</b>	<b>24</b>
8.1. Pesi propri dei materiali strutturali .....	24
8.2. Carichi permanenti non strutturali.....	24
8.2.1. <i>Ballast e armamento .....</i>	<i>24</i>
8.2.2. <i>Supercompattato e materiale da rilevato.....</i>	<i>24</i>
8.3. Convogli ferroviari .....	24
8.4. Sovraccarico stradale.....	25
8.5. Azione sismica .....	25
8.5.1. <i>Spettro SLV e parametri di definizione.....</i>	<i>27</i>
<b>9. MURO DI SOSTEGNO .....</b>	<b>28</b>
9.1. Descrizione dell'opera .....	28
9.2. Modellazione della struttura .....	28
9.3. Analisi dei carichi .....	29
9.3.1. <i>Peso proprio.....</i>	<i>29</i>
9.3.2. <i>Carico variabile sul terrapieno .....</i>	<i>29</i>
9.3.3. <i>Spinta in condizioni statiche .....</i>	<i>30</i>

9.3.4. Spinta in condizioni sismiche .....	31
9.4. Combinazioni statiche dei carichi .....	33
9.5. Combinazioni sismiche dei carichi .....	33
9.6. Sollecitazioni nel muro di sostegno .....	34
9.6.1. Diagrammi SLU e SLV .....	35
9.6.2. Diagrammi SLE RARA .....	36
9.6.3. Diagrammi SLE SISMICA .....	36
9.7. Verifiche strutturali SLU .....	37
9.8. Verifiche geotecniche .....	38
9.8.1. Quadro riassuntivo coefficienti di sicurezza calcolati .....	38
9.8.2. Verifica a scorrimento fondazione .....	39
9.8.3. Verifica a carico limite .....	39
9.8.4. Verifica a ribaltamento .....	41
9.8.5. Verifica stabilità globale muro + terreno .....	41
<b>10. PALI IN C.A. ....</b>	<b>45</b>
10.1. Descrizione dell'opera .....	45
10.2. Verifica della situazione tipica .....	45
10.3. Modellazione della struttura .....	45
10.3.1. Descrizione del metodo di analisi .....	45
10.3.2. Parametri dell'analisi .....	51
10.3.3. Geometria paratia .....	51
10.3.4. Geometria cordoli .....	52
10.3.5. Geometria profilo terreno .....	53
10.3.6. Descrizione stratigrafia .....	54
10.4. Analisi dei carichi .....	55
10.4.1. Peso proprio .....	55
10.4.2. Carico permanente sul terrapieno .....	55
10.4.3. Carico variabile sul terrapieno .....	56
10.4.4. Spinta in condizioni statiche .....	56
10.4.5. Spinta in presenza di sisma .....	57
10.5. Condizioni di carico .....	57
10.6. Fasi di scavo .....	58

---

10.7. Combinazioni statiche dei carichi.....	59
10.8. Sollecitazioni nella paratia.....	59
10.8.1. <i>Forze agenti sulla paratia</i> .....	62
10.9. Spostamenti nella paratia.....	63
10.10. Verifiche strutturali SLU.....	64
10.10.1. <i>Verifica a flessione</i> .....	64
10.10.2. <i>Verifica a taglio</i> .....	65
10.11. Verifiche di stabilità globale .....	65

## **1. INTRODUZIONE**

### **1.1. Generalità**

La presente Relazione di calcolo interessa il dimensionamento e la verifica delle opere in conglomerato cementizio armato (normale, gettato in opera e prefabbricato) necessarie per consentire lo spostamento del tracciato stradale che fiancheggia il binario 2 della stazione di Malonno, per l'inserimento di un deviatoio e di un tronchino di indipendenza, nell'ambito del progetto di riconfigurazione e ampliamento dell'Apparato Centrale Computerizzato in versione Multistazione (ACC-M).

### **1.2. Inquadramento**

L'area di intervento è collocata nei pressi di via Glere, nel Comune di Malonno, in provincia di Brescia, sul fianco destro del tratto medio superiore della Valle Camonica, sulla riva orografica destra del fiume Oglio.

Il sito in esame è inserito nella Catena Alpina delle Orobie Bresciane, facente parte del settore delle Alpi meridionali.

La sede della strada esistente oggetto di deviazione è su rilevato, con sezione a mezzacosta e con acclività moderata del versante a valle. Per un tratto di lunghezza pari a circa 27m a valle della strada è presente un muro di sostegno. A lato della strada esistente, lato monte, sono presenti caditoie grigliate, dotate di griglia carrabile di classe UNI EN 124 D400.

## **2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Il progetto è stato sviluppato nell'osservanza della vigente normativa tecnica facendo riferimento, qualora necessario, anche alle normative precedentemente vigenti, in particolare:

### **2.1. Norme generali**

- Legge 5 novembre 1971, n. 1086 “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- Ministero delle Infrastrutture. Decreto ministeriale 17 gennaio 2018 “Nuove Norme tecniche per le costruzioni 2018”.
- Circolare 21 gennaio 2019 n.7 “Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”.

### **2.2. Norme sismiche**

- Ordinanza del Presidente del Consiglio n°3274 del 20 marzo 2003, e allegati “Normativa tecnica per le costruzioni in zona sismica e connessa classificazione sismica del territorio nazionale”.
- Dipartimento della Protezione Civile – Ufficio servizio Sismico Nazionale “Nota esplicativa dell’ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20 marzo 2003” datata 4 giugno 2003.
- Delibera n. 4317 approvata da Regione Lombardia “Indirizzi per l’uniforme applicazione del decreto del ministro delle infrastrutture e dei trasporti 30 aprile 2020 – Approvazione delle linee guida per l’individuazione, dal punto di vista strutturale, degli interventi di cui all’articolo 94 bis, comma 1, del decreto del Presidente della Repubblica 6 giugno 2001, n.380, nonché delle varianti di carattere non sostanziale per le quali non occorre il preavviso di cui all’articolo 93” datata 15 febbraio 2021

### **2.3. Eurocodici**

- EUROCODICE 1 Azioni sulle strutture.
- EUROCODICE 2 Progettazione delle strutture in calcestruzzo.
- EUROCODICE 3 Progettazione delle strutture in acciaio.
- EUROCODICE 4 Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo.
- EUROCODICE 7 Progettazione geotecnica.

- EUROCODICE 8 indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture.

#### **2.4. Istruzioni ferroviarie**

- RFI DTC INC CS SP IFS 001 A “Specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie”
- RFI DTC INC PO SP IFS 001 A “Specifica per la progettazione e l’esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario”
- RFI DTC INC PO SP IFS 002 A “Specifica per la progettazione e l’esecuzione di cavalcavia e passerelle pedonali sulla sede ferroviaria”

#### **2.5. Altre norme**

- Linee guida sul calcestruzzo strutturale – Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici – Servizio Tecnico Centrale
- UNI EN 197-1: “Cemento: composizione, specifiche e criteri di conformità per cementi comuni”
- UNI EN 11104:2016: “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, Istruzioni complementari per l’applicazione delle EN 206-1
- UNI EN 206-1: “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”
- UNI EN 1090-1:2012 “Esecuzione di strutture di acciaio e di alluminio - Parte 1: Requisiti per la valutazione di conformità dei componenti strutturali”



### **3. SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE**

In generale, la vita utile di progetto di una struttura è intesa come il periodo di tempo nel quale la struttura, purché soggetta a manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di eventuale collasso dell'opera, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso. Le azioni sismiche sono valutate in relazione al periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava per ciascuna costruzione moltiplicando la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$  in funzione della classe d'uso di appartenenza dell'opera.

#### **3.1. Vita nominale di progetto**

Con riferimento alla Tab. 2.4.I NTC, e per tutti gli interventi in progetto, si considera una vita nominale pari a 50 anni.

#### **3.2. Classe d'uso e periodo di riferimento**

Con riferimento al § 2.4.2 NTC, , e per tutti gli interventi in progetto, si considera una Classe d'uso **III** (Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza). Il Coefficiente d'uso per quanto di cui alla Tab. 2.4.II NTC assume pertanto un valore pari a **1.5** e il periodo di riferimento è conseguentemente di  **$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1.5 = 75$**  anni.

## 4. MATERIALI

Per la realizzazione dell'opera è previsto l'impiego dei materiali meglio elencati nel seguito. Per quanto qui non espressamente citato si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

### 4.1. Calcestruzzo

#### 4.1.1. Magroni

CALCESTRUZZO MAGRO	X0	C12/15	S4
Condizioni ambientali	Ordinarie		
Dimensione massima aggregati	d <sub>max</sub>	20	mm

#### 4.1.2. Pali di fondazione

CALCESTRUZZO PER GETTI IN OPERA	XC2	C25/30	S4
Condizioni ambientali	Ordinarie		
Classe di abbassamento al cono	Slump	da 160 a 210	mm
Massimo diametro barre da c.a.	$\Phi_{max}$	32	mm
Dimensione massima aggregati	d <sub>max</sub>	32	mm
Resistenza caratteristica cubica	R <sub>ck</sub>	30	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica	f <sub>ck</sub>	24.90	MPa
Resistenza media cilindrica	f <sub>cm</sub>	32.90	MPa
Resistenza media a trazione semplice	f <sub>ctm</sub>	2.56	MPa
Resistenza caratteristica a trazione	f <sub>ctk</sub>	1.79	MPa
Modulo elastico	E <sub>cm</sub>	31447	MPa
Coefficiente di Poisson	$\nu$	0/0,2	ad
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha$	10*10 <sup>-6</sup>	1/°C
Resistenza di calcolo a compressione	f <sub>cd</sub>	14.11	MPa
Tensione max. di compressione SLE rara	$\sigma_{c\_rara}$	14.94	MPa
Tensione max. di compressione SLE quasi permanente	$\sigma_{c\_qp}$	11.21	MPa
Resistenza di calcolo a trazione	f <sub>ctd</sub>	1.19	MPa
Resistenza tangenziale di aderenza	f <sub>bd</sub>	2.69	MPa
Tensione max. a trazione in esercizio	$\sigma_{ct\_ese}$	2.13	MPa

### 4.1.3. Fondazioni gettate in opera

CALCESTRUZZO PER GETTI IN OPERA	XC2	C32/40	S4
Condizioni ambientali	Ordinarie		
Classe di abbassamento al cono	Slump	da 160 a 210	mm
Massimo diametro barre da c.a.	$\Phi_{max}$	32	mm
Dimensione massima aggregati	$d_{max}$	32	mm
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck}$	40	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck}$	33.20	MPa
Resistenza media cilindrica	$f_{cm}$	41.20	MPa
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm}$	3.10	MPa
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk}$	2.17	MPa
Modulo elastico	$E_{cm}$	33643	MPa
Coefficiente di Poisson	$\nu$	0/0,2	ad
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha$	$10 \cdot 10^{-6}$	1/°C
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd}$	18.81	MPa
Tensione max. di compressione SLE rara	$\sigma_{c \text{ rara}}$	19.92	MPa
Tensione max. di compressione SLE quasi permanente	$\sigma_{c \text{ qp}}$	14.94	MPa
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd}$	1.45	MPa
Resistenza tangenziale di aderenza	$f_{bd}$	3.25	MPa
Tensione max. a trazione in esercizio	$\sigma_{ct \text{ ese}}$	2.58	MPa

### 4.1.4. Elevazioni gettate in opera

CALCESTRUZZO PER GETTI IN OPERA	XC4	C32/40	S4
Condizioni ambientali	Aggressive		
Classe di abbassamento al cono	Slump	da 160 a 210	mm
Massimo diametro barre da c.a.	$\Phi_{max}$	32	mm
Dimensione massima aggregati	$d_{max}$	20	mm
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck}$	40	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck}$	33.20	MPa
Resistenza media cilindrica	$f_{cm}$	41.20	MPa
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm}$	3.10	MPa
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk}$	2.17	MPa
Modulo elastico	$E_{cm}$	33643	MPa
Coefficiente di Poisson	$\nu$	0/0,2	ad
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha$	$10 \cdot 10^{-6}$	1/°C
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd}$	18.81	MPa
Tensione max. di compressione SLE rara	$\sigma_{c \text{ rara}}$	19.92	MPa
Tensione max. di compressione SLE quasi permanente	$\sigma_{c \text{ qp}}$	14.94	MPa
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd}$	1.45	MPa
Resistenza tangenziale di aderenza	$f_{bd}$	3.25	MPa
Tensione max. a trazione in esercizio	$\sigma_{ct \text{ ese}}$	2.58	MPa

## 4.2. Acciaio

### 4.2.1. Acciaio in tondo da c.a.

ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO		B 450	C
È ammesso esclusivamente l'impiego di acciai saldabili qualificati secondo le procedure di cui alle vigenti NTC e controllati con le modalità riportate nelle stesse			
Densità	$\rho$	78.50	kN/m <sup>3</sup>
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk}$	$\geq 540$	MPa
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk}$	$\geq 450$	MPa
Allungamento	$(A_{gt})_k$	$\geq 7,5$	%
Caratteristiche di duttilità	$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,15 < 1,35$	-
	$(f_y/f_{ynom})_k$	$\leq 1,25$	-
Resistenza di calcolo	$f_{yd}$	391	MPa
Tensione massima in esercizio	$f_{yd}$	360	MPa
Modulo elastico	$E_s$	210000	MPa
Limitazione sui diametri	$\Phi_{barre}$	$\geq 6 \leq 40$	mm
Acciai forniti in rotoli	$\Phi_{rotoli}$	$\leq 16$	mm

### 4.2.2. Reti

RETI E TRALICCI ELETTROSALDATI		B 450	C
Densità	$\rho$	78.50	kN/m <sup>3</sup>
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk}$	$\geq 540$	MPa
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk}$	$\geq 450$	MPa
Allungamento	$(A_{gt})_k$	$\geq 7,5$	%
Caratteristiche di duttilità	$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,15 < 1,35$	-
	$(f_y/f_{ynom})_k$	$\leq 1,25$	-
Resistenza di calcolo	$f_{yd}$	391	MPa
Massimo interasse delle barre	$f_{yd}$	330	mm
Modulo elastico	$E_s$	210000	MPa
Limitazione sui diametri	$\Phi_{barre}$	$\geq 6 \leq 16$	mm
Rapporto tra i diametri	$\Phi_{rotoli}$	$\geq 0,6$	-

### 4.2.3. Acciaio da carpenteria

ACCIAIO PER STRUTTURE METALLICHE		S355	t $\leq 40$
Per la realizzazione di strutture metalliche e di strutture composte si dovranno utilizzare acciai conformi alle norme armonizzate della serie UNI EN 10025 (per i laminati), UNI EN 10210 (per i tubi senza saldatura) e UNI EN 10219-1 (per i tubi saldati), recanti la Marcatura CE, cui si applica il sistema di attestazione della conformità 2+, e per i quali si rimanda a quanto specificato al punto A del § 11.1 NTC.			
Modulo elastico	$E_s$	210000	MPa
Coefficiente di Poisson	$\nu$	0.3	MPa
Modulo di elasticità trasversale	$G$	80769	MPa
Coefficiente di espansione termica lineare T<100°C	$\alpha$	$12 \cdot 10^{-6}$	1/°C
Densità	$\rho$	78.50	kN/m <sup>3</sup>
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk}$	510	MPa
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk}$	355	MPa

#### 4.2.4. Bulloni, tasselli e tirafondi

BULLONI		Classe	10.9
I bulloni - conformi per le caratteristiche dimensionali alle norme UNI EN ISO 4016:2002 e UNI 5592:1968 devono appartenere alle classi della norma UNI EN ISO 898-1:2001, associate nel modo indicato nella Tab. 11.3.XIII.b NTC.			
Tensione caratteristica di rottura	ftb	1000	MPa
Tensione caratteristica di snervamento	fyb	900	MPa

#### 4.2.5. Saldature

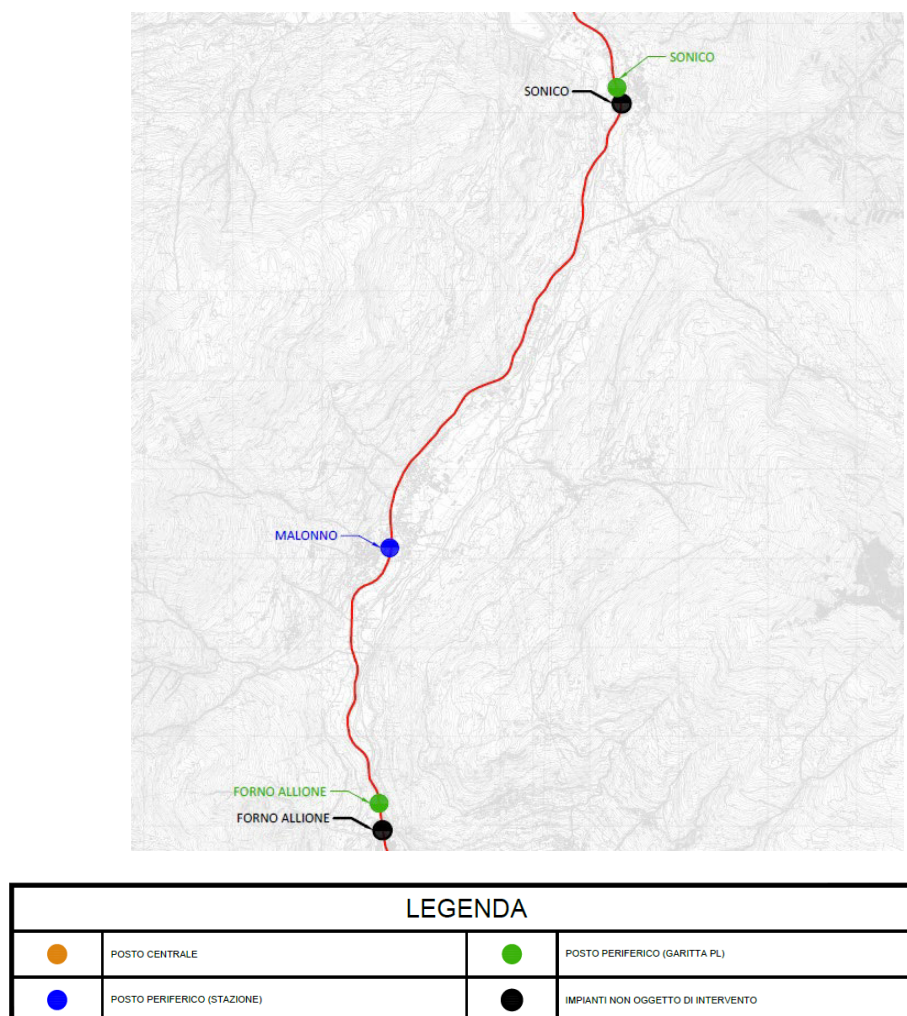
Le saldature dovranno essere realizzate secondo le indicazioni delle norme CNR e in ottemperanza alle NTC. Tutte le saldature, inoltre, sono da realizzarsi a piena penetrazione o a cordoni d'angolo ove espressamente indicato negli elaborati grafici di progetto.

#### 4.2.6. Inghisaggi

MALTE CEMENTIZIE		EMACO S55 o sim	
Malta cementizia espansiva applicabile mediante colaggio conforme ai limiti ed ai requisiti di accettazione indicate da UNI 8993 e UNI 8994 circa le classi di consistenza per i tipi superfluido, fluido e plastico; UNI 8994 e UNI 8996, UNI 8147 per l'espansione sia in fase plastica che indurita; UNI 8998, circa l'assenza di bleeding.			
Resistenza a compressione	Classe	R4	-
Modulo elastico minimo	E	>20	GPa
Densità	ρ	19.50	kN/m3

## 5. GEOTECNICA E SISMICITA' DEL SITO

Gli aspetti geologici/geotecnici sono compendati nella relazione “Relazione Geologica, indagine geognostica e Caratterizzazione e modellazione geotecnica – Linea ferroviaria Brescia-Iseo-Edolo – Tratta Iseo – Edolo” redatta da Tecnostudio. Tale elaborato costituisce parte integrante della documentazione progettuale. Le aree indagate prossime al sito in esame sono collocate nei comuni di Forno Allione, a Sud, e di Sonico, a Nord.



**Figura 1 – Ubicazione dei siti di Forno Allione e Sonico**

### 5.1. Stratigrafia

Si riporta in Tabella 1 la stratigrafia descritta nel sito di Forno Allione e in Tabella 2 la stratigrafia descritta nel sito di Sonico.

Prof strato [m]	Descrizione	Angolo di attrito [°]	Modulo di Young [MPa]	Peso unità di volume saturo [KN/m <sup>3</sup> ]
0.00-1.00	Sabbia limosa	31.82	15.91	19.37
1.00-2.40	Sabbia ghiaiosa	34	59.15	20.87
2.40-2.80	Ghiaia e sabbia	42.28	86.71	21.59

**Tabella 1 – Stratigrafia Forno Allione**

Prof strato [m]	Descrizione	Angolo di attrito [°]	Modulo di Young [MPa]	Peso unità di volume saturo [KN/m <sup>3</sup> ]
0.00-1.20	Ghiaia con sabbia	42.63	79.62	21.46

**Tabella 2 – Stratigrafia Sonico**

Poiché le aree oggetto di indagine non coincidono con quella del manufatto in progetto, nelle analisi si adottano i parametri del primo strato della stratigrafia di Forno Allione, che riporta parametri più cautelativi rispetto a quella di Sonico:

Prof strato [m]	Angolo di attrito [°]	Modulo di Young [MPa]	Peso unità di volume saturo [KN/m <sup>3</sup> ]
0.00-20.00	32	15.00	20

Per il terreno di riempimento del rilevato stradale, a tergo del muro, si adottano i seguenti parametri:

Angolo di attrito [°]	Modulo di Young [MPa]	Peso unità di volume saturo [KN/m <sup>3</sup> ]
35	15.00	20

## 5.2. Falda

Si assume che la falda non interferisca con le opere in oggetto.

## 5.3. Categoria di sottosuolo

Come si evince dalla relazione geologica/geotecnica allegata alla presente e con riferimento alla Tab. 3.2.II NTC riportata in calce la categoria di sottosuolo è di tipo **C**.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

#### 5.4. Categoria topografica

Dalla Tab. 3.2.III NTC riportata in calce si desume a favore di sicurezza una categoria topografica di tipo **T2** (Pendii con inclinazione media  $i > 15^\circ$ ).

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



## 6. CRITERI DI CALCOLO

La presente relazione strutturale di calcolo illustra il progetto nei suoi aspetti generali. Essa comprende solo una parte dei calcoli strutturali: le verifiche non riportate nella presente sono state condotte analogamente a quelle descritte e risultano disponibili nelle minute di studio. Lo studio delle strutture è stato condotto secondo i metodi della scienza delle costruzioni supponendo i materiali elastici, omogenei ed isotropi. La ricerca dei parametri di sollecitazione è stata fatta secondo le disposizioni di carico più gravose avvalendosi di codici di calcolo automatico per l'analisi strutturale. Le verifiche di resistenza delle sezioni sono state eseguite secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite. I coefficienti di sicurezza adottati sui materiali, secondo normativa vigente, sono assunti pari a:

- Opere in cemento armato

Stato limite	Acciaio $\gamma_s$	Calcestruzzo $\gamma_c$
ultimo	1.15	1.50 per c.a. normale
di esercizio	1.00	1.00

- Opere in carpenteria metallica

Stato limite	Acciaio $\gamma_m$
ultimo	1.05
di esercizio	1.00

In considerazione dei problemi in studio, caratterizzati da piccoli spostamenti e tensioni inferiori ai limiti elastici dei materiali, si è ritenuto sufficiente adottare una schematizzazione della geometria e dei materiali di tipo lineare con leggi elastiche e isotrope ed omogenee.

### 6.1. Codici di calcolo

Tutti i codici di calcolo automatico utilizzati per il calcolo e la verifica delle strutture e la redazione della presente relazione di calcolo sono di sicura ed accertata validità e sono stati impiegati conformemente alle loro caratteristiche.

- Le verifiche sezionali delle sezioni in c.a. sono condotte utilizzando i **fogli di calcolo** redatti e testati dallo scrivente e/o utilizzando il codice di calcolo **Sax 10** prodotto e distribuito da Aztec Informatica;
- Le verifiche geotecniche sono condotte utilizzando i codici di calcolo **Stap 16, Max 16 e Pac 16** prodotti e distribuiti da Aztec Informatica

## **6.2. Verifiche di resistenza**

Le verifiche delle sezioni più sollecitate sono state condotte seguendo le prescrizioni del D.M. 17/01/2018 e relativa Circolare esplicativa<sup>102</sup>.

### **6.2.1. Verifiche allo stato limite ultimo**

Si è verificato che il valore di progetto degli effetti delle azioni, ovvero delle sollecitazioni flettenti  $M_{Ed}$  sia minore dei corrispondenti momenti resistenti  $M_{Rd}$  delle sezioni di progetto. La verifica di resistenza delle sezioni dei vari elementi strutturali viene condotta tenendo conto delle condizioni più gravose che si individuano dall'involuppo delle sollecitazioni agenti nelle diverse combinazioni di carico. Le combinazioni e i coefficienti moltiplicativi delle singole azioni vengono definiti in base a quanto indicato nel D.M. 17 gennaio 2018. Per quanto concerne le membrature in acciaio vale quanto previsto nel § 4.2.4.1 NTC.

### **6.2.2. Verifiche agli stati limite di esercizio: calcestruzzo**

#### **6.2.2.1. Condizioni ambientali**

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo. Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, ovvero alle norme UNI EN 206-1:2016 e UNI 11104:2016. Per le opere trattate nella presente relazione si adotta quanto segue:

Pali in c.a.: Classe di esposizione XC2

Fondazione muro: Classe di esposizione XC2

Elevazione muro:

Classe di esposizione XC4-XF2

In ragione di ciò e per quanto previsto dalle NTC nella Tab. 4.1.III si evince che:

- per i pali in c.a. di fondazione presenti trattasi di condizioni ambientali “ordinarie”
- per gli elementi in c.a. di fondazione presenti trattasi di condizioni ambientali “ordinarie”
- per gli elementi in c.a. di elevazione trattasi di condizioni ambientali “aggressive”

#### 6.2.2.2. Verifiche allo stato limite di fessurazione

La Tab. 4.1.IV NTC riportata in calce indica i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento sia al tipo di armatura che alle condizioni ambientali:

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	$w_k$	Stato limite	$w_k$
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

Lo stato limite considerato per i vari elementi strutturali è pertanto il seguente:

- per i **pali in c.a. di fondazione** trattasi di “apertura delle fessure” per armature “poco sensibili”;
- per gli elementi in c.a. di **fondazione diretta** trattasi di “apertura delle fessure” per armature “poco sensibili”;
- per gli elementi di **elevazione in c.a. gettato in opera** trattasi di “apertura delle fessure” per armature “poco sensibili”;

In ottemperanza al § 4.1.2.2.4 punto c) delle NTC, vale quanto segue:

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

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

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

Si prescrivono i limiti fessurativi definiti nel paragrafo 1.8.3.2.4 della norma RFI DTC INC PO SP IFS 001 A, ad integrazione di quanto previsto nelle NTC2018.

L'apertura convenzionale delle fessure, calcolata con la combinazione rara per gli SLE, dovrà risultare:

- per strutture in condizioni ambientali aggressive, molto aggressive e comunque per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture:

$$\delta_f \leq w_1$$

- per strutture in condizioni ambientali ordinarie:

$$\delta_f \leq w_2$$

### 6.2.2.3. Copriferri e interferri

Al fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro per gli elementi in calcestruzzo armato. Il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più prossima, individua il cosiddetto "copriferro nominale" ed è determinato secondo quanto di cui al § 4.1.6.1.3 NTC. Segue la determinazione analitica dei copriferri in progetto per le varie tipologie di elementi in ottemperanza a quanto previsto nella Tab. C.4.1.IV della Circ. 7/2019 sotto riportata:

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
C <sub>min</sub>	C <sub>o</sub>	ambiente	C ≥ C <sub>o</sub>	C <sub>min</sub> ≤ C < C <sub>o</sub>	C ≥ C <sub>o</sub>	C <sub>min</sub> ≤ C < C <sub>o</sub>	C ≥ C <sub>o</sub>	C <sub>min</sub> ≤ C < C <sub>o</sub>	C ≥ C <sub>o</sub>	C <sub>min</sub> ≤ C < C <sub>o</sub>
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Per i pali di fondazione si ottiene il seguente valore minimo:

Vita nominale (Tab. 2.4.I NTC)	VN	<100 anni	
Tipologia di elemento da verificare (Tab. C4.1.IV Circ.7/19)	elemento	Altro c.a.	
Condizioni ambientali (Tab. 4.1.III NTC)	cond. amb.	Ordinarie	
Modalità di getto dell'elemento	getto	Opera	
Classe di resistenza del calcestruzzo	C <sub>fk</sub> /R <sub>ck</sub>	C25/30	MPa
Tolleranze di posa (Valore consigliato EC2 4.4.1.3 = 10 mm)	toll	10	mm
Copriferro nominale (C4.1.6.1.3 Circ.7/19)	c	35	mm

Si adotta un copriferro da **60mm**.

Per le fondazioni dirette si ottiene il seguente valore minimo:

Vita nominale (Tab. 2.4.I NTC)	VN	<100 anni	
Tipologia di elemento da verificare (Tab. C4.1.IV Circ.7/19)	elemento	Piastra c.a.	
Condizioni ambientali (Tab. 4.1.III NTC)	cond. amb.	Ordinarie	
Modalità di getto dell'elemento	getto	Opera	
Classe di resistenza del calcestruzzo	C <sub>fk</sub> /R <sub>ck</sub>	C32/40	MPa
Tolleranze di posa (Valore consigliato EC2 4.4.1.3 = 10 mm)	toll	10	mm
Copriferro nominale (C4.1.6.1.3 Circ.7/19)	c	30	mm

Si adotta un copriferro di **40mm**.

Per le elevazioni gettate in opera si ottiene:

Vita nominale (Tab. 2.4.I NTC)	VN	<100 anni	
Tipologia di elemento da verificare (Tab. C4.1.IV Circ.7/19)	elemento	Piastra c.a.	
Condizioni ambientali (Tab. 4.1.III NTC)	cond. amb.	Aggressive	
Modalità di getto dell'elemento	getto	Opera	
Classe di resistenza del calcestruzzo	C <sub>fdk</sub> /R <sub>ck</sub>	C32/40	MPa
Tolleranze di posa (Valore consigliato EC2 4.4.1.3 = 10 mm)	toll	10	mm
Copriferro nominale (C4.1.6.1.3 Circ.7/19)	c	40	mm

Incremento per condizioni ambientali aggressive o molto aggressive:

$\Delta c=10\text{mm}$

Si adotta un copriferro di **50mm**.

## 7. COMBINAZIONE DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche agli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

### 7.1. Combinazioni per gli stati limiti ultimi

Per le verifiche agli stati limite ultimi SLU si adottano le combinazioni del tipo:

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

dove:

$G_1$  = valore caratteristico delle azioni permanenti strutturali

$G_2$  = valore caratteristico delle azioni permanenti non strutturali

$P$  = pretensione e precompressione

$Q_{kj}$  = azioni variabili della combinazione con  $j=1$  per l'azione dominante

$\gamma_{Gi}$  = coefficienti parziali per i carichi permanenti/permanenti non strutturali nelle verifiche SLU

$\gamma_{Qi}$  = coefficienti parziali per i carichi variabili nelle verifiche SLU

$\gamma_P$  = coefficiente parziale della precompressione nelle verifiche SLU

$\psi_{0i}$  = coefficiente di combinazione

### 7.2. Combinazioni per gli stati limiti ultimi connessi al sisma

Per le verifiche agli stati limite ultimi connesse all'azione sismica si adottano combinazioni del tipo:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

dove:

$E$  = azione sismica

$G_1$  = valore caratteristico delle azioni permanenti strutturali

$G_2$  = valore caratteristico delle azioni permanenti non strutturali

$P$  = pretensione e precompressione

$Q_{kj}$  = azioni variabili della combinazione con  $j=1$  per l'azione dominante

$\psi_{0i}$  = coefficiente di combinazione

### 7.3. Combinazioni per gli stati limiti di esercizio

Per le verifiche agli stati limite di esercizio SLE si adottano combinazioni del tipo:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad \text{SLE rara}$$

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} \dots \quad \text{SLE frequente}$$

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} \dots \quad \text{SLE quasi permanente}$$

dove:

$G_1$  = valore caratteristico delle azioni permanenti strutturali

$G_2$  = valore caratteristico delle azioni permanenti non strutturali

$P$  = pretensione e precompressione

$Q_{kj}$  = azioni variabili della combinazione con  $j=1$  per l'azione dominante

$\psi_{ji}$  = coefficiente di combinazione

#### 7.4. Coefficienti parziali di sicurezza

I valori considerati per i coefficienti parziali di sicurezza sono desunti dalle Tab. 2.6.I e 5.2.V NTC sotto riportate. In particolare:

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		$\gamma_F$			
Carichi permanenti $G_1$	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili $Q$	Favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Coefficiente			EQU <sup>(1)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast <sup>(3)</sup>	favorevoli	$\gamma_B$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico <sup>(4)</sup>	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	$\gamma_P$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 <sup>(5)</sup>	1,00 <sup>(6)</sup>	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	$\gamma_{Ced}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole		1,20	1,20	1,00

#### 7.5. Coefficienti di combinazione

I valori dei coefficienti di combinazione sono desunti dalla Tab. 2.5.I e 5.2.VI NTC sotto riportate. In particolare:

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6

Azioni		$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Azioni singole	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
da traffico	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
	$gr_1$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
Gruppi di	$gr_2$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	-
carico	$gr_3$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	$gr_4$	1,00	1,00 <sup>(1)</sup>	0,0
Azioni del vento	$F_{wk}$	0,60	0,50	0,0
Azioni da	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	$T_k$	0,60	0,60	0,50

In accordo al paragrafo 5.2.2.8 delle NTC 2018, per la determinazione degli effetti delle azioni sismiche, si considerano le masse associate ai variabili da traffico ferroviario con un coefficiente  $\Psi_2=0,2$ . In accordo al paragrafo 5.1.3.12 delle NTC 2018, si assume, per i carichi dovuti al transito dei mezzi stradali,  $\Psi_2=0,0$ .



## 8. AZIONI SULLE COSTRUZIONI

Si fa espressamente riferimento a quanto previsto nei §§ 3.1 e 5.2 NTC.

### 8.1. Pesi propri dei materiali strutturali

Per la determinazione dei pesi propri strutturali dei più comuni materiali possono essere assunti i valori dei pesi dell'unità di volume riportati nel Tab. 3.1.I NTC.

In particolare:

Calcestruzzo ordinario	24.0 kN/m <sup>3</sup>
Calcestruzzo armato (e/o precompresso)	25.0 kN/m <sup>3</sup>
Acciaio	78.5 kN/m <sup>3</sup>

### 8.2. Carichi permanenti non strutturali

#### 8.2.1. Ballast e armamento

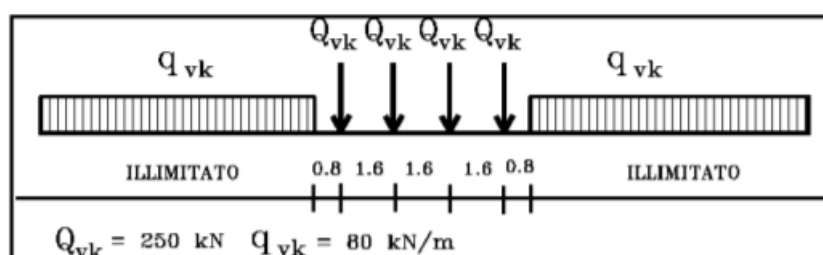
Si considera uno spessore di 0.80m e un peso specifico di 18 kN/m<sup>3</sup>.

#### 8.2.2. Supercompattato e materiale da rilevato

Si considera un peso specifico pari a 20 kN/m<sup>3</sup>.

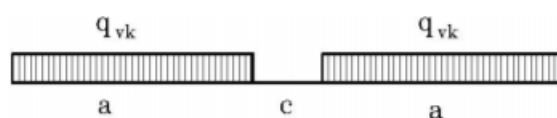
### 8.3. Convogli ferroviari

Si applica il più gravoso ai fini delle verifiche, caso per caso, dei seguenti modelli di calcolo, meglio descritti nel § 5.2.2.1 NTC. Il modello denominato "LM 71" risulta costituito da quattro assi da 250 kN ciascuno ad interasse 1.60 m e da un carico distribuito illimitato di 80 kN/m come meglio descritto dalla figura seguente:



I carichi localizzati vengono diffusi considerando la diffusione 4:1 nel ballast.

Il modello denominato "SW/2", invece, è illustrato nella figura seguente e nella Tab. 5.2.I NTC di cui si riporta uno stralcio:



Tipo di Carico	$q_{vk}$ [kN/m]	$a$ [m]	$c$ [m]
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

#### 8.4. Sovraccarico stradale

Ai fini della valutazione delle spinte sulla struttura, si considera un sovraccarico uniformemente distribuito, pari a 20 kN/m<sup>2</sup>.

#### 8.5. Azione sismica

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione e sono funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che determinano la risposta sismica locale. Ai fini delle vigenti NTC le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento PVR nel periodo di riferimento  $V_R$ , a partire dai valori dei parametri su sito di riferimento rigido orizzontale  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T^*_c$  per i quali si fa riferimento agli Allegati A e B al Decreto del Ministro delle Infrastrutture 14 gennaio 2008, pubblicato nel S.O. alla Gazzetta Ufficiale del 4 febbraio 2008, n.29, ed eventuali successivi aggiornamenti. Per il Comune di Malonno (BS) oggetto dell'intervento vale quanto segue:

## FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

<input type="radio"/> Ricerca per coordinate	LONGITUDINE 10.3539	LATITUDINE 46.1664	
<input checked="" type="radio"/> Ricerca per comune	REGIONE Lombardia	PROVINCIA Brescia	COMUNE Sonico

**Elaborazioni grafiche**

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

---

**Elaborazioni numeriche**

Tabella parametri


**Reticolo di riferimento**

Controllo sul reticolo

☐ Sito esterno al reticolo

☐ Interpolazione su 3 nodi

☒ Interpolazione corretta

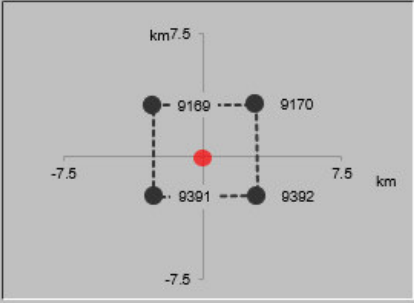


**Interpolazione**

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".

**Nodi del reticolo intorno al sito**



INTRO

**FASE 1**

FASE 2

FASE 3

## FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_N$   info

Coefficiente d'uso della costruzione -  $c_U$   info

### Valori di progetto

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

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

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="45"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="75"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="712"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="1462"/>

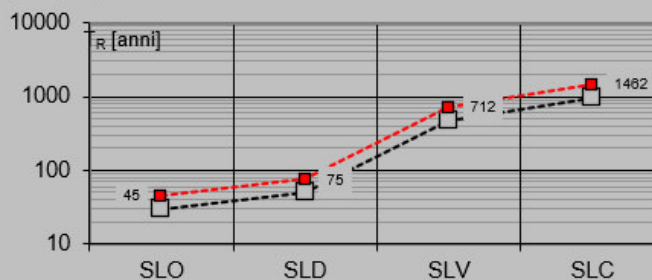
### Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

### LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

### Strategia di progettazione



INTRO

FASE 1

**FASE 2**

FASE 3

### 8.5.1. Spettro SLV e parametri di definizione

#### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.066 g
$F_o$	2.777
$T_C^*$	0.304 s
$S_S$	1.500
$C_C$	1.555
$S_T$	1.200
$q$	1.000

#### Parametri dipendenti

$S$	1.800
$\eta$	1.000
$T_B$	0.158 s
$T_C$	0.473 s
$T_D$	1.862 s

## 9. MURO DI SOSTEGNO

### 9.1. Descrizione dell'opera

Il muro di sostegno è gettato in opera ed ha un'altezza pari a 3m circa. La fondazione è posizionata al di sotto della sede stradale e ha spessore pari a 70cm. I piedritti hanno spessore variabile da 83cm circa alla base a 50cm in sommità. I barbacani scaricano a valle l'acqua di infiltrazione del terreno. A tergo del muro si considera un carico di 20 kN/mq, rappresentativo del traffico stradale. Per tutto quanto non esplicitato si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

### 9.2. Modellazione della struttura

Le analisi sono condotte per mezzo del software di calcolo MAX – Analisi e calcolo di muri di sostegno, versione 16.0, prodotto da Aztec Informatica srl, Casali del Manco – loc. Casole Bruzio (CS).

Si riportano di seguito i principali aspetti di modellazione.

- il muro viene modellato fino alla quota rappresentativa del terreno di riempimento a tergo
- la presenza della falda viene trascurata
- l'angolo d'attrito paramento-terreno è pari a  $2/3\phi$

In Figura 2 sono rappresentate le caratteristiche geometriche del muro modellato, mentre in

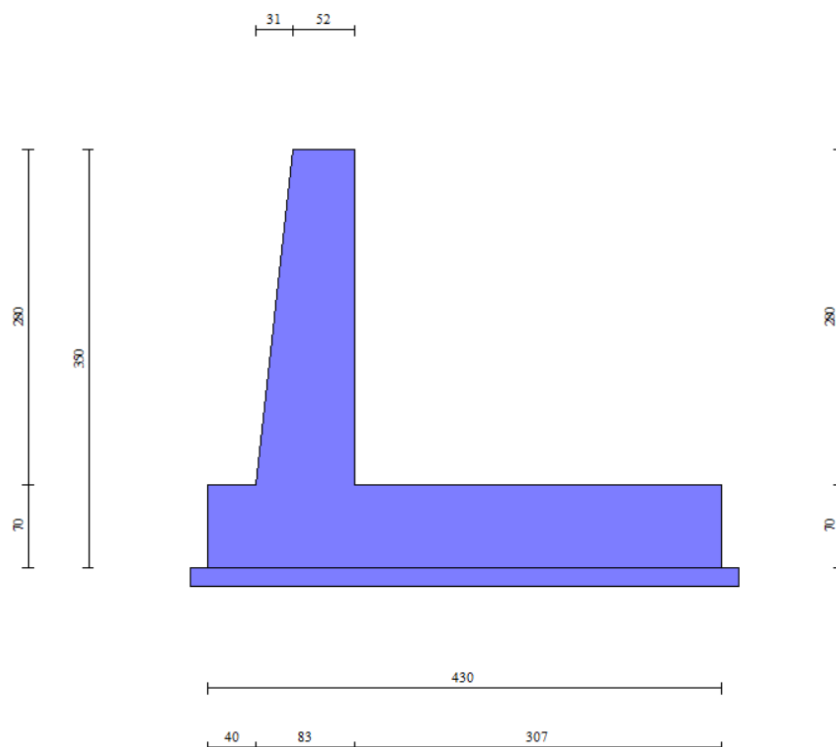


Figura 2 – Modello di calcolo – geometria del muro di sostegno

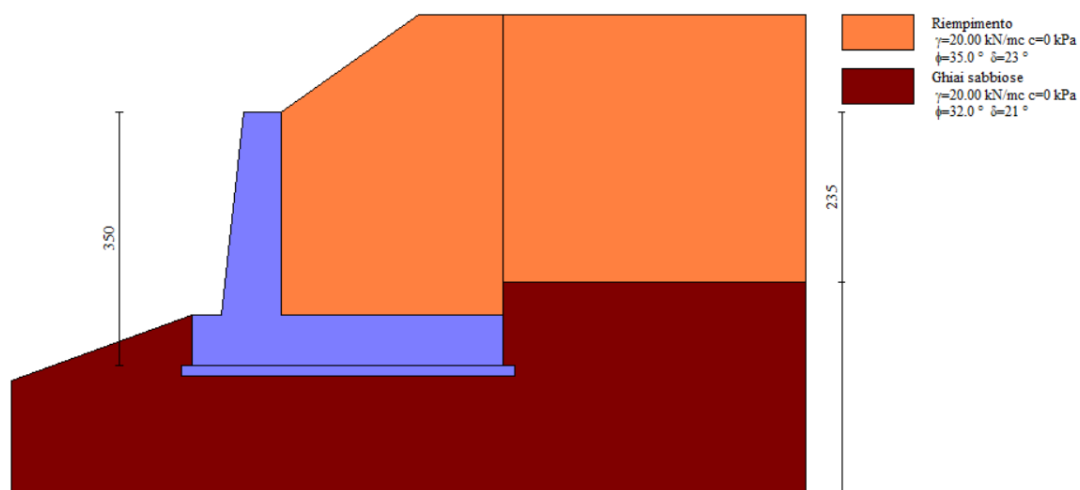


Figura 3 – Modello di calcolo - stratigrafia

### 9.3. Analisi dei carichi

#### 9.3.1. Peso proprio

Il peso proprio dei muri è computato internamente nel modello di calcolo utilizzando il peso specifico del calcestruzzo armato definito nel § 8.1

#### 9.3.2. Carico variabile sul terrapieno

A tergo del muro di sostegno è stato considerato un carico di  $20 \text{ KN/m}^2$ .

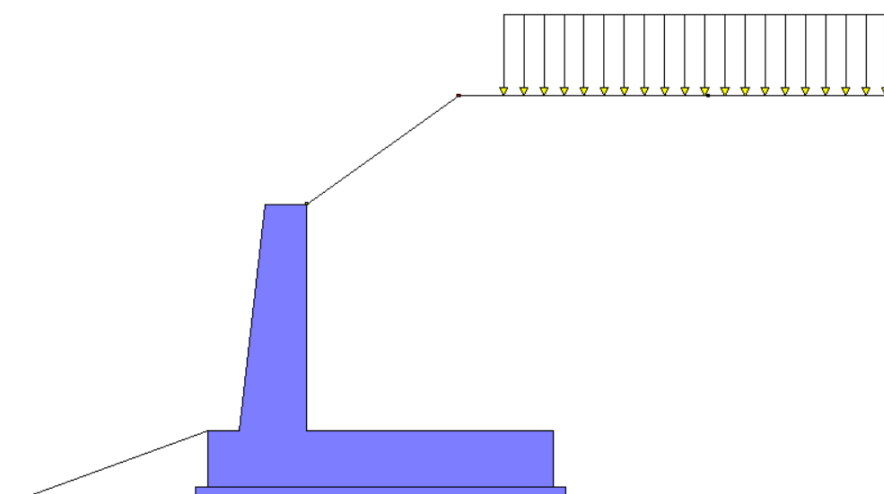


Figura 4 – Modello di calcolo – carichi sul terreno a tergo

### **9.3.3. Spinta in condizioni statiche**

I valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali  $\gamma$ . In particolare, si distinguono combinazioni di carico di tipo A1-M1, nelle quali vengono incrementati i carichi e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno, e combinazioni di carico di tipo A2-M2 nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e incrementati i soli carichi variabili.

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea.

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione  $\rho$  rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio ( $W$ ), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura ( $R$  e  $C$ ) e resistenza per coesione lungo la parete ( $A$ );
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta  $S$  sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima.

La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno.

Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb. Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta  $S$  rispetto all'ordinata  $z$ . Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta.

In via cautelativa, in condizioni statiche si adotta spinta a riposo.

#### 9.3.4. Spinta in condizioni sismiche

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.

Detta  $\varepsilon$  l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e  $\beta$  l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta  $S'$  considerando un'inclinazione del terrapieno e della parete pari a:

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

Dove:

$$\theta = \arctg\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

essendo  $k_h$  il coefficiente sismico orizzontale e  $k_v$  il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di  $k_h$ .

In presenza di falda a monte,  $\theta$  assume le seguenti espressioni:

- terreno a bassa permeabilità:

$$\theta = \arctan\left(\frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

- terreno a permeabilità elevata:

$$\theta = \arctan\left(\frac{\gamma}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

Detta  $S$  la spinta calcolata in condizioni statiche, l'incremento di spinta da applicare è espresso da:

$$\Delta S' = AS' - S$$

dove il coefficiente  $A$  vale:

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2 \beta \cos \theta}$$

In presenza di falda a monte, nel coefficiente  $A$  si tiene conto dell'influenza dei pesi di volume nel calcolo di  $\theta$ .

Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente  $A$  viene posto pari a 1.

Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta



statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come

$$F_{iH} = k_h W \quad F_{iV} = \pm k_v W$$

dove  $W$  è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e va applicata nel baricentro dei pesi.

Il metodo di Culmann tiene conto automaticamente dell'incremento di spinta. Basta inserire nell'equazione risolutiva la forza d'inerzia del cuneo di spinta. La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata della corrispondente superficie in assenza di sisma.

I parametri utilizzati per la definizione dell'azione sismica sono riportati nel paragrafo 8.5.

I coefficienti sismici orizzontali  $k_h$  e verticali  $k_v$ , da determinare per il calcolo della componente orizzontale e verticale della forza inerziale, sono pari rispettivamente a:

$$k_h = \beta_m S_s S_t a_g / g$$

$$k_v = \frac{k_h}{2}$$

In accordo alle NTC 2018, per i muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, il valore del coefficiente  $\beta_m$  di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito è assunto pari a:

$\beta_m=0,38$  nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV)

Nello stato limite di ribaltamento il valore di  $\beta_m$  viene incrementato del 50%, pertanto:

$\beta_m=0,57$  nelle verifiche allo stato limite di ultimo (SLV) di ribaltamento

Allo stato limite ultimo SLV risulta:

$$k_h=0,38 \cdot 1,5 \cdot 1,2 \cdot 0,067=0,0458$$

$$k_v=0,0229$$

Allo stato limite ultimo SLV per le verifiche di ribaltamento risulta:

$$k_h=0,57 \cdot 1,5 \cdot 1,2 \cdot 0,067=0,0687$$

$$k_v=0,0344$$

#### 9.4. Combinazioni statiche dei carichi

##### Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Traffico	1.35	1.00	Sfavorevole

##### Combinazione n° 4 - GEO (A2-M2-R2)

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Traffico	1.15	1.00	Sfavorevole

##### Combinazione n° 7 - EQU (A1-M1-R3)

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Traffico	1.35	1.00	Sfavorevole

##### Combinazione n° 10 - SLER

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Traffico	1.00	1.00	Sfavorevole

#### 9.5. Combinazioni sismiche dei carichi

##### Combinazione n° 2 - STR (A1-M1-R3) H + V

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

##### Combinazione n° 3 - STR (A1-M1-R3) H - V

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 5 - GEO (A2-M2-R2) H + V

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 6 - GEO (A2-M2-R2) H - V

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 8 - EQU (A1-M1-R3) H + V

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 9 - EQU (A1-M1-R3) H - V

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 11 - SLEQ H + V

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

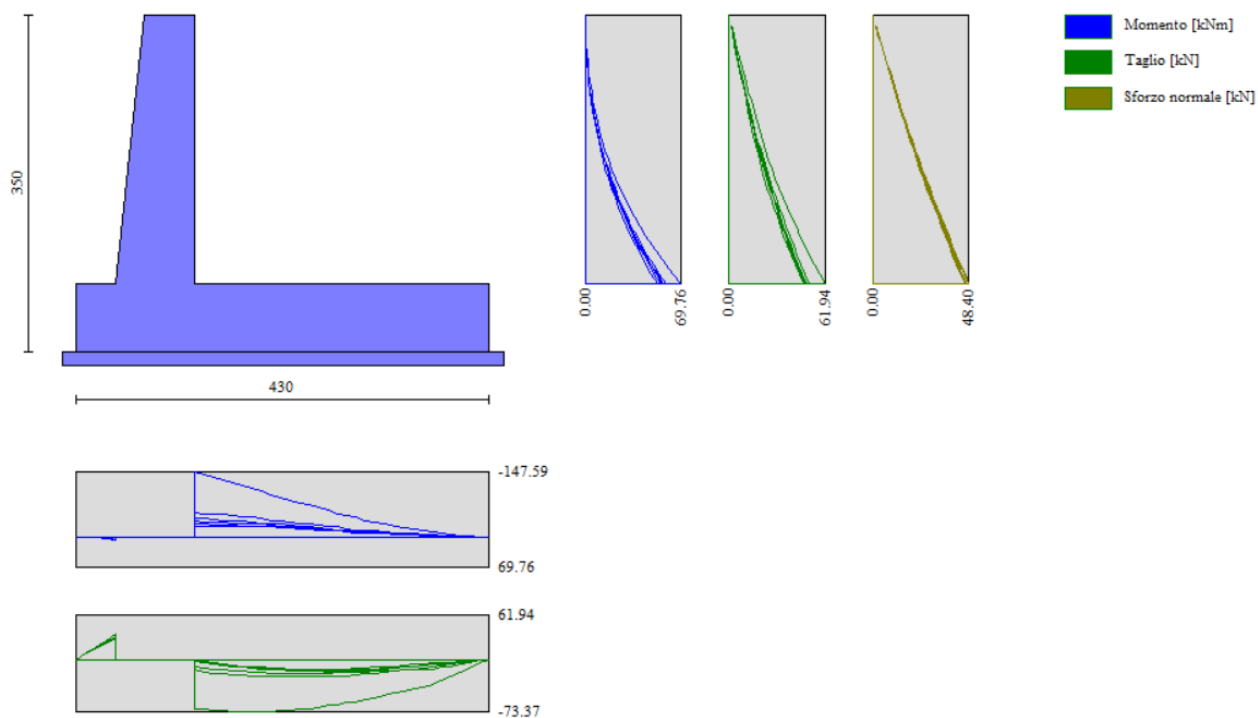
Combinazione n° 12 - SLEQ H - V

Condizione	$\gamma$	$\Psi$	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

## 9.6. Sollecitazioni nel muro di sostegno

Si riportano di seguito le sollecitazioni agenti nel muro di sostegno, nel paramento e in fondazione.

### 9.6.1. Diagrammi SLU e SLV



**Figura 5 – Involuppo delle sollecitazioni**

### 9.6.2. Diagrammi SLE RARA

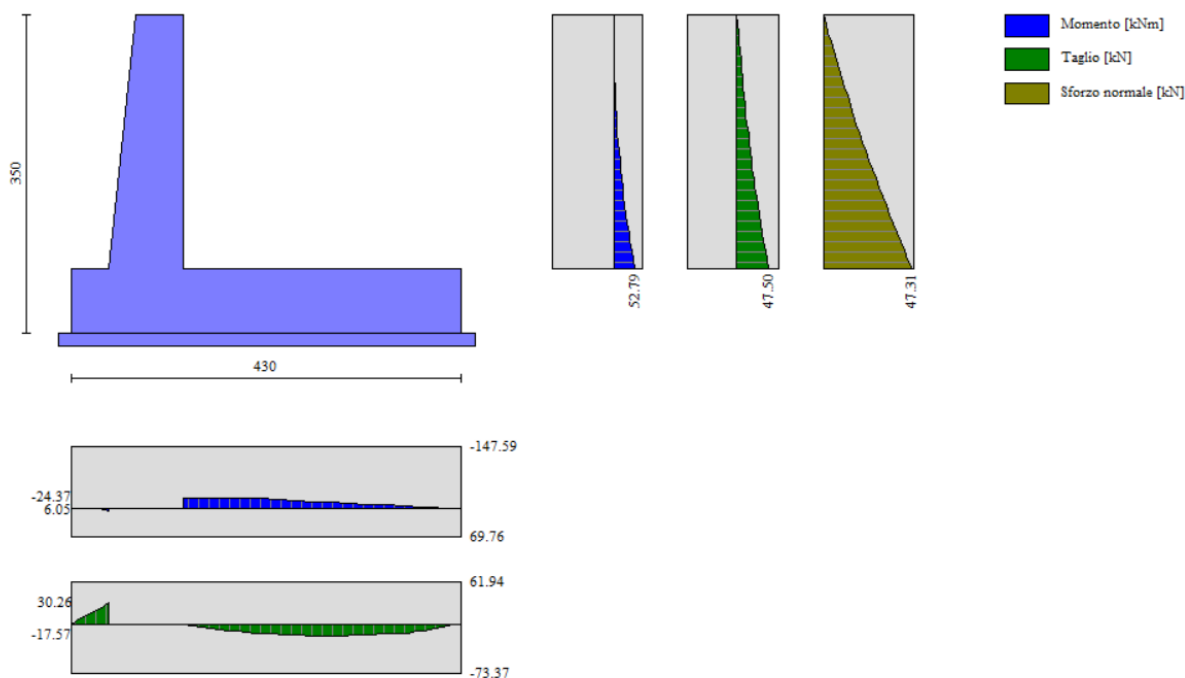


Figura 6 – Involuppo delle sollecitazioni

### 9.6.3. Diagrammi SLE SISMICA

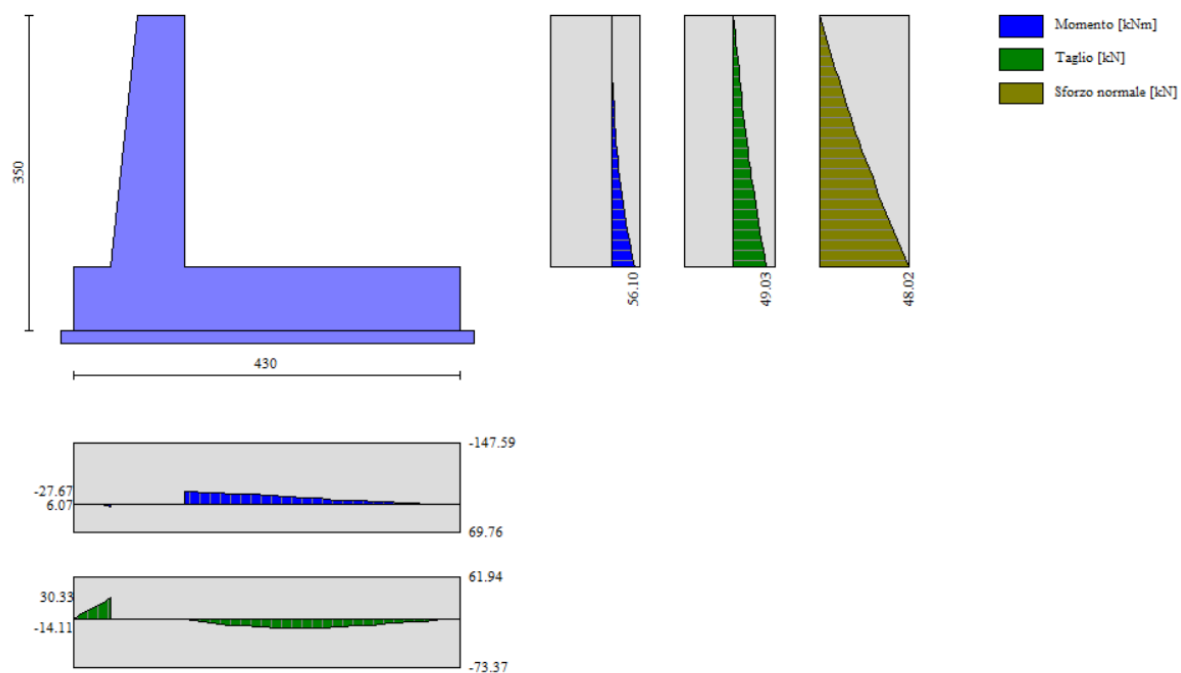
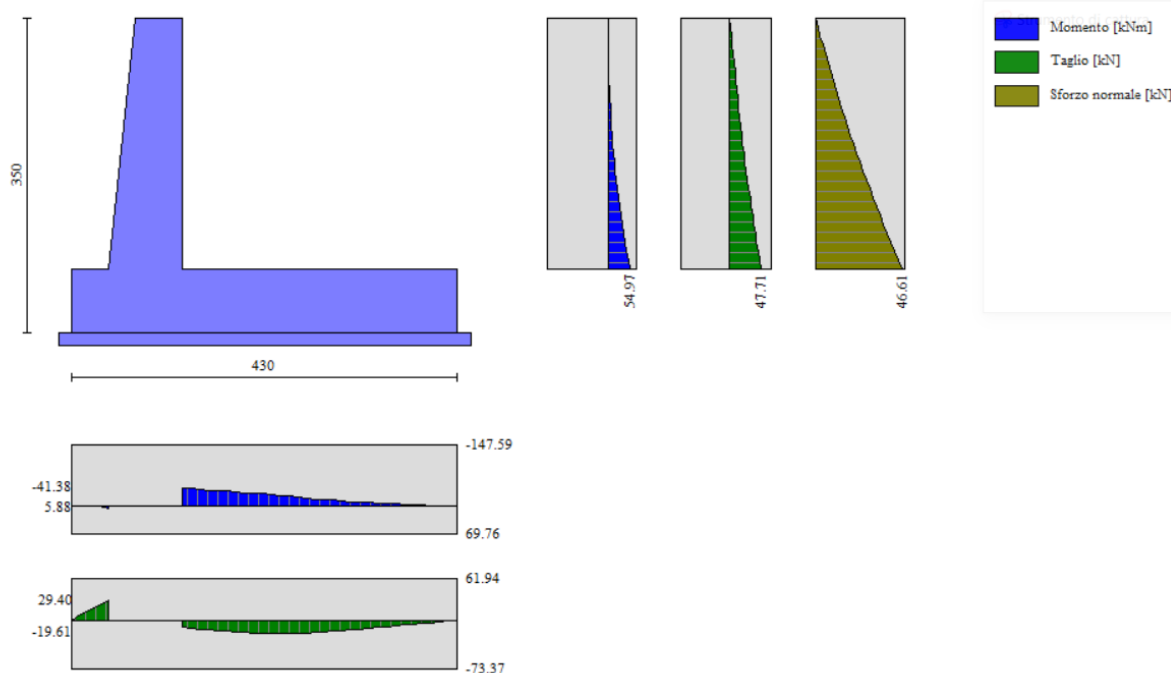


Figura 7 – SLEQ H+V



**Figura 8 – SLEQ H-V**

## 9.7. Verifiche strutturali SLU

L'area dell'armatura verticale in zona tesa non deve essere inferiore a:

$$A_f \geq A_{s,min}$$

dove:

$$A_{s,min} = \max (A_{smin1}, A_{smin2})$$

$$A_{smin1} = 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} bd$$

$$A_{smin2} = 0.0013 \text{ bd}$$

d altezza utile sezione;  
b larghezza media sezione.

L'armatura minima orizzontale necessaria è in accordo al EC2 secondo il paragrafo 9.6.3, che specifica i seguenti minimi di armatura:

$$A_{so} \geq A_{so,min}$$

dove:

$$A_{so,min} = \max (A_{so,1}, A_{so,2})$$

$$A_{so,1} = 0.25(A_f + A_f')$$

$$A_{s0,2} = 0.001 \text{ } Ac$$

## h

altezza sezione;

b larghezza media sezione.

L'armatura adottata è pari a  $\phi 26/20$  in direzione verticale e  $\phi 16/20$  in direzione orizzontale, su entrambe le facce, e soddisfa i requisiti di armatura minima.

#### Verifica a flessione

$M_{Ed,max}=150 \text{ KNm/m}$

$M_{Rd}=612 \text{ KNm/m}$

Coefficiente di sicurezza=4.0

Verifica a flessione soddisfatta.

Dato l'elevato valore del coefficiente di sicurezza allo SLU, in questa fase progettuale le verifiche in esercizio si ritengono automaticamente soddisfatte.

#### Verifica a taglio

Altezza della sezione	H	700	mm
Altezza utile della sezione	d	640	mm
Larghezza della sezione	$b_w$	1000	mm
	k	1.56	[-]
	$v_{min}$	0.39	[-]
Armatura di flessione a trazione	$A_{sl}$	1571	mm <sup>2</sup> /m
Rapporto di armatura	$\rho$	0.0025	[-]
Resistenza minima a taglio	$V_{Rd\_1}$	251.2	KN/m
Resistenza massima a taglio	$V_{Rd\_2}$	240.9	KN/m
Resistenza di progetto a taglio	$V_{Rd}$	251.2	KN/m
Sollecitazione a taglio	$V_{Ed}$	75	KN/m
Coefficiente di sicurezza		3.35	[-]

Nel muro sarà comunque da disporre armatura a taglio.

### **9.8. Verifiche geotecniche**

#### **9.8.1. Quadro riassuntivo coefficienti di sicurezza calcolati**

Simbologia adottata

Cmb	Indice/Tipo combinazione
S	Sisma (H: componente orizzontale, V: componente verticale)
$FS_{SCO}$	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
$FS_{RIB}$	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
$FS_{QLIM}$	Coeff. di sicurezza a carico limite
$FS_{STAB}$	Coeff. di sicurezza a stabilità globale

Combinazione	Sismica	FS <sub>SCO</sub>	FS <sub>RIB</sub>	FS <sub>QLIM</sub>	FS <sub>STAB</sub>
1 - STR (A1-M1-R3)		1.126		3.621	
2 - STR (A1-M1-R3)	H + V	1.323		4.760	
3 - STR (A1-M1-R3)	H - V	1.310		4.907	
4 - GEO (A2-M2-R2)					1.109
5 - GEO (A2-M2-R2)	H + V				1.377
6 - GEO (A2-M2-R2)	H - V				1.371
7 - EQU (A1-M1-R3)			4.190		
8 - EQU (A1-M1-R3)	H + V		4.524		
9 - EQU (A1-M1-R3)	H - V		4.017		

### 9.8.2. Verifica a scorrimento fondazione

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Rsa	Resistenza allo scorrimento per attrito, espresso in [kN]
Rpt	Resistenza passiva terreno antistante, espresso in [kN]
Rps	Resistenza passiva sperone, espresso in [kN]
R	Resistenza allo scorrimento (somma di Rsa+Rpt+Rps+Rp), espresso in [kN]
T	Carico parallelo al piano di posa, espresso in [kN]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto R/T)

n°	Rsa	Rpt	Rps	R	T	FS
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	
1 - STR (A1-M1-R3)	161.28	0.00	0.00	161.28	143.25	1.126
3 - STR (A1-M1-R3) H - V	144.23	0.00	0.00	144.23	110.14	1.310

### 9.8.3. Verifica a carico limite

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
N	Carico normale totale al piano di posa, espresso in [kN]
Qu	carico limite del terreno, espresso in [kN]
Qd	Portanza di progetto, espresso in [kN]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto tra il carico limite e carico agente al piano di posa)



n°	N	Qu	Qd	FS
	[kN]	[kN]	[kN]	
1 - STR (A1-M1-R3)	427.50	1547.82	1105.59	3.621
2 - STR (A1-M1-R3) H + V	400.04	1904.02	1586.68	4.760

### 9.8.3.1. Dettagli calcolo portanza

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Nc, Nq, N $\gamma$	Fattori di capacità portante
ic, iq, i $\gamma$	Fattori di inclinazione del carico
dc, dq, d $\gamma$	Fattori di profondità del piano di posa
gc, gq, g $\gamma$	Fattori di inclinazione del profilo topografico
bc, bq, b $\gamma$	Fattori di inclinazione del piano di posa
sc, sq, s $\gamma$	Fattori di forma della fondazione
pc, pq, p $\gamma$	Fattori di riduzione per punzonamento secondo Vesic
Re	Fattore di riduzione capacità portante per eccentricità secondo Meyerhof
Ir, Irc	Indici di rigidità per punzonamento secondo Vesic
r $\gamma$	Fattori per tener conto dell'effetto piastra. Per fondazioni che hanno larghezza maggiore di 2 m, il terzo termine della formula trinomia $0.5B\gamma N_{\gamma}$ viene moltiplicato per questo fattore
D	Affondamento del piano di posa, espresso in [m]
B'	Larghezza fondazione ridotta, espresso in [m]
H	Altezza del cuneo di rottura, espresso in [m]
$\gamma$	Peso di volume del terreno medio, espresso in [kN/mc]
$\phi$	Angolo di attrito del terreno medio, espresso in [°]
c	Coesione del terreno medio, espresso in [kPa]

Per i coeff. che in tabella sono indicati con il simbolo '--' sono coeff. non presenti nel metodo scelto (Meyerhof).

n°	Nc Nq N $\gamma$	ic iq i $\gamma$	dc dq d $\gamma$	gc gq g $\gamma$	bc bq b $\gamma$	sc sq s $\gamma$	pc pq p $\gamma$	Ir	Irc	Re	r $\gamma$
1	35.490	0.631	1.059	--	--	--	--	--	--	--	0.917

n°	Nc Nq Ny	ic iq iy	dc dq dy	gc gq gy	bc bq by	sc sq sy	pc pq py	lr	lrc	Re	ry
	23.177 22.022	0.631 0.177	1.029 1.029	-- --	-- --	-- --	-- --				
2	35.490 23.177 22.022	0.678 0.678 0.253	1.059 1.029 1.029	-- -- --	-- -- --	-- -- --	-- -- --	-- -- --	-- -- --	-- -- --	0.917

n°	D	B'	H	$\gamma$	$\phi$	c
	[m]	[m]	[m]	[°]	[kN/mc]	[kPa]
1	0.70	4.30	3.88	20.00	32.00	0
2	0.70	4.30	3.88	20.00	32.00	0

#### 9.8.4. Verifica a ribaltamento

Simbologia adottata

n° Indice combinazione

Ms Momento stabilizzante, espresso in [kNm]

Mr Momento ribaltante, espresso in [kNm]

FS Fattore di sicurezza (rapporto tra momento stabilizzante e momento ribaltante)

La verifica viene eseguita rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione

n°	Ms	Mr	FS
	[kNm]	[kNm]	
7 - EQU (A1-M1-R3)	1177.13	280.97	4.190
9 - EQU (A1-M1-R3) H - V	1034.26	257.50	4.017

#### 9.8.5. Verifica stabilità globale muro + terreno

Simbologia adottata

Ic Indice/Tipo combinazione

C Centro superficie di scorrimento, espresso in [m]

R Raggio, espresso in [m]

FS Fattore di sicurezza

Ic	C	R	FS
	[m]	[m]	
4 - GEO (A2-M2-R2)	-4.84; 6.88	13.07	1.109
6 - GEO (A2-M2-R2) H - V	-4.84; 6.88	13.07	1.371

### 9.8.5.1. Dettagli strisce verifiche stabilità

Simbologia adottata

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kN]

Qy carico sulla striscia espresso in [kN]

Qf carico acqua sulla striscia espresso in [kN]

$\alpha$  angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)

f angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]

n°	W	Qy	Qf	b	$\alpha$	$\phi$	c	u
	[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]
1	7.42	14.57	0.00	7.00 - 0.63	61.610	29.256	0	0.0
2	20.93	14.57	0.00	0.63	56.596	29.256	0	0.0
3	32.12	14.57	0.00	0.63	51.825	29.256	0	0.0
4	41.60	14.57	0.00	0.63	47.521	29.256	0	0.0
5	49.80	14.57	0.00	0.63	43.548	26.560	0	0.0
6	56.96	14.57	0.00	0.63	39.823	26.560	0	0.0
7	65.00	14.57	0.00	0.63	36.292	26.560	0	0.0
8	71.01	2.74	0.00	0.63	32.914	26.560	0	0.0
9	73.36	0.00	0.00	0.63	29.661	26.560	0	0.0
10	71.95	0.00	0.00	0.63	26.511	26.560	0	0.0
11	69.99	0.00	0.00	0.63	23.445	26.560	0	0.0
12	77.75	0.00	0.00	0.63	20.449	26.560	0	0.0
13	40.04	0.00	0.00	0.63	17.510	26.560	0	0.0
14	0.01	0.00	0.00	0.63	14.619	26.560	0	0.0
15	34.94	0.00	0.00	0.63	11.765	26.560	0	0.0
16	33.49	0.00	0.00	0.63	8.940	26.560	0	0.0
17	31.63	0.00	0.00	0.63	6.138	26.560	0	0.0
18	29.38	0.00	0.00	0.63	3.350	26.560	0	0.0
19	26.73	0.00	0.00	0.63	0.570	26.560	0	0.0
20	23.70	0.00	0.00	0.63	-2.209	26.560	0	0.0
21	20.27	0.00	0.00	0.63	-4.993	26.560	0	0.0

n°	W	Qy	Qf	b	$\alpha$	$\phi$	c	u
	[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]
22	16.45	0.00	0.00	0.63	-7.789	26.560	0	0.0
23	12.23	0.00	0.00	0.63	-10.604	26.560	0	0.0
24	7.60	0.00	0.00	0.63	-13.444	26.560	0	0.0
25	2.54	0.00	0.00	-8.83 - 0.63	-15.715	26.560	0	0.0

n°	W	Qy	Qf	b	$\alpha$	$\phi$	c	u
	[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]
1	7.42	0.00	0.00	7.00 - 0.63	61.610	35.000	0	0.0
2	20.93	0.00	0.00	0.63	56.596	35.000	0	0.0
3	32.12	0.00	0.00	0.63	51.825	35.000	0	0.0
4	41.60	0.00	0.00	0.63	47.521	35.000	0	0.0
5	49.80	0.00	0.00	0.63	43.548	32.000	0	0.0
6	56.96	0.00	0.00	0.63	39.823	32.000	0	0.0
7	65.00	0.00	0.00	0.63	36.292	32.000	0	0.0
8	71.01	0.00	0.00	0.63	32.914	32.000	0	0.0
9	73.36	0.00	0.00	0.63	29.661	32.000	0	0.0
10	71.95	0.00	0.00	0.63	26.511	32.000	0	0.0
11	69.99	0.00	0.00	0.63	23.445	32.000	0	0.0
12	77.75	0.00	0.00	0.63	20.449	32.000	0	0.0
13	40.04	0.00	0.00	0.63	17.510	32.000	0	0.0
14	0.01	0.00	0.00	0.63	14.619	32.000	0	0.0
15	34.94	0.00	0.00	0.63	11.765	32.000	0	0.0
16	33.49	0.00	0.00	0.63	8.940	32.000	0	0.0
17	31.63	0.00	0.00	0.63	6.138	32.000	0	0.0
18	29.38	0.00	0.00	0.63	3.350	32.000	0	0.0
19	26.73	0.00	0.00	0.63	0.570	32.000	0	0.0
20	23.70	0.00	0.00	0.63	-2.209	32.000	0	0.0
21	20.27	0.00	0.00	0.63	-4.993	32.000	0	0.0
22	16.45	0.00	0.00	0.63	-7.789	32.000	0	0.0
23	12.23	0.00	0.00	0.63	-10.604	32.000	0	0.0
24	7.60	0.00	0.00	0.63	-13.444	32.000	0	0.0
25	2.54	0.00	0.00	-8.83 - 0.63	-15.715	32.000	0	0.0

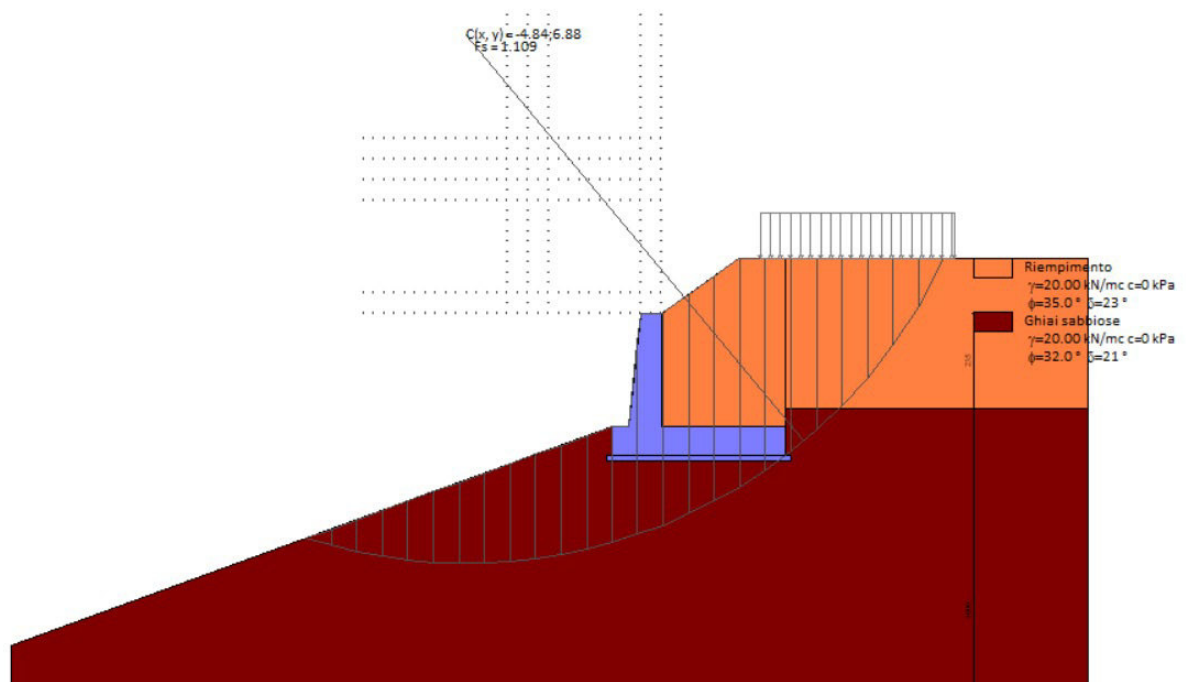


Figura 9 – Stabilità del fronte di scavo – Cerchio critico (combinazione n°4)

## **10. PALI IN C.A.**

### **10.1. Descrizione dell'opera**

I pali in c.a. sono di diametro  $\phi$  1000mm, interasse 110cm e lunghezza pari a 12m. In sommità la paratia è solidarizzata per mezzo di un cordolo in c.a., di dimensioni bxh pari 140cmx100cm. I pali svolgono la duplice funzione di opera di sostegno (in fase di scavo e in fase definitiva) e di opera di stabilizzazione del pendio. Essi sono collocati a valle del nuovo tronchino ferroviario.

Oggetto di futuro appalto è l'inserimento, in testa cordolo, di un muro con recinzione sommitale.

### **10.2. Verifica della situazione tipica**

Si riporta di seguito la verifica della paratia in fase di scavo, nella situazione più critica in cui è presente il carico ferroviario sul rilevato a monte.

Nelle ipotesi di calcolo si assume che la ferrovia sia in esercizio esclusivamente sul binario esistente e che il tronchino venga realizzato a seguito dell'esecuzione del rinterro che costituisce il rilevato stradale a valle.

### **10.3. Modellazione della struttura**

Le analisi sono condotte per mezzo del software di calcolo PAC - Analisi e Calcolo Paratie, versione 16.0, prodotto da Aztec Informatica srl, Casali del Manco – loc. Casole Bruzio (CS).

Si riportano di seguito i principali aspetti di modellazione.

#### **10.3.1. Descrizione del metodo di analisi**

##### ***10.3.1.1. Analisi ad elementi finiti***

La paratia è considerata come una struttura a prevalente sviluppo lineare (si fa riferimento ad un metro di larghezza) con comportamento a trave. Come caratteristiche geometriche della sezione si assume il momento d'inerzia  $I$  e l'area  $A$  per metro lineare di larghezza della paratia. Il modulo elastico è quello del materiale utilizzato per la paratia.

La parte fuori terra della paratia è suddivisa in elementi di lunghezza pari a circa 5 centimetri e più o meno costante per tutti gli elementi. La suddivisione è suggerita anche dalla eventuale presenza di tiranti, carichi e vincoli. Infatti, questi elementi devono capitare in corrispondenza di un nodo. Nel caso di tirante è inserito un ulteriore elemento atto a schematizzarlo. Detta  $L$  la lunghezza libera del tirante,  $A_f$  l'area di armatura nel tirante ed  $E_s$  il modulo elastico dell'acciaio è inserito un elemento di lunghezza pari ad  $L$ , area  $A_f$ , inclinazione pari a quella del tirante e modulo elastico  $E_s$ . La parte

interrata della paratia è suddivisa in elementi di lunghezza, come visto sopra, pari a circa 5 centimetri.

I carichi agenti possono essere di tipo distribuito (spinta della terra, diagramma aggiuntivo di carico, spinta della falda, diagramma di spinta sismica) oppure concentrati. I carichi distribuiti sono riportati sempre come carichi concentrati nei nodi (sotto forma di reazioni di incastro perfetto cambiate di segno).

#### *10.3.1.2.Schematizzazione del terreno*

La modellazione del terreno si rifà al classico schema di Winkler. Esso è visto come un letto di molle indipendenti fra di loro reagenti solo a sforzo assiale di compressione. La rigidezza della singola molla è legata alla costante di sottofondo orizzontale del terreno (*costante di Winkler*). La costante di sottofondo,  $k$ , è definita come la pressione unitaria che occorre applicare per ottenere uno spostamento unitario. Dimensionalmente è espressa quindi come rapporto fra una pressione ed uno spostamento al cubo  $[F/L^3]$ . È evidente che i risultati sono tanto migliori quanto più è elevato il numero delle molle che schematizzano il terreno. Se  $m$  è l'interasse fra le molle (in cm) e  $b$  è la larghezza della paratia in direzione longitudinale ( $b=100$  cm) l'area equivalente della molla sarà  $A_m=m*b$ .

Per le molle di estremità, in corrispondenza della linea di fondo scavo ed in corrispondenza dell'estremità inferiore della paratia, si assume una area equivalente dimezzata. Inoltre, tutte le molle hanno, ovviamente, rigidezza flessionale e tagliante nulla e sono vincolate all'estremità alla traslazione. Quindi la matrice di rigidezza di tutto il sistema paratia-terreno sarà data dall'assemblaggio delle matrici di rigidezza degli elementi della paratia (elementi a rigidezza flessionale, tagliante ed assiale), delle matrici di rigidezza dei tiranti (solo rigidezza assiale) e delle molle (rigidezza assiale).

#### *10.3.1.3.Modalità di analisi e comportamento elasto-plastico del terreno*

Occorre introdurre qualche correttivo che meglio ci aiuti a modellare il terreno. Fra le varie soluzioni possibili una delle più praticabili e che fornisce risultati soddisfacenti è quella di considerare il terreno con comportamento elasto-plastico perfetto. Si assume cioè che la curva sforzi-deformazioni del terreno abbia andamento bilatero. Rimane da scegliere il criterio di plasticizzazione del terreno (molle).

Si può fare riferimento ad un criterio di tipo cinematico: la resistenza della molla cresce con la deformazione fino a quando lo spostamento non raggiunge il valore  $X_{\max}$ ; una volta superato tale spostamento limite non si ha più incremento di resistenza all'aumentare degli spostamenti.

Un altro criterio può essere di tipo statico: si assume che la molla abbia una resistenza crescente fino al raggiungimento di una pressione  $p_{\max}$ . Tale pressione  $p_{\max}$  può essere imposta pari al valore della pressione passiva in corrispondenza della quota della molla.

D'altronde un ulteriore criterio si può ottenere dalla combinazione dei due descritti precedentemente: plasticizzazione o per raggiungimento dello spostamento limite o per raggiungimento della pressione passiva. Dal punto di vista strettamente numerico è chiaro che l'introduzione di criteri di plasticizzazione porta ad analisi di tipo non lineare (non linearità meccaniche). Questo comporta un aggravio computazionale non indifferente. L'entità di tale aggravio dipende poi dalla particolare tecnica adottata per la soluzione. Nel caso di analisi elastica lineare il problema si risolve immediatamente con la soluzione del sistema fondamentale ( $K$  matrice di rigidezza,  $u$  vettore degli spostamenti nodali,  $p$  vettore dei carichi nodali)

$$Ku=p$$

Un sistema non lineare, invece, deve essere risolto mediante un'analisi al passo per tener conto della plasticizzazione delle molle. Quindi si procede per passi di carico, a partire da un carico iniziale  $p_0$ , fino a raggiungere il carico totale  $p$ . Ogni volta che si incrementa il carico si controllano eventuali plasticizzazioni delle molle. Se si hanno nuove plasticizzazioni la matrice globale andrà riassemblata escludendo il contributo delle molle plasticizzate. Il procedimento descritto se fosse applicato in questo modo sarebbe particolarmente gravoso (la fase di decomposizione della matrice di rigidezza è particolarmente onerosa). Si ricorre pertanto a soluzioni più sofisticate che escludono il riassemblaggio e la decomposizione della matrice, ma usano la matrice elastica iniziale (*metodo di Riks*).

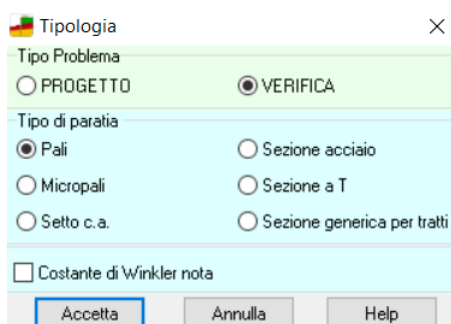
Senza addentrarci troppo nei dettagli diremo che si tratta di un metodo di Newton-Raphson modificato e ottimizzato. L'analisi condotta secondo questa tecnica offre dei vantaggi immediati. Essa restituisce l'effettiva deformazione della paratia e le relative sollecitazioni; dà informazioni dettagliate circa la deformazione e la pressione sul terreno. Infatti, la deformazione è direttamente leggibile, mentre la pressione sarà data dallo sforzo nella molla diviso per l'area di influenza della



molla stessa. Sappiamo quindi quale è la zona di terreno effettivamente plasticizzato. Inoltre, dalle deformazioni ci si può rendere conto di un possibile meccanismo di rottura del terreno.

#### 10.3.1.4. Scelta della costante di Winkler

Nel caso in esame, il pulsante “Costante di Winkler nota” non è premuto, pertanto il calcolo della costante di Winkler viene fatto usando il metodo della pressione passiva, opportunamente modificato.



**Figura 10 – Opzione del programma per il calcolo della costante di Winkler**

La costante di Winkler è per definizione il rapporto tra carico e cedimento: il programma considera come carico la differenza tra pressione passiva di valle e pressione attiva di monte e come spostamento lo spostamento convenzionale di 1.5cm. Le pressioni vengono calcolate in riferimento al baricentro dello strato.

N°	Y [m]	A [cm <sup>2</sup> ]	k [kg/cm <sup>2</sup> /cm]
1	4.90	250	2.60
2	4.95	500	2.60
3	5.00	500	2.60
4	5.05	500	2.60
5	5.10	500	2.60
6	5.15	500	2.60
7	5.20	500	2.60
8	5.25	500	2.60
9	5.30	500	2.60
10	5.35	500	2.60
11	5.40	500	2.60
12	5.45	500	2.60
13	5.50	500	2.60
14	5.55	500	2.60
15	5.60	500	2.60
16	5.65	500	2.60
17	5.70	500	2.60
18	5.75	500	2.60
19	5.80	500	2.60
20	5.85	500	2.60
21	5.90	500	2.60
22	5.95	500	2.60
23	6.00	500	2.60
24	6.05	500	2.60
25	6.10	500	2.60
26	6.15	500	2.60
27	6.20	500	2.60
28	6.25	500	2.60
29	6.30	500	2.60

30	6.35	500	2.60
31	6.40	500	2.60
32	6.45	500	2.60
33	6.50	500	2.60
34	6.55	500	2.60
35	6.60	500	2.60
36	6.65	500	2.60
37	6.70	500	2.60
38	6.75	500	2.60
39	6.80	500	2.60
40	6.85	500	2.60
41	6.90	500	2.60
42	6.95	500	2.60
43	7.00	500	2.60
44	7.05	500	2.60
45	7.10	500	2.60
46	7.15	500	2.60
47	7.20	500	2.60
48	7.25	500	2.60
49	7.30	500	2.60
50	7.35	500	2.60
51	7.40	500	2.60
52	7.45	500	2.60
53	7.50	500	2.60
54	7.55	500	2.60
55	7.60	500	2.60
56	7.65	500	2.60
57	7.70	500	2.60
58	7.75	500	2.60
59	7.80	500	2.60
60	7.85	500	2.60
61	7.90	500	2.60
62	7.95	500	2.60
63	8.00	500	2.60
64	8.05	500	2.60
65	8.10	500	2.60
66	8.15	500	2.60
67	8.20	500	2.60
68	8.25	500	2.60
69	8.30	500	2.60
70	8.35	500	2.60
71	8.40	500	2.60
72	8.45	500	2.60
73	8.50	500	2.60
74	8.55	500	2.60
75	8.60	500	2.60
76	8.65	500	2.60
77	8.70	500	2.60
78	8.75	500	2.60
79	8.80	500	2.60
80	8.85	500	2.60
81	8.90	500	2.60
82	8.95	500	2.60
83	9.00	500	2.60
84	9.05	500	2.60
85	9.10	500	2.60
86	9.15	500	2.60
87	9.20	500	2.60
88	9.25	500	2.60
89	9.30	500	2.60
90	9.35	500	2.60
91	9.40	500	2.60
92	9.45	500	2.60
93	9.50	500	2.60
94	9.55	500	2.60
95	9.60	500	2.60
96	9.65	500	2.60
97	9.70	500	2.60
98	9.75	500	2.60

99	9.80	500	2.60
100	9.85	500	2.60
101	9.90	500	2.60
102	9.95	500	2.60
103	10.00	500	2.60
104	10.05	500	2.60
105	10.10	500	2.60
106	10.15	500	2.60
107	10.20	500	2.60
108	10.25	500	2.60
109	10.30	500	2.60
110	10.35	500	2.60
111	10.40	500	2.60
112	10.45	500	2.60
113	10.50	500	2.60
114	10.55	500	2.60
115	10.60	500	2.60
116	10.65	500	2.60
117	10.70	500	2.60
118	10.75	500	2.60
119	10.80	500	2.60
120	10.85	500	2.60
121	10.90	500	2.60
122	10.95	500	2.60
123	11.00	500	2.60
124	11.05	500	2.60
125	11.10	500	2.60
126	11.15	500	2.60
127	11.20	500	2.60
128	11.25	500	2.60
129	11.30	500	2.60
130	11.35	500	2.60
131	11.40	500	2.60
132	11.45	500	2.60
133	11.50	500	2.60
134	11.55	500	2.60
135	11.60	500	2.60
136	11.65	500	2.60
137	11.70	500	2.60
138	11.75	500	2.60
139	11.80	500	2.60
140	11.85	500	2.60
141	11.90	500	2.60
142	11.95	500	2.60
143	12.00	500	2.60
144	12.05	500	2.60
145	12.10	500	2.60
146	12.15	500	2.60
147	12.20	500	2.60
148	12.25	500	2.60
149	12.30	500	2.60
150	12.35	500	2.60
151	12.40	500	2.60
152	12.45	500	2.60
153	12.50	500	2.60
154	12.55	500	2.60
155	12.60	500	2.60
156	12.65	500	2.60
157	12.70	500	2.60
158	12.75	500	2.60
159	12.80	500	2.60
160	12.85	500	2.60
161	12.90	500	2.60
162	12.95	500	2.60
163	13.00	250	2.60

### **10.3.2. Parametri dell'analisi**

Analisi per Fasi di Scavo.

Rottura del terreno:

Pressione passiva

Applicata diminuzione quota valle secondo NTC2018 - par 6.5.2.2

Impostazioni analisi per fasi di scavo:

Analisi per condizioni di esercizio

Analisi per coefficienti tipo A1-M1

Analisi per coefficienti tipo A2-M2

Influenza  $\delta$  (angolo di attrito terreno-paratia): Nel calcolo del coefficiente di spinta attiva  $K_a$  e nell'inclinazione della spinta attiva (non viene considerato per la spinta passiva)

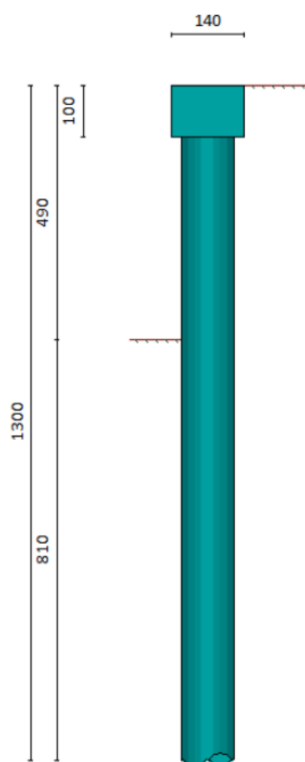
Stabilità globale:

Metodo: Metodo di Fellenius

Maglia dei centri Passo maglia Automatica

Resistenza a taglio paratia  $V_{Rd}$

### **10.3.3. Geometria paratia**



**Figura 11 – Modello di calcolo – geometria della paratia**

Tipo paratia: Paratia di pali

Altezza fuori terra	4.90	[m]
Profondità di infissione	8.10	[m]
Altezza totale della paratia	13.00	[m]
Lunghezza paratia	13.00	[m]

Numero di file di pali	1	
Interasse fra i pali della fila	1.10	[m]
Diametro dei pali	100.00	[cm]
Numero totale di pali	11	
Numero di pali per metro lineare	0.85	

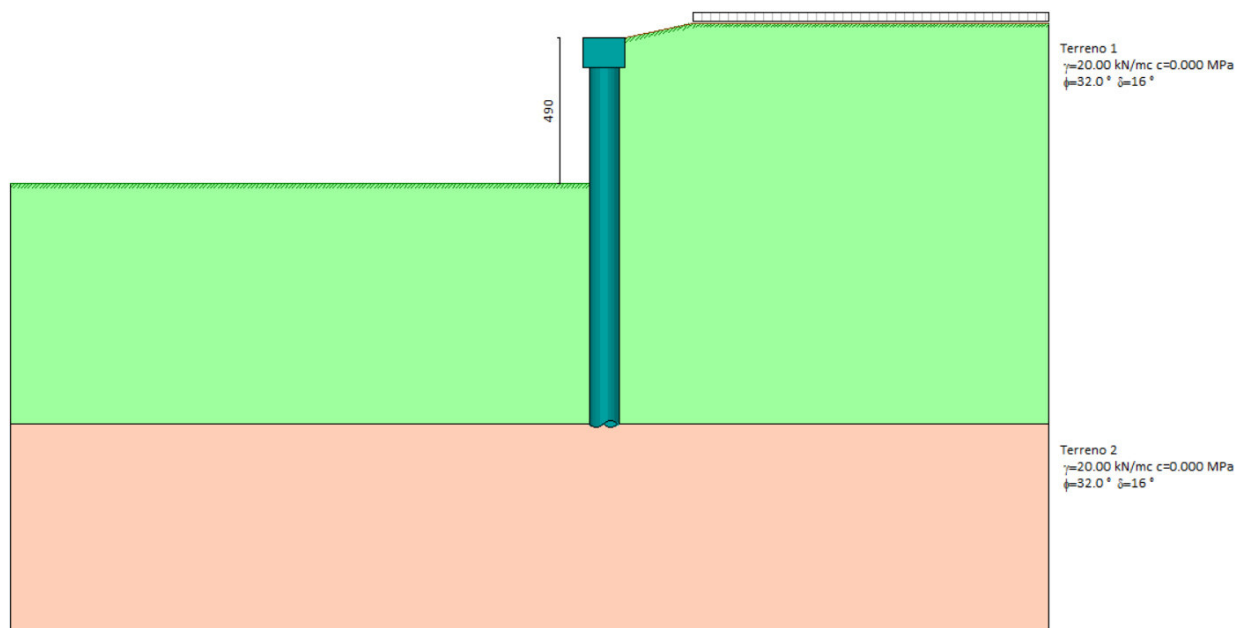
#### 10.3.4. Geometria cordoli

Simbologia adottata

n°	numero d'ordine del cordolo
Y	posizione del cordolo sull'asse della paratia espresso in [m]
B	Base della sezione del cordolo espresso in [cm]
H	Altezza della sezione del cordolo espresso in [cm]

N°	Y	Tipo	B	H
	[m]		[cm]	[cm]
1	0.00	Calcestruzzo	140.00	100.00

### 10.3.5. Geometria profilo terreno



**Figura 12 – Modello di calcolo – profilo del terreno**

#### *Simbologia adottata e sistema di riferimento*

(Sistema di riferimento con origine in testa alla paratia, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

N numero ordine del punto

X ascissa del punto espressa in [m]

Y ordinata del punto espressa in [m]

A inclinazione del tratto espressa in [°]

Profilo di monte			
N°	X	Y	a
	[m]	[m]	[°]
2	0.70	0.00	0.00
3	3.00	0.50	12.26
4	4.65	0.50	0.00
5	8.00	0.50	0.00
6	15.00	0.50	0.00

Profilo di valle			
N°	X	Y	A
	[m]	[m]	[°]
1	-20.00	-4.90	--
2	-5.00	-4.90	0.00
3	-3.70	-4.90	12.26
4	0.00	-4.90	0.00

### Descrizione terreni

#### *Simbologia adottata*

n° numero d'ordine

Descrizione Descrizione del terreno

$\gamma$  peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]

$\gamma_{\text{sat}}$  peso di volume saturo del terreno espresso [kN/mc]

$\phi$  angolo d'attrito interno del terreno espresso in [°]

$\delta$  angolo d'attrito terreno/paratia espresso in [°]

N°	Descrizione	$\gamma$	$\gamma_{\text{sat}}$	$\phi$	$\delta$	
		[kN/mc]	[kN/mc]	[°]	[°]	
1	Terreno 1	20.000	20.000	32.00	16.00	CAR
				32.00	0.00	MIN
				32.00	0.00	MED
2	Terreno 2	20.000	20.000	32.00	16.00	CAR
				32.00	0.00	MIN
				32.00	0.00	MED

### **10.3.6. Descrizione stratigrafia**

#### *Simbologia adottata*

n° numero d'ordine dello strato a partire dalla sommità della paratia

sp spessore dello strato in corrispondenza dell'asse della paratia espresso in [m]

kw costante di Winkler orizzontale espressa in [Kg/cm<sup>2</sup>/cm]

$\alpha$  inclinazione dello strato espressa in [°] (M: strato di monte, V: strato di valle)

Terreno Terreno associato allo strato (M: strato di monte, V: strato di valle)

N°	sp	$\alpha_M$	$\alpha_V$	$K_{wM}$	$K_{wV}$	Terreno M	Terreno V
	[m]	[°]	[°]	[kg/cmq/cm]	[kg/cmq/cm]		
1	13.00	0.00	0.00	2.60	2.60	Terreno 1	Terreno 1

### Caratteristiche materiali utilizzati

#### *Simbologia adottata*

$\gamma_{cls}$	Peso specifico cls, espresso in [kN/mc]
Classe cls	Classe di appartenenza del calcestruzzo
Rck	Rigidezza cubica caratteristica, espressa in [kPa]
E	Modulo elastico, espresso in [kPa]
Acciaio	Tipo di acciaio
n	Coeff. di omogeneizzazione acciaio-calcestruzzo

Descrizione	$\gamma_{cls}$	Classe cls	Rck	E	Acciaio	n
	[kN/mc]		[kPa]	[kPa]		
Paratia	25	C25/30	30000	31447048	B450C	15.00
Cordolo/Muro	25	C25/30	30000	31447048	B450C	15.00

Coeff. di omogeneizzazione cls teso/compresso 1.00

### **10.4. Analisi dei carichi**

#### **10.4.1. Peso proprio**

Il peso proprio dei muri è computato internamente nel modello di calcolo utilizzando il peso specifico del calcestruzzo armato definito nel § 8.1

#### **10.4.2. Carico permanente sul terrapieno**

Il carico permanente in fase di scavo è dato dal peso del ballast e dell'armamento della ferrovia esistente. Si considera uno spessore di 0,80m e un peso specifico di 18 kN/m<sup>3</sup>, applicato uniformemente ad una distanza di 3m da asse paratia.

$$g_{2k}=0,80 \times 18 = 14,4 \text{ kN/m}^2$$



#### **10.4.3. Carico variabile sul terrapieno**

In accordo con le NTC 2018, paragrafo 5.2.2.2.1.5, il carico verticale a livello del piano di regolamento (posto a circa 0,70m al di sotto del piano del ferro) su rilevato può essere assunto uniformemente distribuito su una larghezza di 3,0m. Per questo tipo di carico distribuito non deve applicarsi l'incremento dinamico.

Pertanto, utilizzando il modello SW/2, risulta:

$$q_{vk}=150/3=50 \text{ KN/m}^2$$

#### **10.4.4. Spinta in condizioni statiche**

##### *Metodo di Culmann (metodo del cuneo di tentativo)*

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb: cuneo di spinta a monte della parete che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea o spezzata (nel caso di terreno stratificato).

La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il valore della spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo).

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione  $p$  rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio ( $W$ ), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura ( $R$  e  $C$ ) e resistenza per coesione lungo la parete ( $A$ );
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta  $S$  sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima nel caso di spinta attiva e minima nel caso di spinta passiva.

Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta  $S$  rispetto all'ordinata  $z$ . Noto il diagramma delle pressioni si ricava il punto di applicazione della spinta.

#### 10.4.5. Spinta in presenza di sisma

Per tenere conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

Il metodo di Mononobe-Okabe considera nell'equilibrio del cuneo spingente la forza di inerzia dovuta al sisma. Indicando con  $W$  il peso del cuneo e con  $C$  il coefficiente di intensità sismica la forza di inerzia valutata come

$$F_i = W \cdot C$$

Indicando con  $S$  la spinta calcolata in condizioni statiche e con  $S_s$  la spinta totale in condizioni sismiche l'incremento di spinta è ottenuto come

$$\Delta S = S - S_s$$

L'incremento di spinta viene applicato a 1/3 dell'altezza della parete stessa (diagramma triangolare con vertice in alto).

Si precisa che, poiché l'opera è analizzata in fase di scavo, che è una fase transitoria, si è trascurata la presenza dell'azione sismica.

#### 10.5. Condizioni di carico

*Simbologia e convenzioni adottate*

Le ascisse dei punti di applicazione del carico sono espresse in [m] rispetto alla testa della paratia

Le ordinate dei punti di applicazione del carico sono espresse in [m] rispetto alla testa della paratia

$I_g$  Indice di gruppo

$F_x$  Forza orizzontale espressa in [kN], positiva da monte verso valle

$F_y$  Forza verticale espressa in [kN], positiva verso il basso

$M$  Momento espresso in [kNm], positivo ribaltante

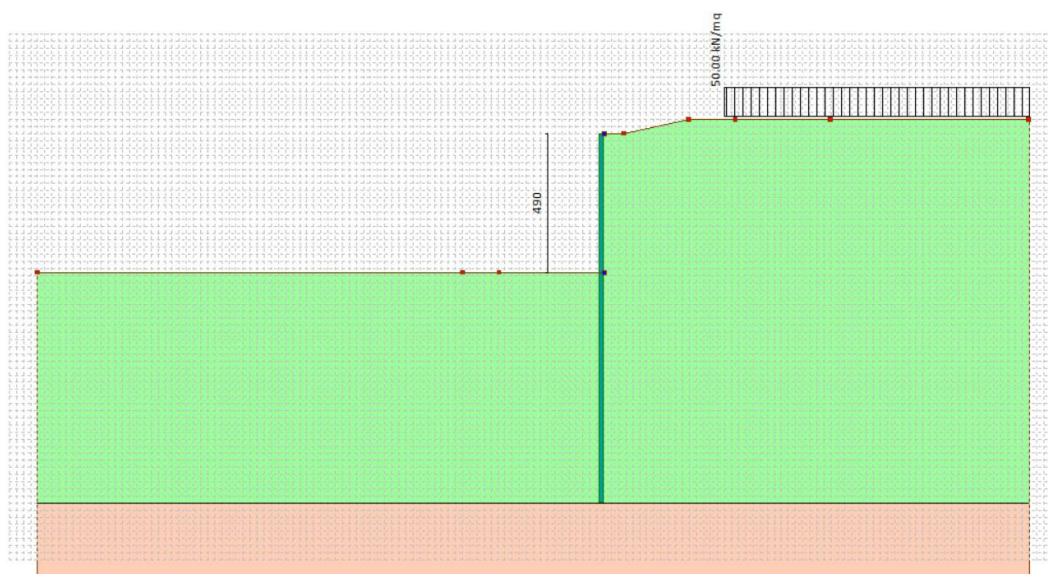
$Q_i, Q_f$  Intensità dei carichi distribuiti sul profilo espresse in [kN/mq]

$V_i, V_s$  Intensità dei carichi distribuiti sulla paratia espresse in [kN/mq], positivi da monte verso valle

$R$  Risultante carico distribuito sulla paratia espressa in [kN]

Condizione n° 1 - Variabile - Condizione 1 ( $I_g=0$ ) [ $Y_0=0.75 - Y_1=0.75 - Y_2=0.20$ ]

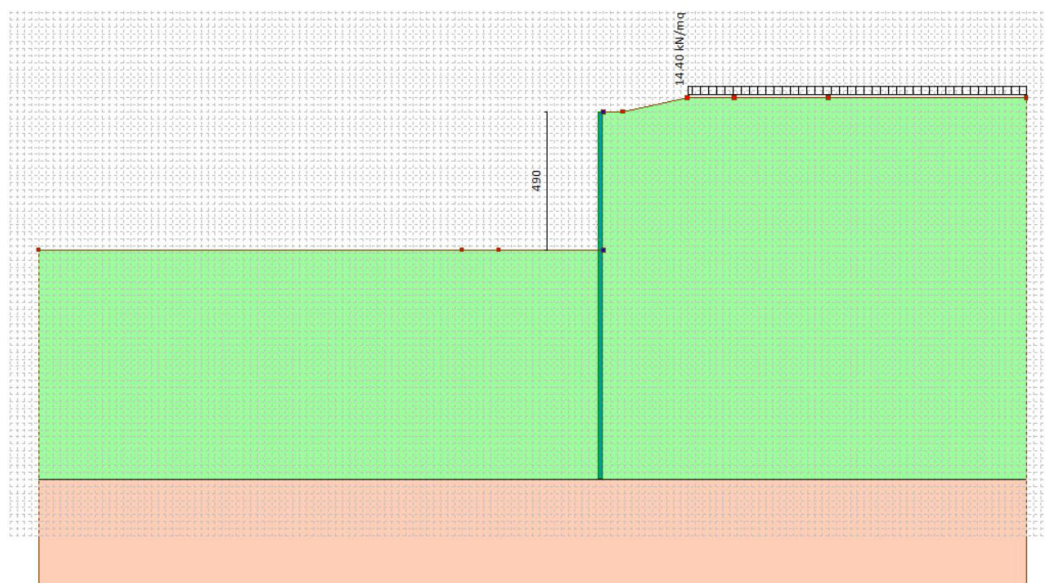
Carico distribuito sul profilo	$X_i = 4.25$	$X_f = 15.00$	$Q_i = 50.00$	$Q_f = 50.00$
--------------------------------	--------------	---------------	---------------	---------------



**Figura 13 – Modello di calcolo - carico variabile da traffico ferroviario**

Condizione n° 2 - Permanente non strutturale - Condizione 2

Carico distribuito sul profilo	$X_i = 3.00$	$X_f = 15.00$	$Q_i = 14.40$	$Q_f = 14.40$
--------------------------------	--------------	---------------	---------------	---------------



**Figura 14 – Modello di calcolo - carico permanente: ballast e armamento**

## 10.6. Fasi di scavo

*Simbologia adottata*

n°                      identificativo della fase nell'elenco definito

Fase                    Descrizione dell'i-esima fase

Tempo Tempo in cui avviene la fase di scavo

n°	Fase	Tempo
1	Scavo fino alla profondità di 4.90 metri	0
2	Inserimento condizione di carico nr 2 [Hscavo=4.90]	0
3	Inserimento condizione di carico nr 1 [Hscavo=4.90]	1

### 10.7. Combinazioni statiche dei carichi

n°	Tipo	Spinta	Permanente non strutturale (cond. 2)	Variabile (cond. 1)
1	ESE	1.0	1.0	0.0
2	ESE	1.0	1.0	1.0
1	SLU - STR	1.3	1.5	0.0
2	SLU - STR	1.3	1.5	1.5
1	SLU - GEO	1.0	1.3	0.0
2	SLU - GEO	1.0	1.3	1.3

### 10.8. Sollecitazioni nella paratia

Valori massimi e minimi sollecitazioni per metro di paratia

*Simbologia adottata*

n° Indice della combinazione/fase

Tipo Tipo della combinazione/fase

Y ordinata della sezione rispetto alla testa espressa in [m]

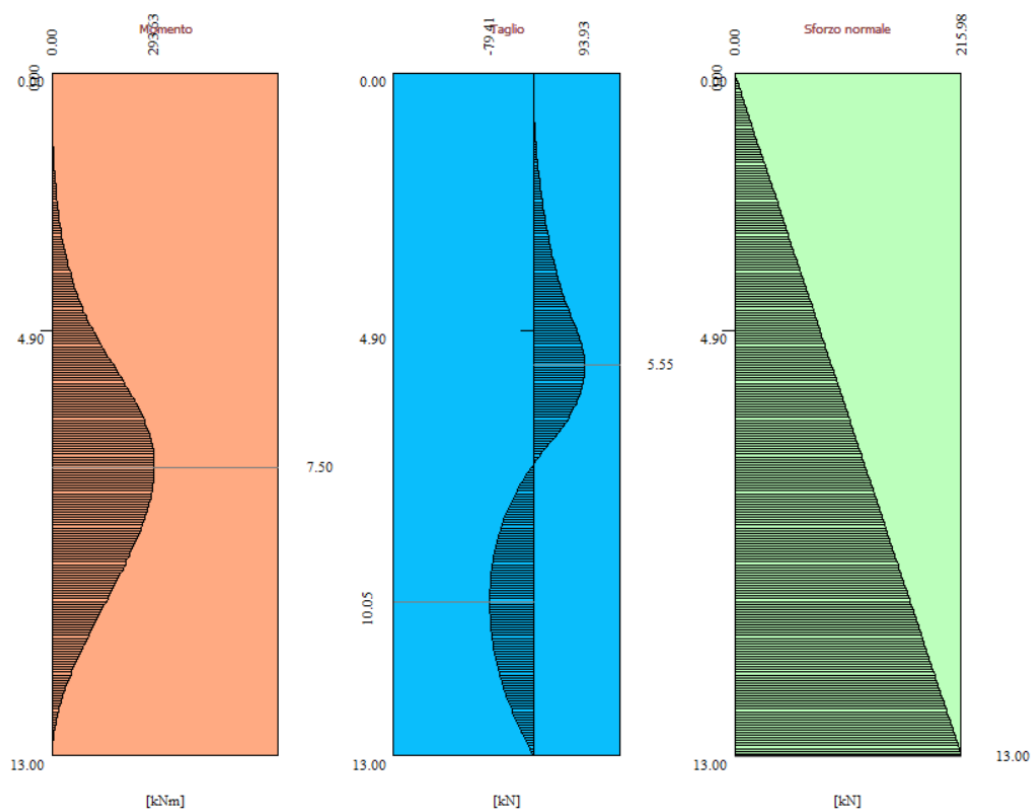
M momento flettente massimo e minimo espresso in [kNm]

N sforzo normale massimo e minimo espresso in [kN] (positivo di compressione)

T taglio massimo e minimo espresso in [kN]

n°	Tipo	M	Y <sub>M</sub>	T	Y <sub>T</sub>	N	Y <sub>N</sub>	
		[kNm]	[m]	[kN]	[m]	[kN]	[m]	
1	ESE	255.29	7.25	83.45	5.40	215.98	13.00	MAX
		0.00	13.00	-66.55	9.90	0.00	0.00	MIN
2	ESE	293.63	7.50	93.93	5.55	215.98	13.00	MAX
		0.00	0.00	-79.41	10.05	0.00	0.00	MIN
1	SLU - STR	336.72	7.30	109.87	5.40	215.98	13.00	MAX
		0.00	0.00	-87.98	9.90	0.00	0.00	MIN

n°	Tipo	M	Y <sub>M</sub>	T	Y <sub>T</sub>	N	Y <sub>N</sub>	
		[kNm]	[m]	[kN]	[m]	[kN]	[m]	
2	SLU - STR	400.42	7.55	127.28	5.60	215.98	13.00	MAX
		0.00	0.00	-109.38	10.10	0.00	0.00	MIN
1	SLU - GEO	445.05	8.10	119.73	5.80	215.98	13.00	MAX
		0.00	0.00	-136.56	10.45	0.00	0.00	MIN
2	SLU - GEO	654.53	8.85	159.86	6.15	215.98	13.00	MAX
		0.00	0.00	-253.91	11.10	0.00	0.00	MIN



**Figura 15 – Sollecitazioni SLE – Rara**

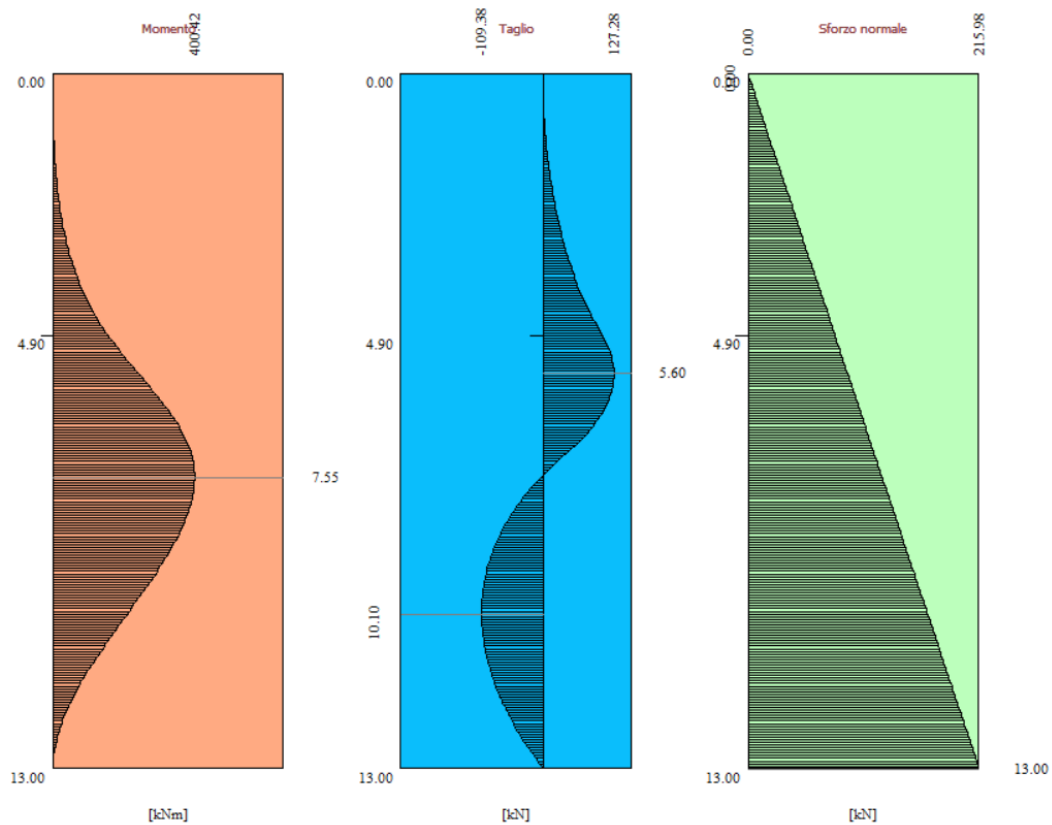


Figura 16 – Sollecitazioni SLU – A1+M1

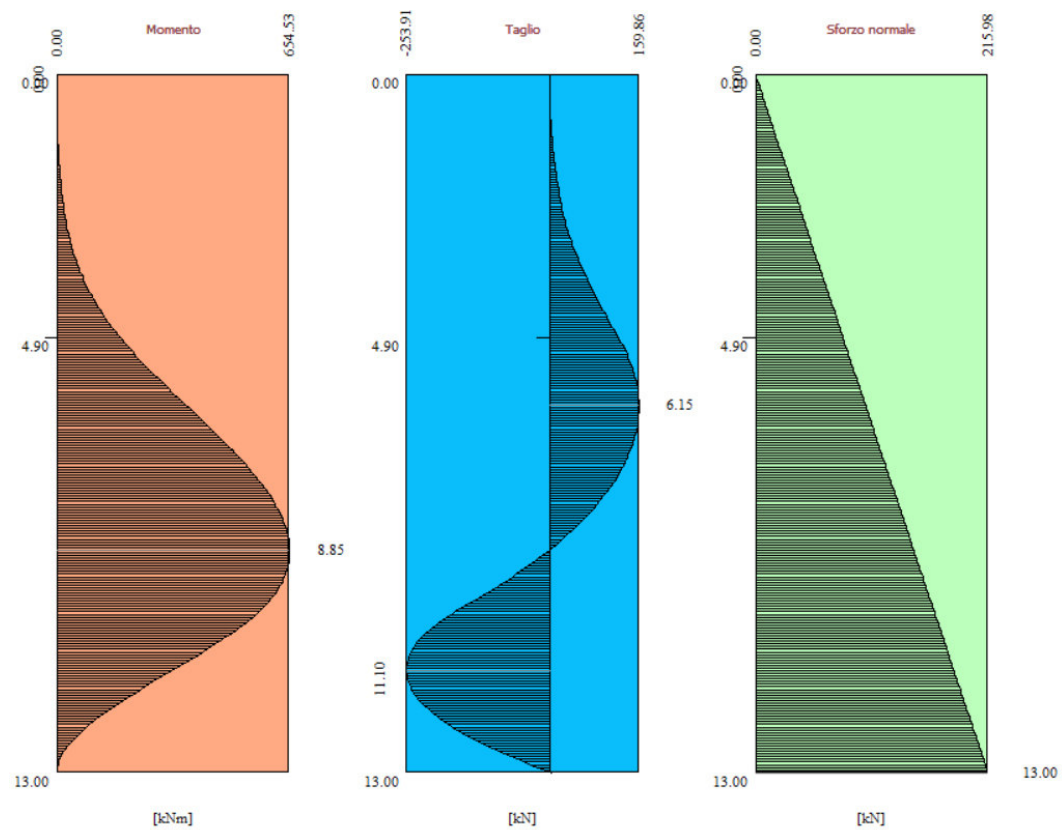


Figura 17 – Sollecitazioni SLU – A2+M2

### 10.8.1. Forze agenti sulla paratia

Tutte le forze si intendono positive se dirette da monte verso valle. Esse sono riferite ad un metro di larghezza della paratia. Le Y hanno come origine la testa della paratia, e sono espresse in [m]

#### Simbologia adottata

n° Indice della Combinazione/Fase

Tipo Tipo della Combinazione/Fase

Pa Spinta attiva, espressa in [kN]

Pw Spinta della falda, espressa in [kN]

Pp Resistenza passiva, espressa in [kN]

Pc Controspinta, espressa in [kN]

n°	Tipo	Pa	Y <sub>Pa</sub>	Y <sub>Is</sub>	Pw	Y <sub>Pw</sub>	Pp	Y <sub>Pp</sub>	Pc	Y <sub>Pc</sub>
		[kN]	[m]	[m]	[kN]	[m]	[kN]	[m]	[kN]	[m]
1	ESE	83.45	3.52	--	--	--	-150.00	7.26	66.55	11.95
2	ESE	93.92	3.67	--	--	--	-173.34	7.49	79.41	12.00
1	SLU - STR	109.87	3.53	--	--	--	-197.85	7.28	87.98	11.96
2	SLU - STR	127.26	3.71	--	--	--	-236.66	7.55	109.38	12.02
1	SLU - GEO	119.73	3.63	--	--	--	-256.29	8.17	136.56	12.15
2	SLU - GEO	159.83	3.89	--	--	--	-413.77	9.09	253.91	12.37

#### Simbologia adottata

n° Indice della Combinazione/Fase

Tipo Tipo della Combinazione/Fase

P<sub>NUL</sub> Punto di nullo del diagramma, espresso in [m]

P<sub>INV</sub> Punto di inversione del diagramma, espresso in [m]

C<sub>ROT</sub> Punto Centro di rotazione, espresso in [m]

M<sub>P</sub> Percentuale molle plasticizzate, espressa in [%]

R/R<sub>MAX</sub> Rapporto tra lo sforzo reale nelle molle e lo sforzo che le molle sarebbero in grado di esplicare, espresso in [%]

n°	Tipo	P <sub>NUL</sub>	P <sub>INV</sub>	C <sub>ROT</sub>	M <sub>P</sub>	R/R <sub>MAX</sub>
		[m]	[m]	[m]	[%]	[%]
1	ESE	5.44	6.65	9.93	15.95	7.49

n°	Tipo	P <sub>NUL</sub>	P <sub>INV</sub>	C <sub>ROT</sub>	M <sub>P</sub>	R/R <sub>MAX</sub>
		[m]	[m]	[m]	[%]	[%]
2	ESE	5.59	7.00	10.07	20.25	8.96
1	SLU - STR	5.45	6.70	9.94	15.95	7.61
2	SLU - STR	5.62	7.10	10.10	21.47	9.50
1	SLU - GEO	5.82	8.30	10.47	36.20	19.66
2	SLU - GEO	6.19	9.95	11.11	56.44	38.71

### 10.9. Spostamenti nella paratia

#### Spostamenti massimi e minimi della paratia

##### *Simbologia adottata*

n° Indice della combinazione/fase

Tipo Tipo della combinazione/fase

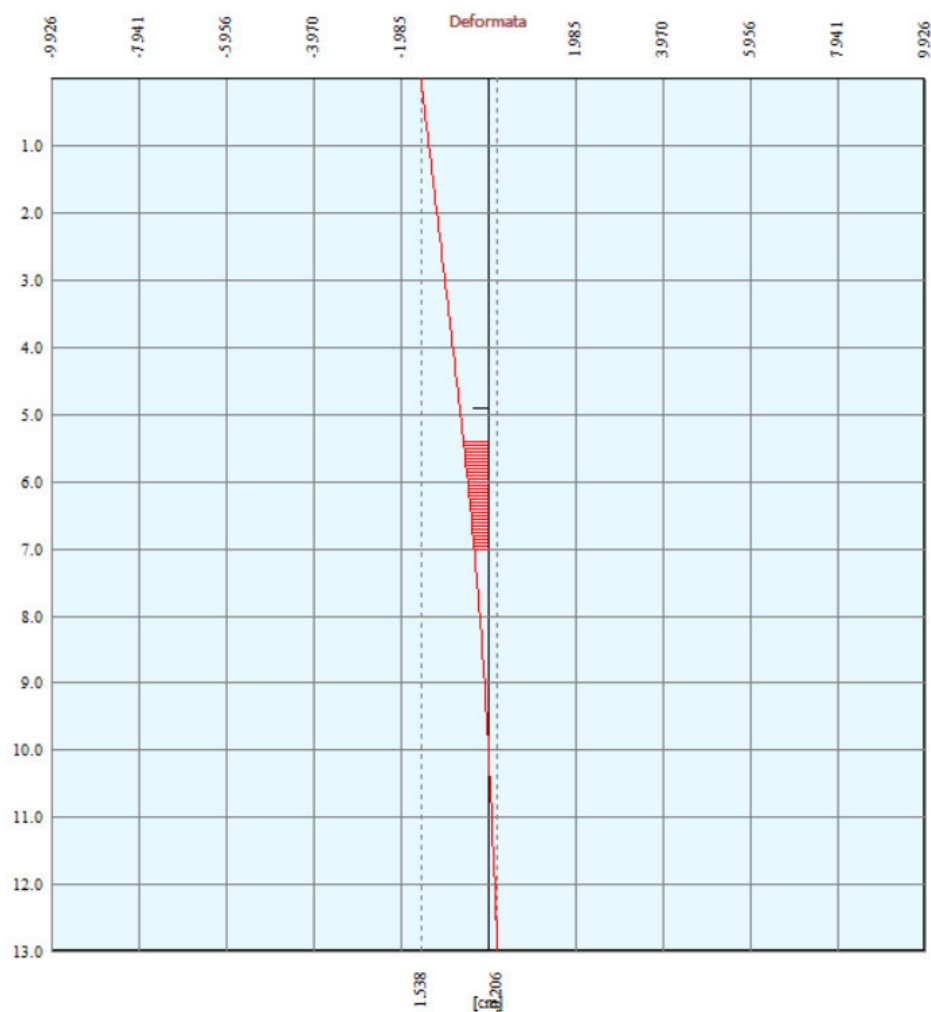
Y ordinata della sezione rispetto alla testa della paratia espressa in [m]

U spostamento orizzontale massimo e minimo espresso in [cm] positivo verso valle

V spostamento verticale massimo e minimo espresso in [cm] positivo verso il basso

n°	Tipo	U	Y <sub>U</sub>	V	Y <sub>V</sub>	
		[cm]	[m]	[cm]	[m]	
1	ESE	1.2473	0.00	0.0067	0.00	MAX
		-0.1639	13.00	0.0000	0.00	MIN
2	ESE	1.5381	0.00	0.0067	0.00	MAX
		-0.2060	13.00	0.0000	0.00	MIN





**Figura 18 – Spostamenti SLE Rara**

Lo spostamento massimo in testa paratia risulta pari a 1.54 cm e risulta ammissibile per l'opera in oggetto.

## **10.10. Verifiche strutturali SLU**

### **10.10.1. Verifica a flessione**

Il palo è armato con 16  $\phi$  26.

$$M_{Rd}=1218 \text{ KNm}$$

$$M'_{yd}=855 \text{ KNm}$$

$$M_{Ed}=401 \text{ KNm}$$

$$M_{Ed} < M'_{yd} \text{ (c.s.=2.13)}$$

$$M_{Ed} < M_{Rd} \text{ (c.s.=3.04)}$$

Dato l'elevato coefficiente di sicurezza allo SLU, in questa fase progettuale le verifiche SLE si ritengono automaticamente soddisfatte.

### 10.10.2. Verifica a taglio

Il palo è armato con  $\phi 12/15$

*Simbologia adottata*

n° numero d'ordine della sezione

Tipo Tipo della Combinazione/Fase

Y ordinata della sezione rispetto alla testa, espressa in [m]

A<sub>sw</sub> area dell'armatura trasversale, espressa in [cmq]

s interasse tra due armature trasversali consecutive, espressa in [cm]

V<sub>Ed</sub> taglio agente sul palo, espresso in [kN]

V<sub>Rd</sub> taglio resistente, espresso in [kN]

FS coefficiente di sicurezza (rapporto tra V<sub>Rd</sub>/ V<sub>Ed</sub>)

cotgθ inclinazione delle bielle compresse, θ inclinazione dei puntoni di calcestruzzo

La verifica a taglio del palo è stata eseguita considerando una sezione quadrata equivalente di lato B = 85.36 cm

n° - Tipo	Y	A <sub>sw</sub>	s	V <sub>Ed</sub>	V <sub>Rd</sub>	FS	cotgθ
	[m]	[cmq]	[cm]	[kN]	[kN]		
2 - SLU - STR	5.60	2.26	15.00	150.42	632.14	4.203	1.50

### 10.11. Verifiche di stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso paratia e terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a 1.10.

È usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento è supposta circolare.

In particolare, il programma esamina, per un dato centro 3 cerchi differenti: un cerchio passante per la linea di fondo scavo, un cerchio passante per il piede della paratia ed un cerchio passante per il punto medio della parte interrata. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità della paratia. Il numero di strisce è pari a 50.

Il coefficiente di sicurezza fornito da Fellenius si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_{i=0}^n \left[ \frac{c_i b_i}{\cos \alpha_i} + (W_i \cos \alpha_i - u_i l_i) \tan \varphi_i \right]}{\sum_{i=0}^n W_i \sin \alpha_i}$$

dove  $n$  è il numero delle strisce considerate,  $b_i$  e  $a_i$  sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia  $i_{esima}$  rispetto all'orizzontale,  $W_i$  è il peso della striscia  $i_{esima}$  e  $c_i$  e  $f_i$  sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia.

Inoltre,  $u_i$  ed  $l_i$  rappresentano la pressione neutra lungo la base della striscia e la lunghezza della base della striscia ( $l_i = b_i / \cos \alpha_i$ ).

Quindi, assunto un cerchio di tentativo si suddivide in  $n$  strisce e dalla formula precedente si ricava  $h$ . Questo procedimento è eseguito per il numero di centri prefissato ed è assunto come coefficiente di sicurezza della scarpata il minimo dei coefficienti così determinati.

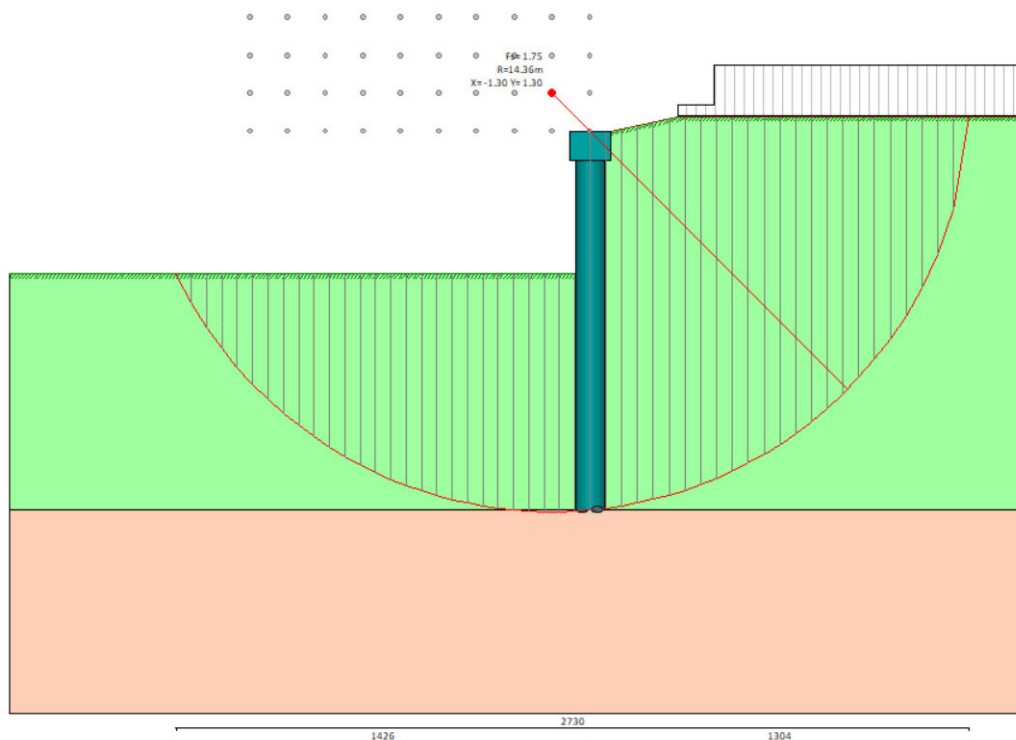
#### Simbologia adottata

$n^\circ$	Indice della combinazione/fase
Tipo	Tipo della combinazione/fase
$(X_C; Y_C)$	Coordinate centro cerchio superficie di scorrimento, espresse in [m]
$R$	Raggio cerchio superficie di scorrimento, espresso in [m]
$(X_V; Y_V)$	Coordinate intersezione del cerchio con il pendio a valle, espresse in [m]
$(X_M; Y_M)$	Coordinate intersezione del cerchio con il pendio a monte, espresse in [m]
FS	Coefficiente di sicurezza
$R$	Coefficiente di sicurezza richiesto

Numero di cerchi analizzati 100

$n^\circ$	Tipo	$X_C, Y_C$ [m]	$R$ [m]	$X_V, Y_V$ [m]	$X_M, Y_M$ [m]	FS	$R$
1	ESE	-1.30; 0.00	13.06	-13.42; -4.88	11.75; -0.51	3.000	1.100
2	ESE	-1.30; 1.30	14.36	-14.26; -4.88	13.04; 0.50	2.352	1.100
1	SLU - GEO	-1.30; 0.00	13.06	-13.42; -4.88	11.75; -0.51	2.339	1.100
2	SLU - GEO	-1.30; 1.30	14.36	-14.26; -4.88	13.04; 0.50	1.746	1.100

Dettagli superficie con fattore di sicurezza minimo



**Figura 19 – Superficie di scorrimento con fattore di sicurezza minimo**

*Simbologia adottata*

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa alla paratia (spigolo contro terra)

Le strisce sono numerate da monte verso valle

- N°      numero d'ordine della striscia
- W      peso della striscia espresso in [kN]
- $\alpha$       angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in gradi (positivo antiorario)
- $\phi$       angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
- c      coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [MPa]
- b      larghezza della striscia espressa in [m]
- L      sviluppo della base della striscia espressa in [m] ( $L=b/\cos\alpha$ )
- u      pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [MPa]
- Ctn, Ctt      contributo alla striscia normale e tangenziale del tirante espresse in [kN]

Fase n° 2 - SLU - GEO

Numero di strisce 51

### Caratteristiche delle strisce

N°	Wi	$\alpha$	L	$\phi$	c	u	(Ctn; Ctt)
	[kN]	[°]	[m]	[°]	[MPa]	[MPa]	[kN]
1	5.1296	-62.23	1.13	26.56	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
2	14.8849	-57.98	1.00	26.56	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
3	23.2099	-54.19	0.90	26.56	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
4	30.4857	-50.72	0.83	26.56	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
5	36.9396	-47.50	0.78	26.56	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
6	42.7204	-44.46	0.74	26.56	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
7	47.9319	-41.58	0.71	26.56	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
8	52.6499	-38.82	0.68	26.56	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
9	56.9318	-36.16	0.65	26.56	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
10	60.8223	-33.59	0.63	26.56	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
11	64.3565	-31.09	0.62	26.56	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
12	67.5631	-28.66	0.60	26.56	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
13	70.4652	-26.29	0.59	26.56	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
14	73.0821	-23.96	0.58	26.56	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
15	75.4296	-21.67	0.57	26.56	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
16	77.5211	-19.42	0.56	26.56	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
17	79.3676	-17.20	0.55	26.56	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
18	80.9785	-15.01	0.55	26.56	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
19	82.3615	-12.83	0.54	26.56	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
20	83.5229	-10.68	0.54	26.56	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
21	84.4679	-8.54	0.53	26.56	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
22	85.2006	-6.42	0.53	26.56	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
23	85.7240	-4.30	0.53	26.56	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
24	86.0403	-2.19	0.53	26.56	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
25	86.1509	-0.08	0.53	26.56	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
26	86.0561	2.03	0.53	26.56	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
27	85.7556	4.14	0.53	26.56	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
28	140.9843	6.29	0.55	26.56	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
29	140.5445	8.47	0.55	26.56	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
30	140.7789	10.67	0.55	26.56	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
31	140.8306	12.89	0.56	26.56	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
32	140.6406	15.12	0.56	26.56	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
33	144.9394	17.38	0.57	26.56	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
34	148.4206	19.67	0.58	26.56	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
35	152.5409	21.99	0.59	26.56	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
36	178.9689	24.35	0.60	26.56	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
37	176.1425	26.76	0.61	26.56	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
38	173.0012	29.21	0.62	26.56	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
39	169.5227	31.73	0.64	26.56	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
40	165.6794	34.32	0.66	26.56	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)

N°	W <sub>i</sub>	α	L	φ	c	u	(C <sub>tn</sub> ; C <sub>tt</sub> )
	[kN]	[°]	[m]	[°]	[MPa]	[MPa]	[kN]
41	161.4377	36.99	0.68	26.56	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
42	156.7549	39.76	0.71	26.56	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
43	151.5768	42.64	0.74	26.56	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
44	145.8324	45.67	0.78	26.56	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
45	139.4258	48.87	0.83	26.56	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
46	132.2221	52.29	0.89	26.56	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
47	124.0206	56.01	0.97	26.56	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
48	114.4982	60.12	1.09	26.56	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
49	103.0636	64.85	1.28	26.56	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
50	88.3420	70.69	1.64	26.56	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)
51	62.7074	80.26	3.21	26.56	0.0000	0.0000	(0.00; 0.00)

$$\Sigma W_i = 5118.6256 \text{ [kN]}$$

$$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 1225.6040 \text{ [kN]}$$

$$\Sigma W_i \cos \alpha_i \tan \phi_i = 2140.1840 \text{ [kN]}$$