

## SS38 "dello Stelvio" - Tangenziale Sud di Sondrio

**Nuovo attraversamento in viadotto della linea ferroviaria Sondrio-Tirano e nuove connessioni alla viabilità locale tra le Pk 40+000 e la Pk 40+700 nei Comuni di Sondrio e Montagna in Valtellina**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**COD. MI634**

PROGETTAZIONE:



PROGETTISTI:

*Ing. Stefano Monni*  
*Ordine Ing. Prato n. 155*

*Ing. Carlo Mazzetti*  
*Ordine Ing. Siena n. 1177*

*Dott. Luciano Luciani*  
*Dott. Sc. Forestali*

*Dott. Giulio Tona*  
*Ordine Agronomi e Forestali Firenze n. 1045*

*Ing. Michele Frizzarin*  
*Ordine Ing. Verona n. A4547*

Il responsabile dell'integrazione tra le varie discipline specialistiche:

*Ing. Stefano Monni*  
*Ordine Ing. Prato n. 155*

Il coordinatore della sicurezza in fase di progettazione:

*Arch. Giorgio Salimbene*  
*Ordine Arch. Firenze n. 3997*

Il geologo:

*Dott. Geol. Pier Paolo Binazzi*  
*Ordine Geologi Toscana n. 130*

VISTO  
Il responsabile del procedimento:

*Ing. Giancarlo Luongo*

**OPERA D'ARTE**

**OPERE DI SOSTEGNO**

**Relazione di calcolo muri di sostegno e opere provvisori**

CODICE PROGETTO

PROGETTO

LIV. PROG. ANNO

**DPMI0634 D 23**

NOME FILE

**T00OS01STRRE01.pdf**

REVISIONE

SCALA:

CODICE ELAB.

**T00OS01STRRE01**

**A**

**A**

EMISSIONE

AGOSTO 2023

F.TUCCARI

M.FRIZZARIN

S. MONNI

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO

## Indice

1	GENERALITA .....	4
2	TERRENI DI FONDAZIONE.....	4
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	5
	3.1 <i>NORMATIVE DI CARATTERE GENERALE</i> .....	5
	3.2 <i>NORME SPECIFICHE PER LE STRUTTURE</i> .....	5
4	MATERIALI.....	5
5	AZIONI SISMICHE.....	6
6	METODO DI VERIFICA .....	12
7	VERIFICA DELLE PARATIE .....	12
	7.1 <i>METODO DI ANALISI</i> .....	12
	7.2 <i>ANALISI AD ELEMENTI FINITI</i> .....	15
	7.3 <i>ANALISI PER FASI DI SCAVO</i> .....	17
	7.4 <i>VERIFICHE IDRAULICHE</i> .....	17
	7.5 <i>COMBINAZIONI DI CARICO ANALIZZATE</i> .....	18
	7.6 <i>TIPOLOGIA DI PARATIE ANALIZZATE</i> .....	18
	7.7 <i>PARATIA MICROPALI A SOSTEGNO FERROVIA</i> .....	19
	7.7.1 <i>VERIFICHE SEZIONE PARATIA</i> .....	21
	7.7.2 <i>VERIFICA SPOSTAMENTI</i> .....	22
	7.8 <i>VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE</i> .....	23
	7.9 <i>PARATIA TIPO 2 MICROPALI A SOSTEGNO SCAVO PILA SU FERROVIA</i> .....	24
	7.9.1 <i>DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI</i> .....	25
	7.9.2 <i>VERIFICHE SEZIONE PARATIA</i> .....	26
	7.9.3 <i>VERIFICA SPOSTAMENTI</i> .....	27
	7.10 <i>VERIFICA DI STABILITA GLOBALE</i> .....	28
8	MURI DI SOSTEGNO.....	29
	8.1 <i>CALCOLO DELLA SPINTA</i> .....	29
	8.1.1 <i>METODO DI COULOMB</i> .....	29
	8.1.2 <i>SPINTA IN PRESENZA DI FALDA</i> .....	30
	8.1.3 <i>SPINTA IN PRESENZA DI SISMA</i> .....	30
	8.1.4 <i>VERIFICA A SCORRIMENTO</i> .....	32
	8.1.5 <i>VERIFICA AL CARICO LIMITE</i> .....	33
	8.2 <i>METODO DI CALCOLO</i> .....	38
	8.3 <i>ANALISI DEI CARICHI</i> .....	39
	8.4 <i>TIPOLOGIA MURI ANALIZZATI</i> .....	40
	8.5 <i>MURO TIPO A</i> .....	40

PROGETTO DEFINITIVO Relazione delle opere di sostegno

8.5.1	QUADRO RIASSUNTIVO COEFF. DI SICUREZZA CALCOLATI	41
8.6	MURO TIPO B	43
8.6.1	QUADRO RIASSUNTIVO DEI COEFFICIENTI DI SICUREZZA	44
8.7	MURO TIPO A' LATO FERROVIA	45
	SU QUESTO MURO È STATO CONSIDERATO L'URTO DEL TRENO E IL PESO DELLO SBALZO	45
8.7.1	QUADRO RIASSUNTIVO COEFF. DI SICUREZZA CALCOLATI	46
8.7.2	SOLLECITAZIONI SLU	48
8.7.3	VERIFICHE DI SEZIONE	49
<b>9</b>	<b>VERIFICA MURI DI SOSTEGNO A U .....</b>	<b>50</b>
9.1	SPINTA IN PRESENZA DI SISMA - FORMULA DI WOOD	51
9.2	CARATTERISTICHE STRATI TERRENO	51
9.3	STRATEGIA DI SOLUZIONE	51
9.4	METODO DI VERIFICA	52
9.5	METODO DI VERIFICA ALLO SLU	52
9.6	METODO DI VERIFICA ALLO SLE	52
9.7	TIPOLOGIA DEI MURI ANALIZZATI	53
9.8	ANALISI DEI CARICHI	53
9.9	MURO TIPO F	54
9.9.1	SOLLECITAZIONI SLU	55
9.9.2	VERIFICHE DI SEZIONE	55
9.10	MURO TIPO E	55
9.10.1	SOLLECITAZIONI SLU	57
9.10.2	VERIFICHE DI SEZIONE	57
9.11	MURO TIPO C	58
9.11.1	SOLLECITAZIONI SLU	59
9.11.2	VERIFICHE DI SEZIONE	59
9.12	MURO TIPO D'	60
9.12.1	SOLLECITAZIONI SLU	60
9.12.2	VERIFICHE DI SEZIONE	61

## 1 GENERALITA

La presente relazione ha lo scopo di verificare secondo Nuova Norma NTC 2018 le opere di sostegno lungo Cavalcaferrovia in acciaio con travi estradossate posto tra le progressive 341+34 e 592+23

## 2 TERRENI DI FONDAZIONE

Sulla base della campagna di indagini fornita da ANAS e stata elaborata la relazione geotecnica.

Per la zona sottostante di terreno in prossimità del viadotto, e per il calcolo delle opere provvisionali del viadotto sono stati assunti i seguenti parametri geotecnici.

Strato	Spess	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	C' med (kPa)	$\phi'$ med (°)	Cu med (kPa)
(-)	(m)					
1	7.00	Depositi mediamene addensati	20.00		36.6	0.0
2	Da 7 m in poi	Depositi molto addensati	21.00		37.5	

Per le zone dai muri in prossimità del rilevato stradale e dei muri sono stati assunti i seguenti parametri

Strato	Spess	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	C' min (kPa)	$\phi'$ min (°)	Cu min (kPa)
(-)	(m)					
1	7.00	Depositi mediamene adensati	21		29.1	0.0
2	28.00	Depositi molto addensati	18.00		31.6	

La falda è stata assunta a 4 m da pc.

Il terreno del rilevato stradale e ferroviario è stato assunto avente i seguenti parametri geotecnici.

Strato	Spess	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	C' min (kPa)	$\phi'$ min (°)	Cu min (kPa)
(-)	(m)					
		Rilevato stradale	20		35	0.0

### 3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Nell'esecuzione dei calcoli si è fatto riferimento ai seguenti documenti normativi.

#### 3.1 NORMATIVE DI CARATTERE GENERALE

L. 05/11/1971 n. 1086: "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica";

L. 02/02/1974 n. 64: "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche";

#### 3.2 NORME SPECIFICHE PER LE STRUTTURE

Decreto Ministeriale 14 gennaio 2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni".

CNR-UNI 10011: "Costruzioni di acciaio "Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione".

CNR-UNI 10016:" Travi composte di acciaio e calcestruzzo - Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni".

UNI EN 1992-2005: "Progettazione delle strutture di calcestruzzo".

UNI EN 1993-2005: "Progettazione delle strutture di acciaio".

UNI EN 1994-2005: "Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo".

UNI EN 1997-2005: "Progettazione geotecnica".

UNI EN 1998-2005: "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica".

UNI EN 206-1-2001: Calcestruzzo," Specificazione, prestazione, produzione e conformità".

D.M. 03.12.1987 "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate".

Circ. Min. LL.PP. 16.03.1989 "Istruzioni in merito alle norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate".

CNR 10024/84 "Analisi di strutture mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo".

Manuale di Progettazione RFI Parte 2 Sezione 2 Ponti e Strutture RFI DTC SI PS MA IFS 001 a del 30/12/2022

### 4 MATERIALI

I calcoli statici sono stati eseguiti prevedendo l'impiego dei seguenti materiali:

#### **Calcestruzzo per magrone**

Classe di resistenza C15/20

#### **Calcestruzzo per fondazioni ed elevazione muri**

Classe di resistenza C25/30

#### **Copriferro**

PROGETTO DEFINITIVO Relazione delle opere di sostegno

Copriferro fondazione	C= 40 mm
Copriferro strutture in elevazione pile/spalle muri	C= 35 mm
<b>Acciaio per armature</b>	
Classe	B450C
<b>Acciaio per carpenteria metallica</b>	
Classe	S355 – UNI EN 10025-2
Bulloni	Classe 8.8

## 5 AZIONI SISMICHE

Nel presente progetto è stata verificata la combinazione di carico sismica con riferimento allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della esistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

### Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. Nel caso in oggetto, secondo quanto richiesto dalla stazione Appaltante l'opera ricade all'interno del tipo di costruzione

2: "opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale" (paragrafo 2.4 delle 'Nuove Norme tecniche per le costruzioni – D.M. 14 gennaio 2018'). La vita nominale risulta pertanto  $V_N > 50$  anni.

### Classi d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso.

Nel caso in oggetto si fa riferimento alla Classe IV: costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico."

### Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento VR che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale VN per il coefficiente d'uso CU. Tale coefficiente è funzione della classe d'uso e nel caso specifico assume valore pari a 2.

$VR = VN \times CU = 50 \text{ anni} \times 2 = 100 \text{ anni}$

### **Azioni di progetto**

Le azioni di progetto si ricavano, ai sensi delle NTC, dalle accelerazioni  $a_g$  e dalle relative forme spettrali.

Le forme spettrali previste dalle NTC sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

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

Per ciascun nodo del reticolo di riferimento e per ciascuno dei periodi di ritorno  $TR$  considerati dalla pericolosità sismica, i tre parametri si ricavano riferendosi ai valori corrispondenti al cinquantesimo percentile ed attribuendo ad:

- $a_g$  il valore previsto dalla pericolosità sismica;
- $F_0$  e  $T_C^*$  i valori ottenuti imponendo che le forme spettrali in accelerazione, velocità e spostamento previste dalle NTC scartino al minimo dalle corrispondenti forme spettrali previste dalla pericolosità sismica.

Le forme spettrali previste dalle NTC sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento e vite di riferimento. A tal fine occorre fissare:

- la vita di riferimento  $VR$  della costruzione;
- le probabilità di superamento nella vita di riferimento  $PVR$  associate agli stati limite considerati, per individuare infine, a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili, le corrispondenti azioni sismiche.

A tal fine è conveniente utilizzare, come parametro caratterizzante la pericolosità sismica, il periodo di ritorno dell'azione sismica  $TR$ , espresso in anni. Fissata la vita di riferimento  $VR$ , i due parametri  $TR$  e  $PVR$  sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = -\frac{100}{\ln(1 - 0.1)}$$

Si assume, a favore di sicurezza, come periodo di ritorno  $T_R = 1898$  anni.

I valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_C^*$  relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento sono forniti nelle tabelle riportate nell'ALLEGATO B delle NTC.

I punti del reticolo di riferimento sono definiti in termini di Latitudine e Longitudine ed ordinati a Latitudine e Longitudine crescenti, facendo variare prima la Longitudine e poi la Latitudine. L'accelerazione al sito  $a_g$  è espressa in  $g/10$ ;  $F_0$  è adimensionale,  $T_C^*$  è espresso in secondi.

Il comune di riferimento il comune di Sondrio

## FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

Ricerca per comune

LONGITUDINE

REGIONE  
Lombardia

LATITUDINE

PROVINCIA  
Sondrio

COMUNE  
Sondrio

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="60"/>
SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="101"/>

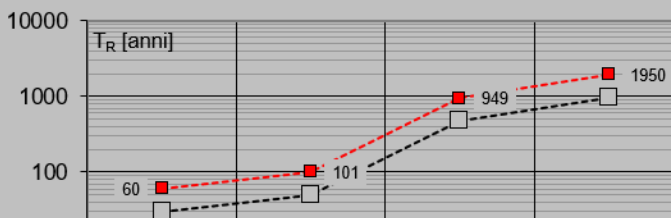
Stati limite ultimi - SLU {

SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="949"/>
SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="1950"/>

### Elaborazioni

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

### Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

### Valori dei parametri $a_g$ , $F_0$ , $T_C^*$ per i periodi di ritorno $T_R$ associati a ciascuno SL

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	60	0.025	2.557	0.196
SLD	101	0.030	2.582	0.216
SLV	949	0.056	2.701	0.300
SLC	1950	0.067	2.778	0.314

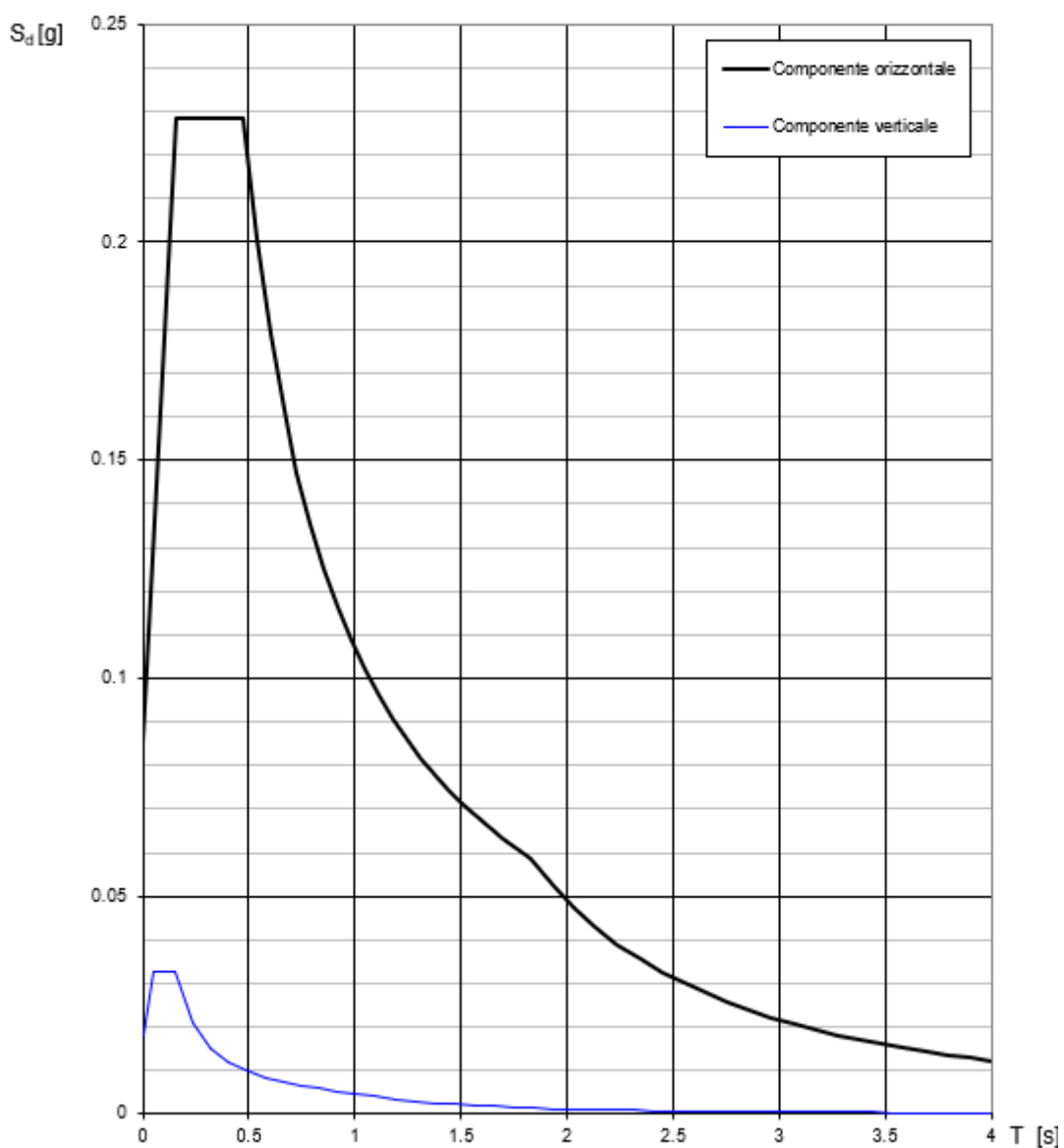
### Categoria di sottosuolo

In base a quanto si desume dall'indagine geotecnica effettuata e, in tal caso, si fa rimando. Si fa riferimento alla categoria di suolo "C" ed alla classe Topografica "T1",

$S_s = 1.5$

$S_t = 1$

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



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

### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.111 g
$F_0$	2.521
$T_C^*$	0.272 s
$S_S$	1.500
$C_C$	1.614
$S_T$	1.000
$q$	1.500

### Parametri dipendenti

$S$	1.500
$\eta$	0.667
$T_B$	0.146 s
$T_C$	0.439 s
$T_D$	2.042 s

### Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

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

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

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

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

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

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

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

### Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.166
$T_B$ ←	0.146	0.279
$T_C$ ←	0.439	0.279
	0.515	0.237
	0.591	0.207
	0.668	0.183
	0.744	0.164
	0.820	0.149
	0.897	0.136
	0.973	0.126
	1.050	0.116
	1.126	0.109
	1.202	0.102
	1.279	0.096
	1.355	0.090
	1.431	0.085
	1.508	0.081
	1.584	0.077
	1.660	0.074
	1.737	0.070
	1.813	0.067
	1.889	0.065
	1.966	0.062
$T_D$ ←	2.042	0.060
	2.135	0.055
	2.229	0.050
	2.322	0.046
	2.415	0.043
	2.508	0.040
	2.602	0.037
	2.695	0.034
	2.788	0.032
	2.881	0.030
	2.974	0.028
	3.068	0.027
	3.159	0.025
	3.254	0.024
	3.347	0.022
	3.441	0.022
	3.534	0.022
	3.627	0.022
	3.720	0.022
	3.814	0.022
	3.907	0.022
	4.000	0.022

## 6 METODO DI VERIFICA

Le verifiche sono state eseguite con il metodo dello Stato Limite Ultimo secondo NTC 2018

## 7 VERIFICA DELLE PARATIE

### 7.1 METODO DI ANALISI

Nel caso generale l'equilibrio della paratia è assicurato dal bilanciamento fra la spinta attiva agente da monte sulla parte fuori terra, la resistenza passiva che si sviluppa da valle verso monte nella zona interrata e la contropinta che agisce da monte verso valle nella zona interrata al di sotto del centro di rotazione.

Nel caso di paratia tirantata nell'equilibrio della struttura intervengono gli sforzi dei tiranti (diretti verso monte); in questo caso, se la paratia non è sufficientemente infissa, la contropinta sarà assente.

Pertanto, il primo passo da compiere nella progettazione è il calcolo della profondità di infissione necessaria ad assicurare l'equilibrio fra i carichi agenti (spinta attiva, resistenza passiva, contropinta, tiro dei tiranti ed eventuali carichi esterni).

Nel calcolo classico delle paratie si suppone che essa sia infinitamente rigida e che possa subire una rotazione intorno ad un punto (*Centro di rotazione*) posto al di sotto della linea di fondo scavo (per paratie non tirantate).

Occorre pertanto costruire i diagrammi di spinta attiva e di spinta (resistenza) passiva agenti sulla paratia. A partire da questi si costruiscono i diagrammi risultanti.

Nella costruzione dei diagrammi risultanti si adatterà la seguente notazione:

$K_{am}$  diagramma della spinta attiva agente da monte  
 $K_{av}$  diagramma della spinta attiva agente da valle sulla parte interrata  
 $K_{pm}$  diagramma della spinta passiva agente da monte  
 $K_{pv}$  diagramma della spinta passiva agente da valle sulla parte interrata.

Calcolati i diagrammi suddetti si costruiscono i diagrammi risultanti

$$D_m = K_{pm} - K_{av} \quad e \quad D_v = K_{pv} - K_{am}$$

Questi diagrammi rappresentano i valori limiti delle pressioni agenti sulla paratia. La soluzione è ricercata per tentativi facendo variare la profondità di infissione e la posizione del centro di rotazione fino a quando non si raggiunge l'equilibrio sia alla traslazione che alla rotazione.

Per mettere in conto un fattore di sicurezza nel calcolo delle profondità di infissione

si può agire con tre modalità:

1. applicazione di un coefficiente moltiplicativo alla profondità di infissione strettamente necessaria per l'equilibrio

2. riduzione della spinta passiva tramite un coefficiente di sicurezza
3. riduzione delle caratteristiche del terreno tramite coefficienti di sicurezza su  $\tan(\phi)$  e sulla coesione

## Calcolo delle spinte

### 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  $\rho$  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 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.

### Spinta in presenza di falda

Nel caso in cui a monte della parete sia presente la falda il diagramma delle pressioni risulta modificato a causa della sottospinta che l'acqua esercita sul terreno. Il peso di volume del terreno al di sopra della linea di falda non subisce variazioni. Viceversa, al di sotto del livello di falda va considerato il peso di volume efficace

$$\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$$

PROGETTO DEFINITIVO Relazione delle opere di sostegno

dove  $\gamma_{\text{sat}}$  è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e  $\gamma_w$  è il peso specifico dell'acqua. Quindi il diagramma delle pressioni al di sotto della linea di falda ha una pendenza minore. Al diagramma così ottenuto va sommato il diagramma triangolare legato alla pressione esercitata dall'acqua.

Il regime di filtrazione della falda può essere *idrostatico o idrodinamico*.

Nell'ipotesi di regime idrostatico sia la falda di monte che di valle viene considerata statica, la pressione in un punto a quota  $h$  al di sotto della linea freatica sarà dunque pari a:

$$\gamma_w \times h$$

Nell'ipotesi di regime idrodinamico la falda viene considerata idrodinamica, la pressione in un punto a profondità  $h_m$  dalla linea freatica se calcolata da monte risulterà pari a:

$$\gamma_w \times h_m \times (1-i)$$

oppure, se calcolata da valle, la pressione in un punto a profondità  $h_v$  dalla linea freatica da valle risulterà pari a:

$$\gamma_w \times h_v \times (1+i).$$

Il valore della pressione al piede della paratia in regime idrodinamico coincide sia se calcolata da monte che da valle.

$i$  rappresenta il gradiente idraulico nell'ipotesi di filtrazione monodimensionale.

### **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

$$F_i = W * C$$

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

$$DS= S- S_s$$

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

## 7.2 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 10 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 10 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).

### 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) occorre ricavare l'area equivalente,  $A_m$ , della molla (a cui si assegna una lunghezza pari a 100 cm). Indicato con  $E_m$  il modulo elastico del materiale costituente la paratia (in  $Kg/cm^2$ ), l'equivalenza, in termini di rigidezza, si esprime come

$$A_m = 10000 \times \frac{k \Delta_m}{E_m}$$

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, rigidità flessionale e tagliante nulla e sono vincolate all'estremità alla traslazione. Quindi la matrice di rigidità di tutto il sistema paratia-terreno sarà data dall'assemblaggio delle matrici di rigidità degli elementi della paratia (elementi a rigidità flessionale, tagliante ed assiale), delle matrici di rigidità dei tiranti (solo rigidità assiale) e delle molle (rigidità assiale).

### Modalità di analisi e comportamento elasto-plastico del terreno

A questo punto vediamo come è effettuata l'analisi. Un tipo di analisi molto semplice e veloce sarebbe l'analisi elastica (peraltro disponibile nel programma **PAC**). Ma si intuisce che considerare il terreno con un comportamento infinitamente elastico è una approssimazione alquanto grossolana. Occorre quindi 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 rigidità,  $u$  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 riassembleta 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 rigidità è particolarmente onerosa). Si ricorre pertanto a soluzioni più sofisticate che escludono il riassembleggio 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.

### 7.3 ANALISI PER FASI DI SCAVO

L'analisi della paratia per fasi di scavo consente di ottenere informazioni dettagliate sullo stato di sollecitazione e deformazione dell'opera durante la fase di realizzazione. In ogni fase lo stato di sollecitazione e di deformazione dipende dalla 'storia' dello scavo (soprattutto nel caso di paratie tirantate o vincolate). Definite le varie altezze di scavo (in funzione della posizione di tiranti, vincoli, o altro) si procede per ogni fase al calcolo delle spinte inserendo gli elementi (tiranti, vincoli o carichi) attivi per quella fase, tenendo conto delle deformazioni dello stato precedente. Ad esempio, se sono presenti dei tiranti passivi si inserirà nell'analisi della fase la 'molla' che lo rappresenta. Indicando con  $u$  ed  $u_0$  gli spostamenti nella fase attuale e nella fase precedente, con  $s$  e  $s_0$  gli sforzi nella fase attuale e nella fase precedente e con  $K$  la matrice di rigidezza della 'struttura' la relazione sforzi-deformazione è esprimibile nella forma

$$s=s_0+K(u-u_0)$$

In sostanza analizzare la paratia per fasi di scavo oppure 'direttamente' porta a risultati abbastanza diversi sia per quanto riguarda lo stato di deformazione e sollecitazione dell'opera sia per quanto riguarda il tiro dei tiranti.

### 7.4 VERIFICHE IDRAULICHE

#### Verifica a sifonamento

Per la verifica a sifonamento si utilizza il metodo del gradiente idraulico critico.

Il coefficiente di sicurezza nei confronti del sifonamento è dato dal rapporto tra il gradiente critico  $i_c$  e il gradiente idraulico di efflusso  $i_E$ .

$$FS_{SIF} = i_c / i_E.$$

Il gradiente idraulico critico è dato dal rapporto tra il peso efficace medio  $\gamma_m$  del terreno interessato da filtrazione ed il peso dell'acqua  $\gamma_w$ .

$$i_c = \gamma_m / \gamma_w.$$

Il gradiente idraulico di efflusso è dato dal rapporto tra la differenza di carico  $\Delta H$  e la lunghezza della linea di flusso  $L$ .

$$i_E = \Delta H / L.$$

Il moto di filtrazione è assunto essere monodimensionale.

### Verifica a sollevamento del fondo scavo

Per la verifica a sollevamento si utilizza il metodo di Terzaghi.

Il coefficiente di sicurezza nei fenomeni di sollevamento del fondo scavo deriva da considerazioni di equilibrio verticale di una porzione di terreno a valle della paratia soggetta a tale fenomeno.

Secondo Terzaghi il volume interessato da sollevamento ha profondità  $D$  e larghezza  $D/2$ .

$D$  rappresenta la profondità di infissione della paratia.

Il coefficiente di sicurezza è dato dal rapporto tra il peso del volume di terreno sopra descritto  $W$  e la pressione idrica al piede della paratia  $U$  dovuta dalla presenza di una falda in moto idrodinamico.

$$FS_{SCAVO} = W / U.$$

La pressione idrodinamica è calcolata nell'ipotesi di filtrazione monodimensionale.

## 7.5 COMBINAZIONI DI CARICO ANALIZZATE

Le combinazioni di carico analizzate secondo NTC 2008 sono le seguenti

CASO 1	COMBINAZIONE 1	SLE
CASO 2: Stabilità Geotecnica	COMBINAZIONE 2	A2+M2+R1
CASO 3. Verifica strutturale	COMBINAZIONE 3	A1+M1+R1
CASO 4: Sisma	COMBINAZIONE 4	

Per il calcolo delle azioni sui pali si devono utilizzare i coefficienti parziali per le azioni definiti nella Tabella 6.2.I, trattandosi di paratia.

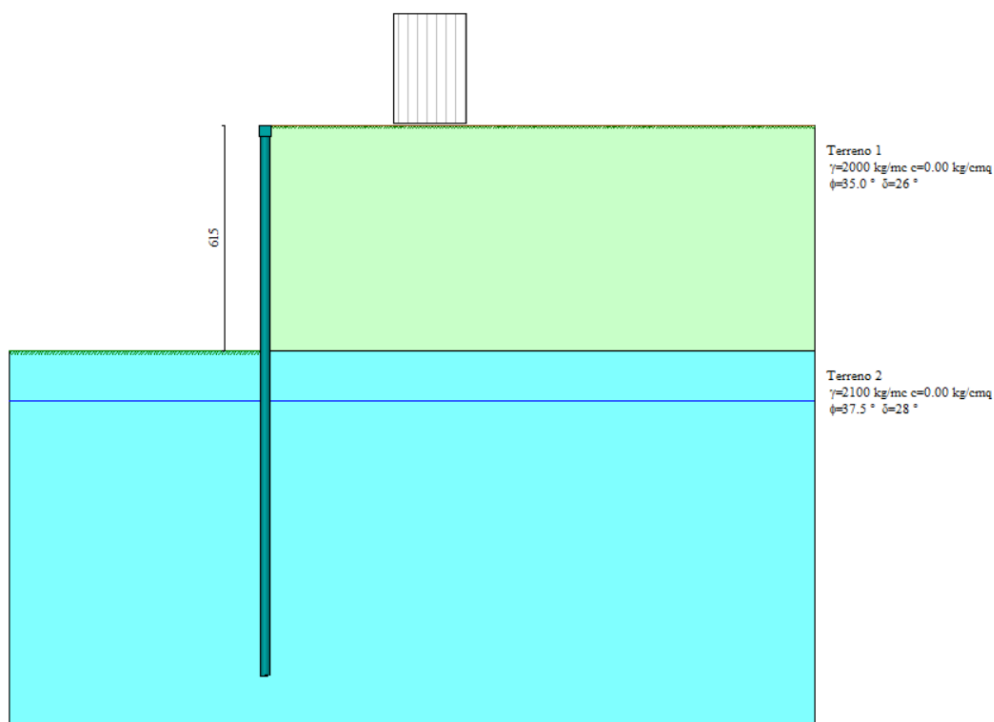
## 7.6 TIPOLOGIA DI PARATIE ANALIZZATE

PARATIE	PARATIE CALCOLATA	PARATIA UNIFORMATA
TIPO 1	PARATIA MICROPALI PILA 2 H=6.15m	PARATIA MICROPALI PILA3 H=5-7
TIPO 2	PARATIA MICROPALIPILA 3 PER SCAVO H=4.15m	PARATIA MICROPALI PILA 2 PER SCAVO H=3 m PARATIA MICROPALI SPALLA B

## 7.7 PARATIA MICROPALI A SOSTEGNO FERROVIA

Altezza fuori terra	6.15 [m]
Profondità di infissione	8.85,0 [m]
Altezza totale della paratia	15[m]
Pali	∅ 250 [mm]
Armatura	∅193.7/16

Si riporta di seguito lo schema di calcolo



Schema di calcolo

Analisi dei carichi a tergo della paratia

Si considera un sovraccarico a tergo della paratia paria

Q= 40 KN/mq sovraccarico ferroviario in fase statica

Q=20 KN/mq peso in fase sismica

DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI

Dalle analisi si sono ottenuti i seguenti risultati:

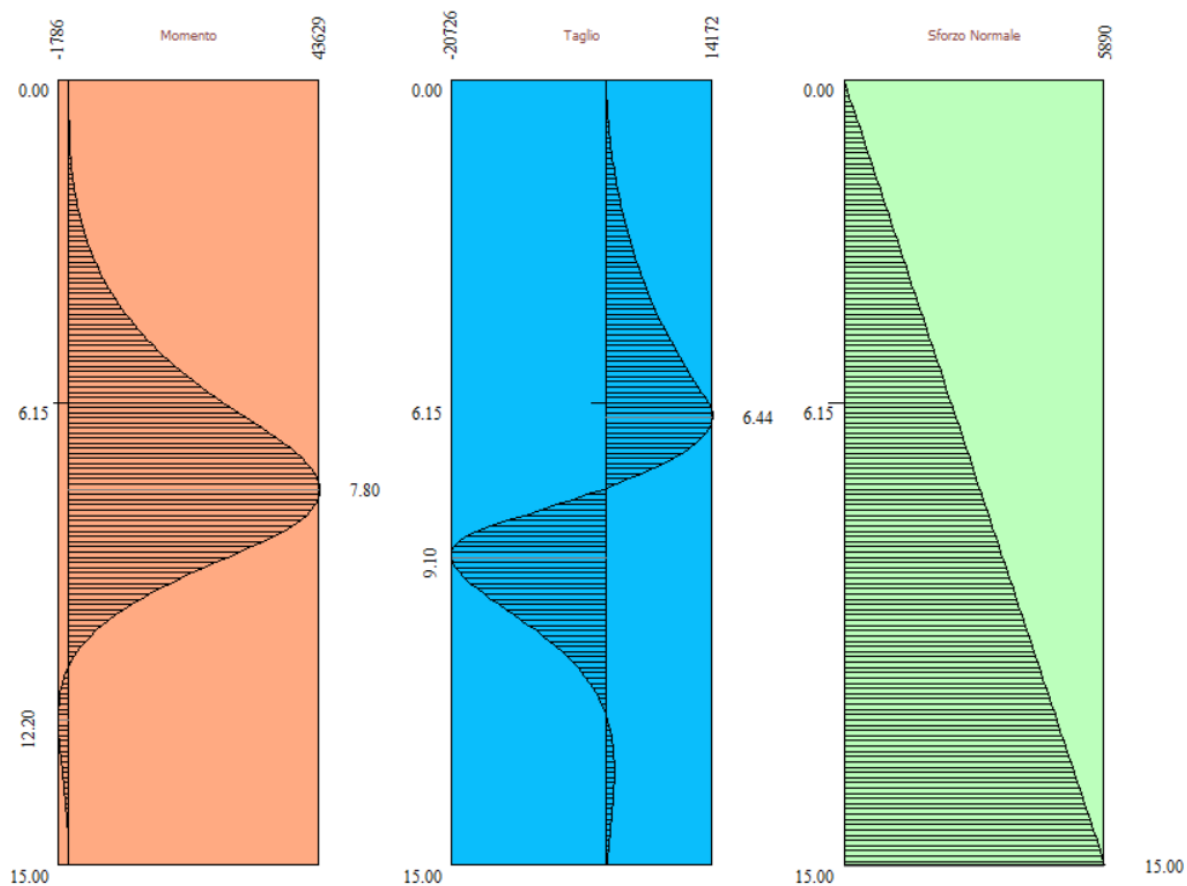
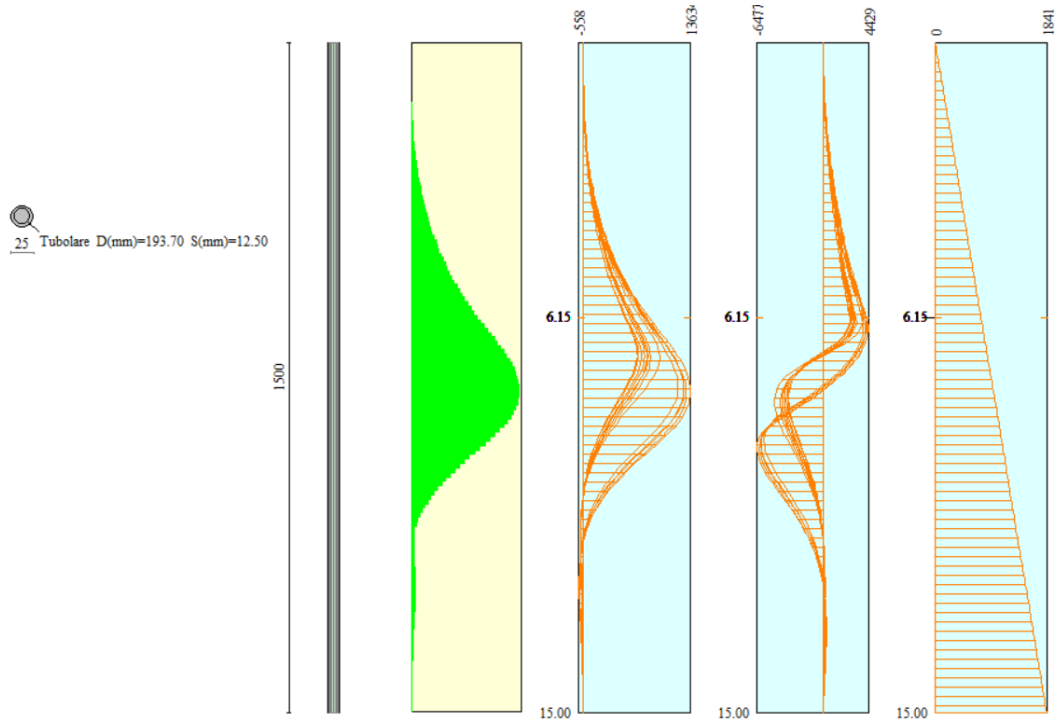


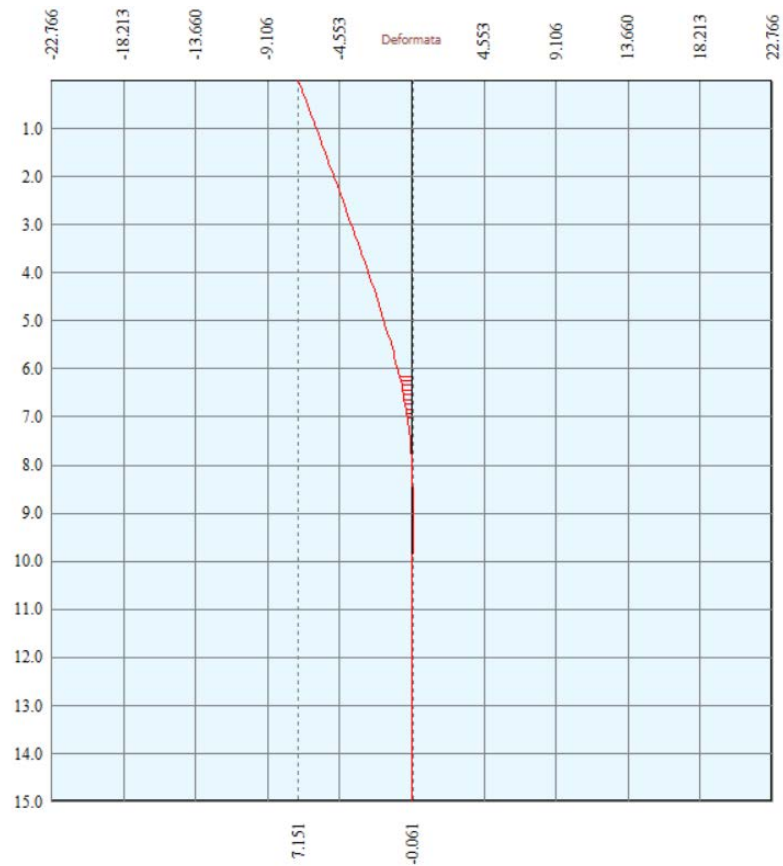
Diagramma Sollecitazioni SLU

### 7.7.1 VERIFICHE SEZIONE PARATIA



Le verifiche risultano tutte soddisfatte

7.7.2 VERIFICA SPOSTAMENTI



Lo spostamento massimo in fase statica risulta essere pari a

$$\delta x = 7.15 \text{ cm}$$

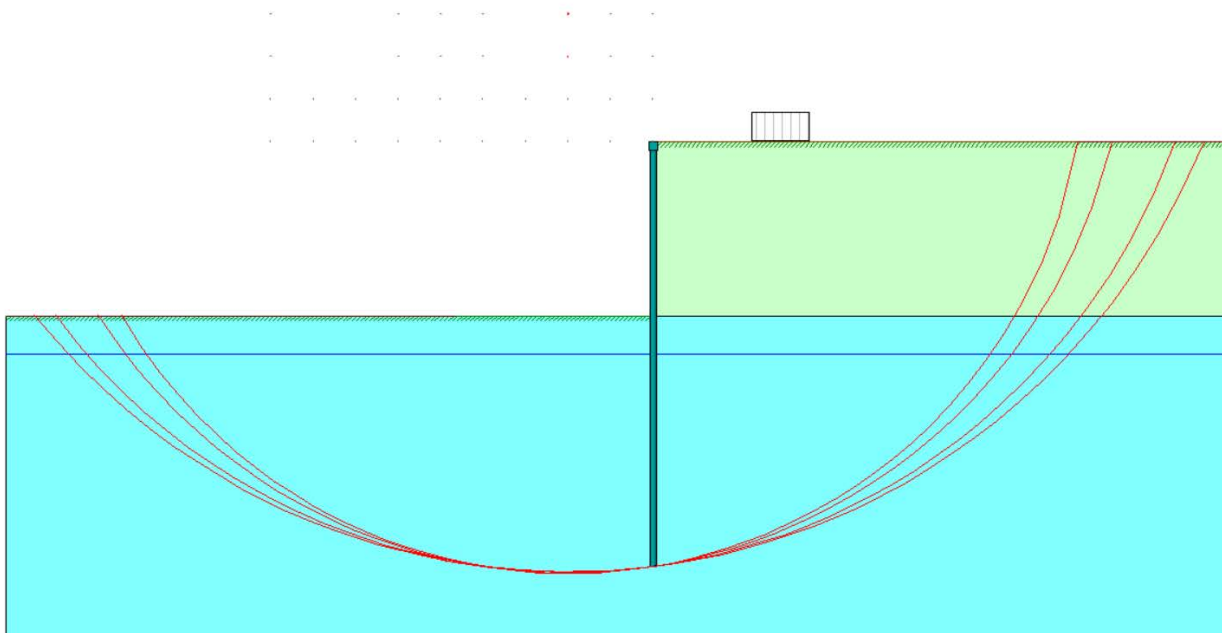
$$\delta y = 0.00845 \text{ cm}$$

Detti spostamenti sono compatibili con la deformata del binario

## 7.8 VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE

Il fattore di sicurezza per la verifica di stabilità globale risulta

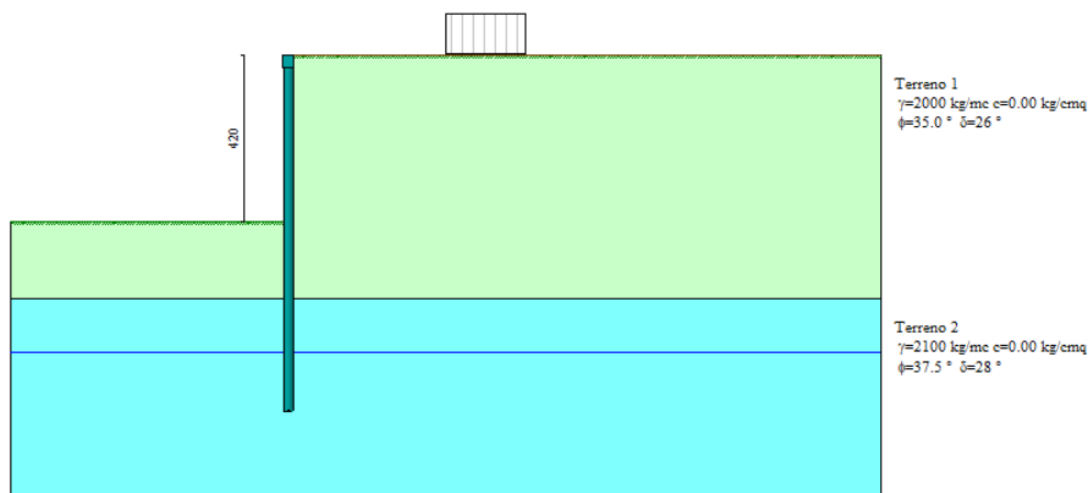
$FS=2.59 > 1.1$  verifica soddisfatta



## 7.9 PARATIA TIPO 2 MICROPALI A SOSTEGNO SCAVO PILA SU FERROVIA

Altezza fuori terra	4.20 [m]
Profondità di infissione	4.80 [m]
Altezza totale della paratia	9[m]
Pali	ϕ 250 [mm]
Armatura	ϕ168.3/5.0

Si riporta di seguito lo schema di calcolo



Schema di calcolo

### Analisi dei carichi a tergo della paratia

Si considera un sovraccarico a tergo della paratia paria

$Q = 40 \text{ KN/mq}$  sovraccarico ferroviario in fase statica

$Q = 20 \text{ KN/m}$  peso in fase sismica



### 7.9.1 DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI

Dalle analisi si sono ottenuti i seguenti risultati:

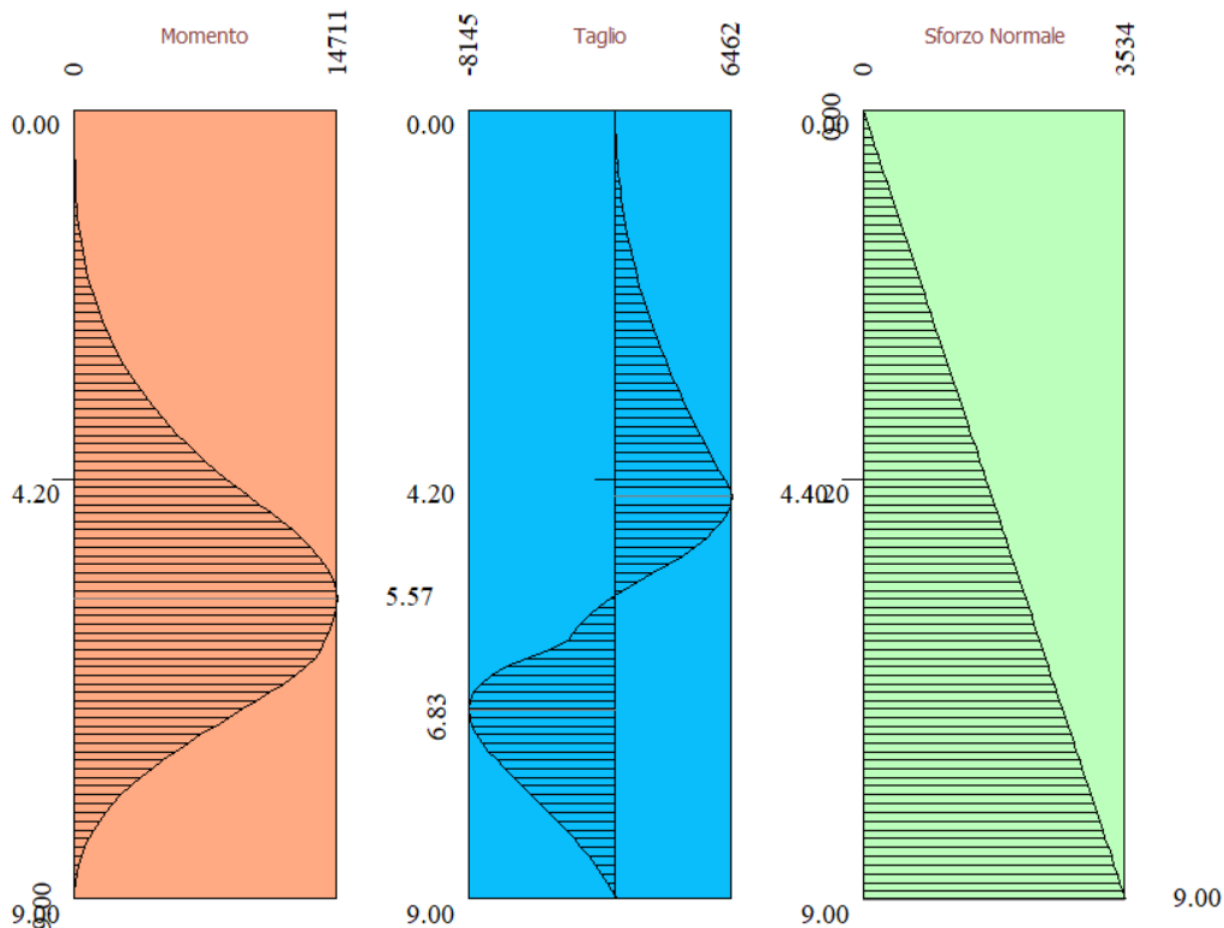
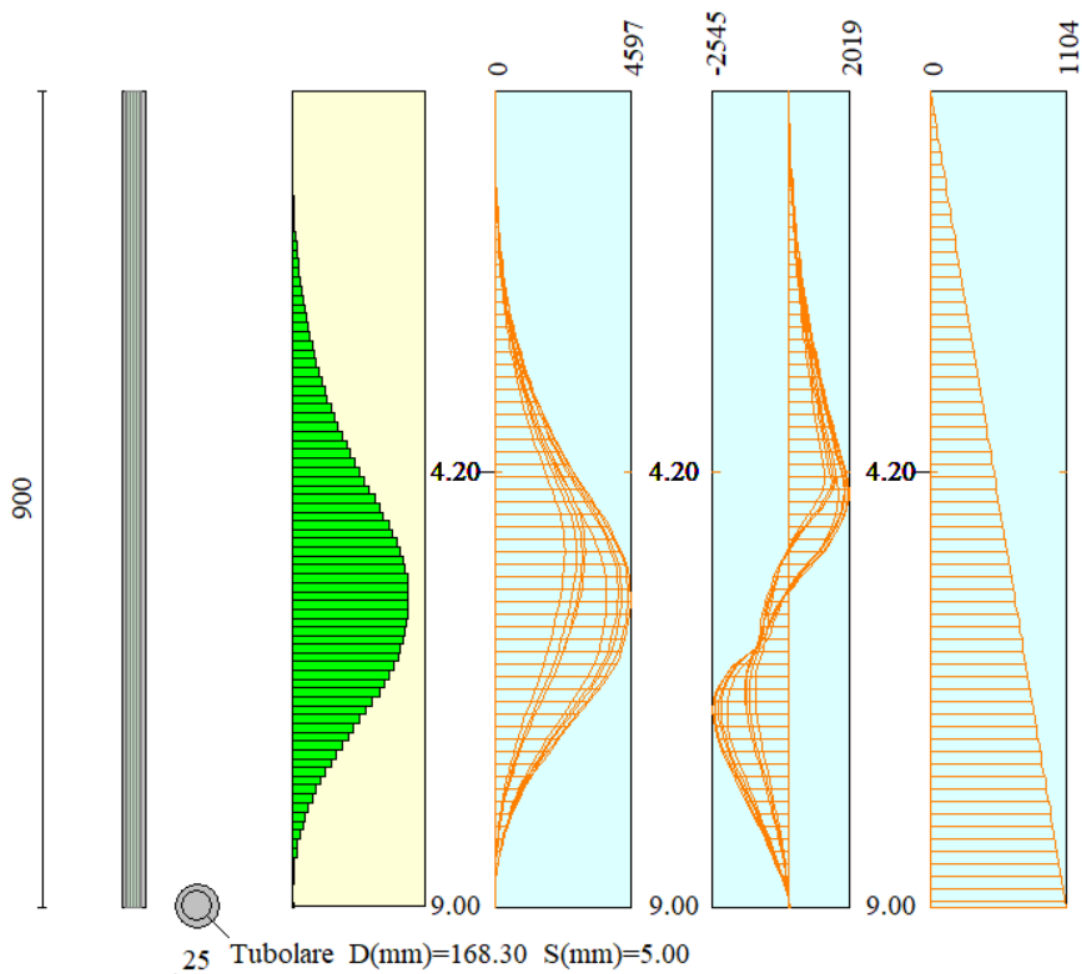


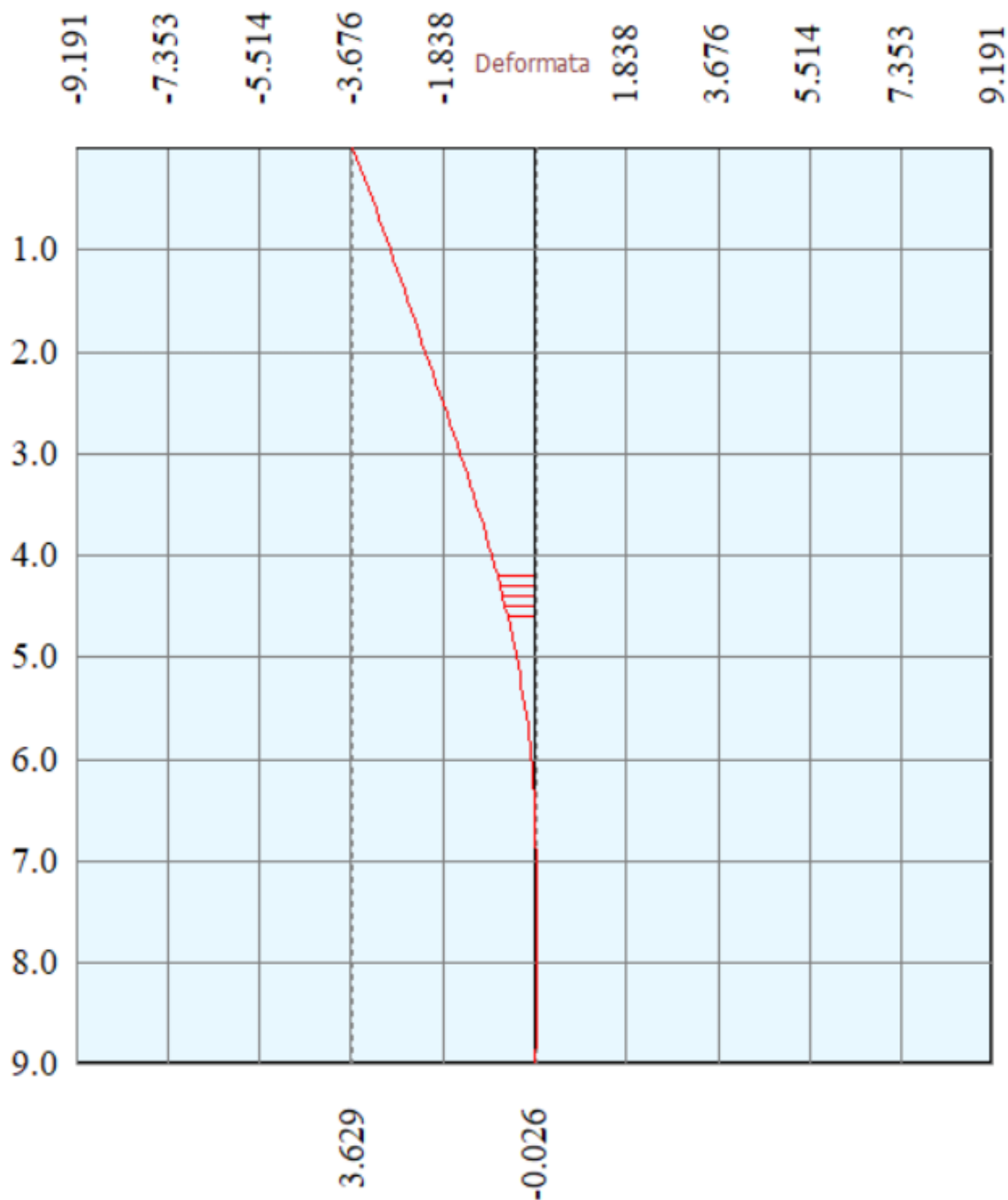
Diagramma Sollecitazioni SLU

7.9.2 VERIFICHE SEZIONE PARATIA



Le verifiche risultano tutte soddisfatte

7.9.3 VERIFICA SPOSTAMENTI



Lo spostamento massimo in fase statica risulta essere pari a

$$\delta x = 3.62 \text{ cm}$$

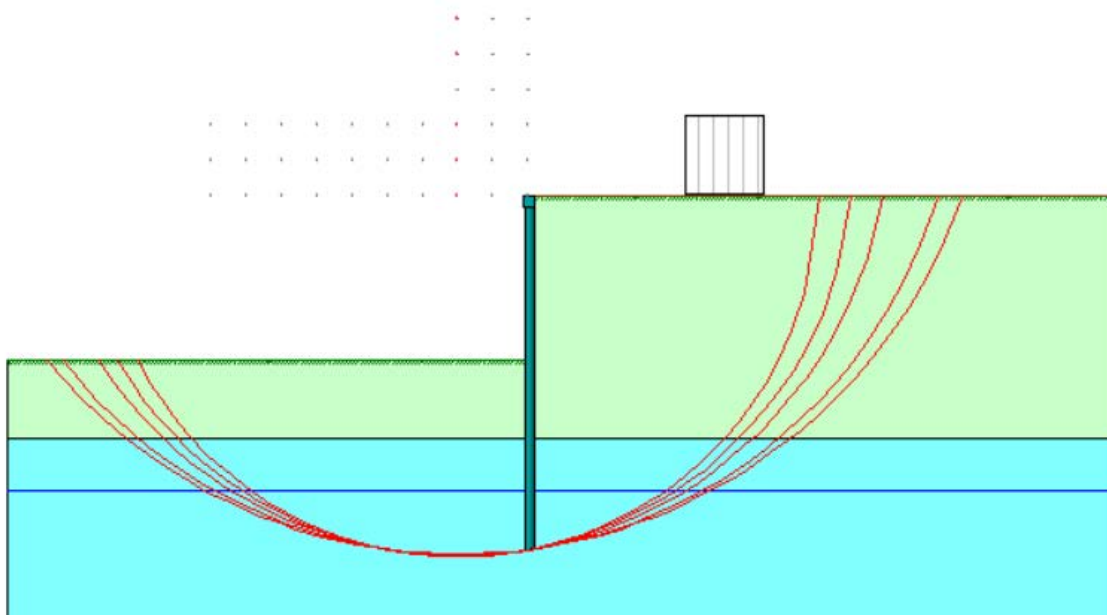
$$\delta y = 0.0030 \text{ cm}$$

Detti spostamenti sono compatibili con la deformata del binario

### 7.10 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE

Il fattore di sicurezza per la verifica di stabilità globale risulta

$FS=2.53 > 1.1$  verifica soddisfatta



## 8 MURI DI SOSTEGNO

Effettuando il calcolo tramite le norme NTC 2018 è necessario fare la distinzione fra i parametri caratteristici ed i valori di calcolo (o di progetto) sia delle azioni che delle resistenze.

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 permanenti 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 lasciati inalterati i carichi.

Operando in tal modo si ottengono valori delle spinte (azioni) maggiorate e valori di resistenza ridotti e pertanto nelle verifiche globali è possibile fare riferimento a coefficienti di sicurezza unitari.

### 8.1 CALCOLO DELLA SPINTA

#### 8.1.1 METODO DI COULOMB

La teoria di Coulomb considera l'ipotesi di un cuneo di spinta a monte del muro che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea. Dall'equilibrio del cuneo si ricava la spinta che il terreno esercita sull'opera di sostegno. In particolare, Coulomb ammette, al contrario della teoria di Rankine, l'esistenza di attrito fra il terreno e il paramento del muro, e quindi la retta di spinta risulta inclinata rispetto alla normale al paramento stesso di un angolo di attrito terra-muro.

L'espressione della spinta esercitata da un terrapieno, di peso di volume  $\gamma$ , su una parete di altezza  $H$ , risulta espressa secondo la teoria di Coulomb dalla seguente relazione

$$S = 1/2\gamma H^2 K_a$$

$K_a$  rappresenta il coefficiente di spinta attiva di Coulomb nella versione riveduta da Muller-Breslau, espresso come

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

dove  $\phi$  è l'angolo d'attrito del terreno,  $\alpha$  rappresenta l'angolo che la parete forma con l'orizzontale ( $\alpha = 90^\circ$  per parete verticale),  $\delta$  è l'angolo d'attrito terreno-parete,  $\beta$  è l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale.

La spinta risulta inclinata dell'angolo d'attrito terreno-parete  $\delta$  rispetto alla normale alla parete.

PROGETTO DEFINITIVO Relazione delle opere di sostegno

Il diagramma delle pressioni del terreno sulla parete risulta triangolare con il vertice in alto. Il punto di applicazione della spinta si trova in corrispondenza del baricentro del diagramma delle pressioni ( $1/3 H$  rispetto alla base della parete). L'espressione di  $K_a$  perde di significato per  $\beta > \phi$ . Questo coincide con quanto si intuisce fisicamente: la pendenza del terreno a monte della parete non può superare l'angolo di natural declivio del terreno stesso.

Nel caso in cui il terrapieno sia gravato di un sovraccarico uniforme  $Q$  l'espressione della pressione e della spinta diventano

$$\sigma_a = (\gamma z + Q)K_a$$

$$S = (1/2 \gamma H^2 + QH)K_a$$

Al carico  $Q$  corrisponde un diagramma delle pressioni rettangolare con risultante applicata a  $1/2H$ .

Nel caso di terreno dotato di coesione  $c$  l'espressione della pressione esercitata sulla parete, alla generica profondità  $z$ , diventa

$$\sigma_a = \gamma z K_a - 2c(K_a)^{1/2}$$

Al diagramma triangolare, espresso dal termine  $\gamma z K_a$ , si sottrae il diagramma rettangolare legato al termine con la coesione. La pressione  $\sigma_a$  risulta negativa per valori di  $z$  minori di

$$h_c = \frac{2c}{\gamma(K_a)^{1/2}}$$

La grandezza  $h_c$  è detta altezza critica e rappresenta la profondità di potenziale frattura del terreno. È chiaro che, se l'altezza della parete è inferiore ad  $h_c$  non abbiamo nessuna spinta sulla parete.

### 8.1.2 SPINTA IN PRESENZA DI FALDA

Nel caso in cui a monte del muro sia presente la falda il diagramma delle pressioni sul muro risulta modificato a causa della sottospinta che l'acqua esercita sul terreno. Il peso di volume del terreno al di sopra della linea di falda non subisce variazioni. Viceversa, al di sotto del livello di falda va considerato il peso di volume di galleggiamento

$$\gamma_a = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

dove  $\gamma_{sat}$  è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e  $\gamma_w$  è il peso specifico dell'acqua. Quindi il diagramma delle pressioni al di sotto della linea di falda ha una pendenza minore. Al diagramma così ottenuto va sommato il diagramma triangolare legato alla pressione idrostatica esercitata dall'acqua.

### 8.1.3 SPINTA IN PRESENZA DI SISMA

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.

PROGETTO DEFINITIVO Relazione delle opere di sostegno

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 parte pari a

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

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

dove  $\theta = \arctg(k_h/(1 \pm k_v))$  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**

$$\theta = \arctg[(\gamma_{sat}/(\gamma_{sat}-\gamma_w)) * (k_h/(1 \pm k_v))]$$

**Terreno a permeabilità elevata**

$$\theta = \arctg[(\gamma/(\gamma_{sat}-\gamma_w)) * (k_h/(1 \pm k_v))]$$

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.

### Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante  $M_r$ ) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante  $M_s$ ) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto  $M_s/M_r$  sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza  $\eta_r$ .

Eseguendo il calcolo mediante gli eurocodici si può impostare  $\eta_r \geq 1.0$ .

Deve quindi essere verificata la seguente disequaglianza

$$\frac{M_s}{M_r} \geq \eta_r$$

Il momento ribaltante  $M_r$  è dato dalla componente orizzontale della spinta  $S$ , dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci. Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-muro  $\delta$  è positivo, ribaltante se  $\delta$  è negativo.  $\delta$  è positivo quando è il terrapieno che scorre rispetto al muro, negativo quando è il muro che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo può essere il caso di una spalla da ponte gravata da carichi notevoli). Se sono presenti dei tiranti essi contribuiscono al momento stabilizzante.

Questa verifica ha significato solo per fondazione superficiale e non per fondazione su pali.

### 8.1.4 VERIFICA A SCORRIMENTO

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento  $F_r$  e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro  $F_s$  risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza  $\eta_s$ .

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare  $\eta_s \geq 1.0$

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

Le forze che intervengono nella  $F_s$  sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta  $N$  la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione



e indicando con  $\delta_f$  l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con  $c_a$  l'adesione terreno-fondazione e con  $B_r$  la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \operatorname{tg} \delta_f + c_a B_r$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle del muro. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 50 per cento.

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione,  $\delta_f$ , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di  $\delta_f$  pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

#### 8.1.5 VERIFICA AL CARICO LIMITE

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a  $\eta_q$ . Cioè, detto  $Q_u$ , il carico limite ed  $R$  la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$\frac{Q_u}{R} \geq \eta_q$$

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare  $\eta_q \geq 1.0$

Le espressioni di Hansen per il calcolo della capacità portante si differenziano a seconda se siamo in presenza di un terreno puramente coesivo ( $\phi=0$ ) o meno e si esprimono nel modo seguente:

Caso generale

$$q_u = c N_c s_c d_c i_c g_c b_c + q N_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5 B \gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

Caso di terreno puramente coesivo  $\phi=0$

$$q_u = 5.14 c (1 + s_c + d_c - i_c - g_c - b_c) + q$$

in cui  $d_c, d_q, d_\gamma$ , sono i fattori di profondità;  $s_c, s_q, s_\gamma$ , sono i fattori di forma;  $i_c, i_q, i_\gamma$ , sono i fattori di inclinazione del carico;  $b_c, b_q, b_\gamma$ , sono i fattori di inclinazione del piano di posa;  $g_c, g_q, g_\gamma$ , sono i fattori che tengono conto del fatto che la fondazione poggia su un terreno in pendenza.

I fattori  $N_c, N_q, N_\gamma$  sono espressi come:

$$N_q = e^{\pi \operatorname{tg} \phi} K_p$$

$$N_c = (N_q - 1) \operatorname{ctg} \phi$$

$$N_{\gamma} = 1.5(N_q - 1)\text{tg}\phi$$

Vediamo ora come si esprimono i vari fattori che compaiono nella espressione del carico ultimo.

**Fattori di forma**

per  $\phi=0$   $s_c = 0.2 \frac{B}{L}$

per  $\phi>0$   $s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \text{tg}\phi$$

$$s_{\gamma} = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

**Fattori di profondità**

Si definisce il parametro  $k$  come

$$k = \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} \leq 1$$

$$k = \text{arctg} \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} > 1$$

I vari coefficienti si esprimono come

per  $\phi=0$   $d_c = 0.4k$

per  $\phi>0$   $d_c = 1 + 0.4k$

$$d_q = 1 + 2 \operatorname{tg} \phi (1 - \sin \phi)^2 k$$

$$\gamma = 1$$

### **Fattori di inclinazione del carico**

Indichiamo con  $V$  e  $H$  le componenti del carico rispettivamente perpendicolare e parallela alla base e con  $A_f$  l'area efficace della fondazione ottenuta come  $A_f = B' \times L'$  ( $B'$  e  $L'$  sono legate alle dimensioni effettive della fondazione  $B$ ,  $L$  e all'eccentricità del carico  $e_B$ ,  $e_L$  dalle relazioni  $B' = B - 2e_B$   $L' = L - 2e_L$ ) e con  $\eta$  l'angolo di inclinazione della fondazione espresso in gradi ( $\eta=0$  per fondazione orizzontale).

I fattori di inclinazione del carico si esprimono come:

$$\text{per } \phi = 0 \quad i_c = 1/2(1 - \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}})$$

$$\text{per } \phi > 0 \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_a \operatorname{ctg} \phi}\right)^5$$

$$\text{per } \eta = 0 \quad i_\gamma = \left(1 - \frac{0.7H}{V + A_f c_a \operatorname{ctg} \phi}\right)^5$$

$$\text{per } \eta > 0 \quad i_\gamma = \left(1 - \frac{(0.7 - \eta^\circ / 450^\circ)H}{V + A_f c_a \operatorname{ctg} \phi}\right)^5$$

**Fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione**

$$\text{per } \phi=0 \quad b_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$\text{per } \phi>0 \quad b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_q = e^{-2.7\eta\text{tg}\phi}$$

$$b_\gamma = e^{-2.7\eta\text{tg}\phi}$$

**Fattori di inclinazione del terreno**

Indicando con  $\beta$  la pendenza del pendio i fattori  $g$  si ottengono dalle espressioni seguenti:

$$\text{per } \phi=0 \quad g_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$$

$$\text{per } \phi>0 \quad g_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - 0.05\text{tg}\beta)^\beta$$

Per poter applicare la formula di Hansen devono risultare verificate le seguenti condizioni:

$$H < V\text{tg}\delta + A_r c_a$$

$$\beta \leq \phi$$

$$i_q, i_\gamma > 0$$

$$\beta + \eta \leq 90^\circ$$

### Verifica alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso muro+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a  $\eta_g$

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare  $\eta_g \geq 1.0$

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del muro o con i pali di fondazione. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità del muro. Il numero di strisce è pari a 50.

Si adotta per la verifica di stabilità globale il metodo di Bishop.

Il coefficiente di sicurezza nel metodo di Bishop si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_i \left( \frac{c_i b_i + (W_i - u_i b_i) \operatorname{tg} \phi_i}{m} \right)}{\sum_i W_i \sin \alpha_i}$$

dove il termine  $m$  è espresso da

$$m = \left( 1 + \frac{\operatorname{tg} \phi_i \operatorname{tg} \alpha_i}{\eta} \right) \cos \alpha_i$$

In questa espressione  $n$  è il numero delle strisce considerate,  $b_i$  e  $\alpha_i$  sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia  $i$ -esima rispetto all'orizzontale,  $W_i$  è il peso della striscia  $i$ -esima,  $c_i$  e  $\phi_i$  sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia ed  $u_i$  è la pressione neutra lungo la base della striscia.

L'espressione del coefficiente di sicurezza di Bishop contiene al secondo membro il termine  $m$  che è funzione di  $\eta$ . Quindi essa viene risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per  $\eta$  da inserire nell'espressione di  $m$  ed iterare finquando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

## 8.2 METODO DI CALCOLO

### N.T.C. 2018 - Approccio 1

#### Simbologia adottata

$\gamma_{Gsfav}$	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
$\gamma_{Gfav}$	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
$\gamma_{Qsfav}$	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili
$\gamma_{Qfav}$	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili
$\gamma_{tan\phi'}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
$\gamma_{c'}$	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
$\gamma_{cu}$	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
$\gamma_{qu}$	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo
$\gamma_{\gamma}$	Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniassiale delle rocce

#### Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

##### Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi Effetto	A1	A2	EQU	HYD		
Permanenti Favorevole		$\gamma_{Gfav}$	1.00	1.00	0.90	0.90
Permanenti Sfavorevole		$\gamma_{Gsfav}$	1.30	1.00	1.10	1.30
Variabili Favorevole		$\gamma_{Qfav}$	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili Sfavorevole		$\gamma_{Qsfav}$	1.50	1.30	1.50	1.50

##### Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri		M1	M2	M2	M1
Tangente dell'angolo di attrito $\gamma_{tan\phi'}$		1.00	1.25	1.25	1.00
Coazione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25	1.25	1.00
Resistenza non drenata	$\gamma_{cu}$	1.00	1.40	1.40	1.00
Resistenza a compressione uniassiale	$\gamma_{qu}$	1.00	1.60	1.60	1.00
Peso dell'unità di volume	$\gamma_{\gamma}$	1.00	1.00	1.00	1.00

#### Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

##### Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi Effetto	A1	A2	EQU	HYD		
Permanenti Favorevole		$\gamma_{Gfav}$	1.00	1.00	1.00	0.90
Permanenti Sfavorevole		$\gamma_{Gsfav}$	1.00	1.00	1.00	1.30
Variabili Favorevole		$\gamma_{Qfav}$	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili Sfavorevole		$\gamma_{Qsfav}$	1.00	1.00	1.00	1.50

##### Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri		M1	M2	M2	M1
Tangente dell'angolo di attrito $\gamma_{tan\phi'}$		1.00	1.25	1.25	1.00
Coazione efficace $\gamma_{c'}$		1.00	1.25	1.25	1.00

PROGETTO DEFINITIVO Relazione delle opere di sostegno

Resistenza non drenata	$\gamma_{cu}$	1.00	1.40	1.40	1.00
Resistenza a compressione uniassiale	$\gamma_{qu}$	1.00	1.60	1.60	1.00
Peso dell'unità di volume	$\gamma_{\gamma}$	1.00	1.00	1.00	1.00

**FONDAZIONE SUPERFICIALE**

**Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO**

Verifica	Coefficienti parziali		
	R1	R2	R3
Capacità portante della fondazione	1.00	1.00	1.40
Scorrimento	1.00	1.00	1.10
Resistenza del terreno a valle	1.00	1.00	1.40
Stabilità globale			1.10

8.3 ANALISI DEI CARICHI

**Analisi dei carichi a tergo del muro**

Si considera un sovraccarico a tergo della paratia paria

Q= 20 KN/mq in fase di esercizio

Q= 10 KN/mq in fase sismica e di costruzione

**Guard rail**

Il peso del guard rail è stato assunto pari a

q=1.5 KN/m

**Sbalzo testa muro**

Per i muri lato ferrovia è stato considerato il peso dello sbalzo

**Urto del veicolo**

È stato considerato inoltre l'urto di un possibile veicolo sviato

Detta forza è pari a

F<sub>urto</sub>= 100 KN

e viene considerata agente a 1 m dal piano viario con il relativo momento di trasporto.

La stessa forza è stata distribuita a 45 gradi sul paramento del muro.

**Urto del treno**

Per i muri adiacenti la sede ferroviaria è stato assegnato l'urto del treno come previsto al punto 3.6.3.4 del DM 17.01.2018.

Siccome le pile sono a distanza minore di 5 m dall'asse binario sono state assunte le seguenti forze:

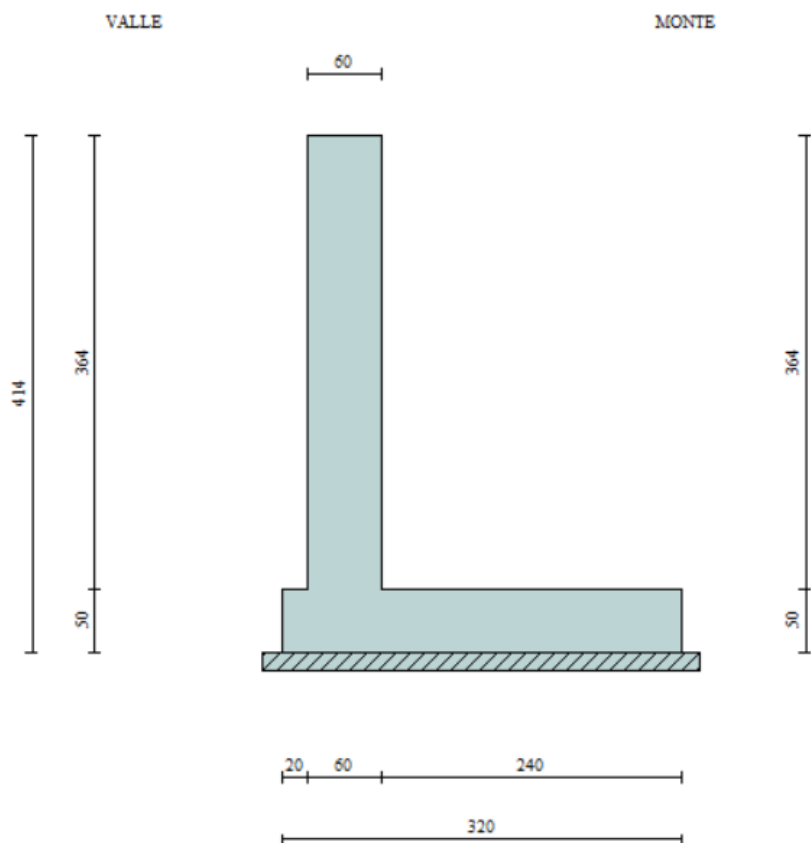
- 5000 KN in direzione parallela alla direzione di marcia dei convogli ferroviari
- 1500 KN in direzione perpendicolare alla direzione di marcia dei convogli ferroviari

Queste forze sono state applicate a 1.80 m dal piano del ferro e non sono state considerate agenti contemporaneamente.

#### 8.4 TIPOLOGIA MURI ANALIZZATI

MURI CALCOLATI	ALTEZZA
MURO TIPO A	H=3.64
MURO TIPO B	H=4.50 m
MURO TIPO A' LATO FERROVIA	H=3.31 m

#### 8.5 MURO TIPO A



Altezza del paramento	3.64 [m]
Spessore in sommità	0.60 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0.60 [m]
Inclinazione paramento esterno	0.00 [°]
Inclinazione paramento interno	0.00 [°]



PROGETTO DEFINITIVO Relazione delle opere di sostegno

Lunghezza del muro 10.00 [m]

Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle 0.20 [m]  
Lunghezza mensola fondazione di monte 2.40 [m]  
Lunghezza totale fondazione 3.20 [m]  
Inclinazione piano di posa della fondazione 0.00 [°]  
Spessore fondazione 0.50 [m]  
Spessore magrone 0.15 [m]

8.5.1 QUADRO RIASSUNTIVO COEFF. DI SICUREZZA CALCOLATI

Simbologia adottata

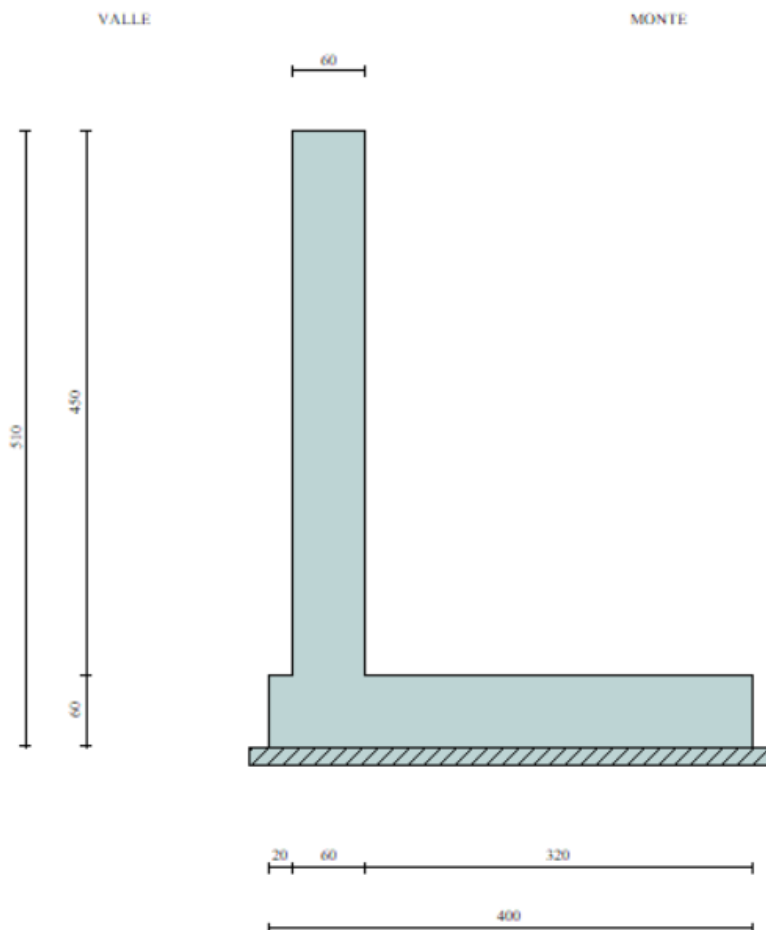
C Identificativo della combinazione  
Tipo Tipo combinazione  
Sisma Combinazione sismica  
CS<sub>SCO</sub> Coeff. di sicurezza allo scorrimento  
CS<sub>RIB</sub> Coeff. di sicurezza al ribaltamento  
CS<sub>QLIM</sub> Coeff. di sicurezza a carico limite  
CS<sub>STAB</sub> Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS <sub>SCO</sub>	CS <sub>RIB</sub>	CS <sub>QLIM</sub>	CS <sub>STAB</sub>
1	A1-M1 - [1]	--	--	3.22	--	8.52 --
2	A2-M2 - [1]	--	--	2.00	--	3.50 --
3	EQU - [1]	--	--	--	6.08	-- --
4	STAB - [1]	--	--	--	--	1.58
5	A1-M1 - [2]	--	--	2.53	--	6.11 --
6	A2-M2 - [2]	--	--	1.54	--	2.21 --
7	EQU - [2]	--	--	--	4.28	-- --
8	STAB - [2]	--	--	--	--	1.37
9	A1-M1 - [3]	--	--	2.14	--	4.37 --
10	A2-M2 - [3]	--	--	1.37	--	1.49 --
11	EQU - [3]	--	--	--	1.85	-- --
12	STAB - [3]	--	--	--	--	1.48
13	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	2.36	--	8.99	--
14	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	2.39	--	8.73	--
15	A2-M2 - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	1.56	--	2.65	--
16	A2-M2 - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	1.55	--	2.73	--
17	EQU - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	4.88	--	--
18	EQU - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	5.28	--	--
19	STAB - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1.46
20	STAB - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1.45
21	A1-M1 - [5]	Orizzontale + Verticale positivo	2.17	--	7.40	--
22	A1-M1 - [5]	Orizzontale + Verticale negativo	2.15	--	7.62	--

PROGETTO DEFINITIVO Relazione delle opere di sostegno

23	A2-M2 - [5]	Orizzontale + Verticale negativo	1.40	--	2.21	--
24	A2-M2 - [5]	Orizzontale + Verticale positivo	1.41	--	2.15	--
25	EQU - [5]	Orizzontale + Verticale positivo	--	4.55	--	--
26	EQU - [5]	Orizzontale + Verticale negativo	--	4.26	--	--
27	STAB - [5]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1.38
28	STAB - [5]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1.37
29	SLER - [2]	--	2.60	--	8.26	--
30	SLEF - [2]	--	2.91	--	9.77	--
31	SLEQ - [2]	--	3.22	--	11.08	--
32	SLER - [3]	--	2.24	--	6.22	--
33	SLEF - [3]	--	3.22	--	11.08	--
34	SLER - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	2.38	--	7.64	--
35	SLER - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	2.38	--	7.72	--
36	SLEF - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	2.65	--	9.06	--
37	SLEF - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	2.65	--	9.16	--
38	SLEQ - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	2.91	--	10.31	--
39	SLEQ - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	2.91	--	10.42	--
40	SLER - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	2.08	--	5.75	--
41	SLER - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	2.07	--	5.77	--
42	SLEF - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	2.91	--	10.31	--
43	SLEF - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	2.91	--	10.42	--

## 8.6 MURO TIPO B



### Descrizione

### Muro a mensola in c.a.

Altezza del paramento	4.50 [m]
Spessore in sommità	0.60 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0.60 [m]
Inclinazione paramento esterno	0.00 [°]
Inclinazione paramento interno	0.00 [°]
Lunghezza del muro	10.00 [m]

### Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle	0.20 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	3.20 [m]
Lunghezza totale fondazione	4.00 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0.00 [°]

PROGETTO DEFINITIVO Relazione delle opere di sostegno

Spessore fondazione	0.60 [m]
Spessore magrone	0.15 [m]

8.6.1 QUADRO RIASSUNTIVO DEI COEFFICIENTI DI SICUREZZA

*Simbologia adottata*

<b>C</b>	Identificativo della combinazione
<b>Tipo</b>	Tipo combinazione
<b>Sisma</b>	Combinazione sismica
<b>CS<sub>SCO</sub></b>	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
<b>CS<sub>RIB</sub></b>	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
<b>CS<sub>QLIM</sub></b>	Coeff. di sicurezza a carico limite
<b>CS<sub>STAB</sub></b>	Coeff. di sicurezza a stabilità globale

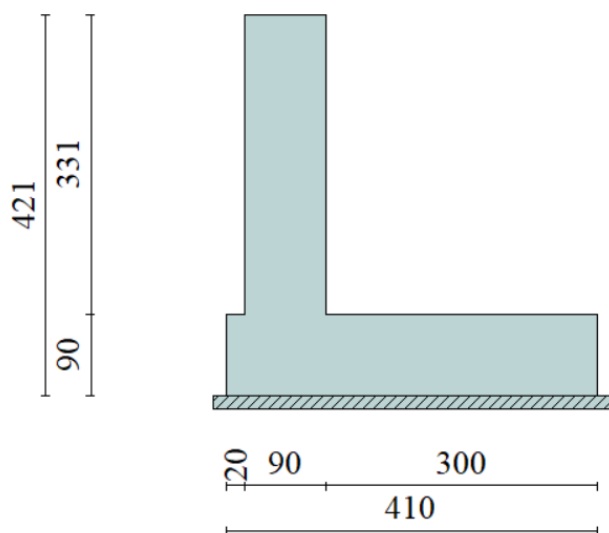
<b>C</b>	<b>Tipo</b>	<b>Sisma</b>	<b>CS<sub>SCO</sub></b>	<b>CS<sub>RIB</sub></b>	<b>CS<sub>QLIM</sub></b>	<b>CS<sub>STAB</sub></b>
1	A1-M1 - [1]	--	3.15	--	7.08	--
2	A2-M2 - [1]	--	1.96	--	2.98	--
3	EQU - [1]	--	--	6.22	--	--
4	STAB - [1]	--	--	--	--	1.80
5	A1-M1 - [2]	--	2.59	--	5.33	--
6	A2-M2 - [2]	--	1.58	--	2.02	--
7	EQU - [2]	--	--	4.60	--	--
8	STAB - [2]	--	--	--	--	1.58
9	A1-M1 - [3]	--	2.42	--	4.85	--
10	A2-M2 - [3]	--	1.52	--	1.83	--
11	EQU - [3]	--	--	2.74	--	--
12	STAB - [3]	--	--	--	--	1.69
13	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	2.30	--	7.45	--
14	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	2.33	--	7.23	--
15	A2-M2 - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	1.52	--	2.25	--
16	A2-M2 - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	1.51	--	2.31	--
17	EQU - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	4.97	--	--
18	EQU - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	5.39	--	--
19	STAB - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1.66
20	STAB - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1.65
21	A1-M1 - [5]	Orizzontale + Verticale positivo	2.15	--	6.29	--
22	A1-M1 - [5]	Orizzontale + Verticale negativo	2.13	--	6.47	--
23	A2-M2 - [5]	Orizzontale + Verticale negativo	1.39	--	1.94	--
24	A2-M2 - [5]	Orizzontale + Verticale positivo	1.40	--	1.89	--
25	EQU - [5]	Orizzontale + Verticale positivo	--	4.76	--	--
26	EQU - [5]	Orizzontale + Verticale negativo	--	4.44	--	--
27	STAB - [5]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1.57
28	STAB - [5]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1.56
29	SLER - [2]	--	2.64	--	7.17	--
30	SLEF - [2]	--	2.90	--	8.28	--

PROGETTO DEFINITIVO Relazione delle opere di sostegno

31	SLEQ - [2]	--	3.15	--	9.21	--
32	SLER - [3]	--	2.49	--	6.62	--
33	SLEF - [3]	--	3.15	--	9.21	--
34	SLER - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	2.41	--	6.63	--
35	SLER - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	2.41	--	6.70	--
36	SLEF - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	2.63	--	7.68	--
37	SLEF - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	2.63	--	7.76	--
38	SLEQ - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	2.84	--	8.56	--
39	SLEQ - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	2.83	--	8.65	--
40	SLER - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	2.29	--	6.13	--
41	SLER - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	2.29	--	6.18	--
42	SLEF - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	2.84	--	8.56	--
43	SLEF - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	2.83	--	8.65	--

## 8.7 MURO TIPO A' LATO FERROVIA

Su questo muro è stato considerato l'urto del treno e il peso dello sbalzo



Altezza del paramento	3.31 [m]
Spessore in sommità	0.90 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0.90 [m]
Inclinazione paramento esterno	0.00 [°]
Inclinazione paramento interno	0.00 [°]
Lunghezza del muro	10.00 [m]

### Fondazione

PROGETTO DEFINITIVO Relazione delle opere di sostegno

Lunghezza mensola fondazione di valle	0.20 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	3.00 [m]
Lunghezza totale fondazione	4.10 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0.00 [°]
Spessore fondazione	0.90 [m]
Spessore magrone	0.15 [m]

8.7.1 QUADRO RIASSUNTIVO COEFF. DI SICUREZZA CALCOLATI

Simbologia adottata

C	Identificativo della combinazione
Tipo	Tipo combinazione
Sisma	Combinazione sismica
CS <sub>SCO</sub>	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
CS <sub>RIB</sub>	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
CS <sub>QLIM</sub>	Coeff. di sicurezza a carico limite
CS <sub>STAB</sub>	Coeff. di sicurezza a stabilità globale

*Simbologia adottata*

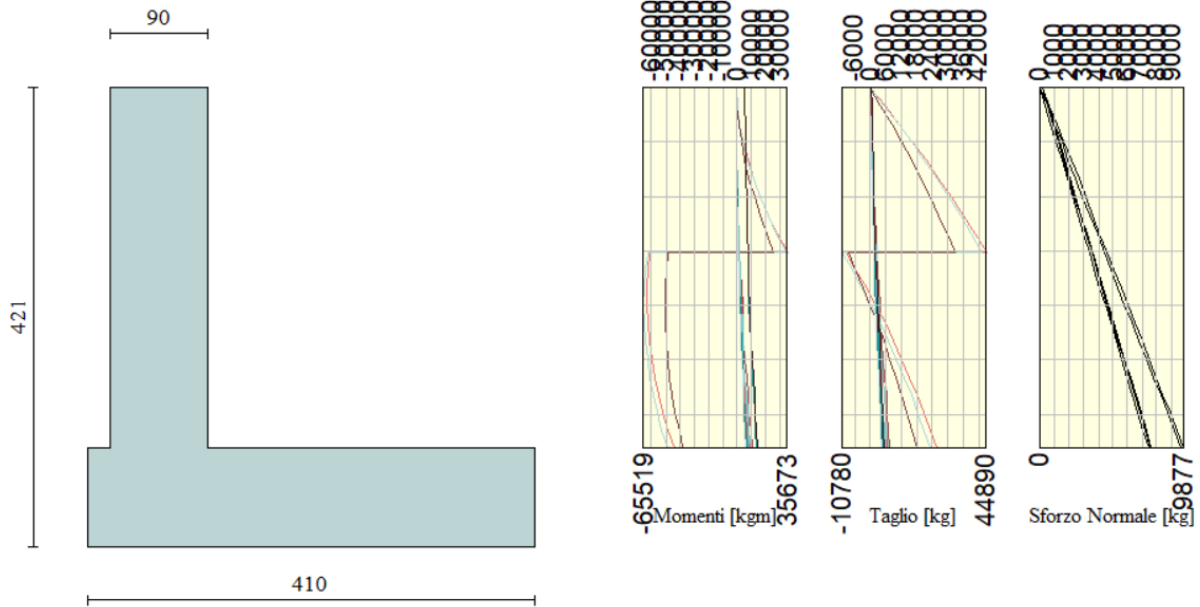
C	Identificativo della combinazione
Tipo	Tipo combinazione
Sisma	Combinazione sismica
CS <sub>SCO</sub>	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
CS <sub>RIB</sub>	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
CS <sub>QLIM</sub>	Coeff. di sicurezza a carico limite
CS <sub>STAB</sub>	Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS <sub>sco</sub>	CS <sub>rib</sub>	CS <sub>qlim</sub>	CS <sub>stab</sub>
1	A1-M1 - [1]	--	1.74	--	4.44	--
2	A1-M1 - [1]	--	2.22	--	4.16	--
3	A1-M1 - [1]	--	2.00	--	4.45	--
4	A1-M1 - [1]	--	1.96	--	4.16	--
5	A2-M2 - [1]	--	1.45	--	2.10	--
6	EQU - [1]	--	--	5.82	--	--
7	STAB - [1]	--	--	--	--	2.01
8	A1-M1 - [2]	--	1.78	--	3.29	--
9	A1-M1 - [2]	--	1.62	--	3.45	--
10	A1-M1 - [2]	--	1.97	--	3.30	--
11	A1-M1 - [2]	--	1.81	--	3.48	--
12	A2-M2 - [2]	--	1.26	--	1.55	--
13	EQU - [2]	--	--	5.06	--	--
14	STAB - [2]	--	--	--	--	1.66
15	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	1.70	--	4.24	--

PROGETTO DEFINITIVO Relazione delle opere di sostegno

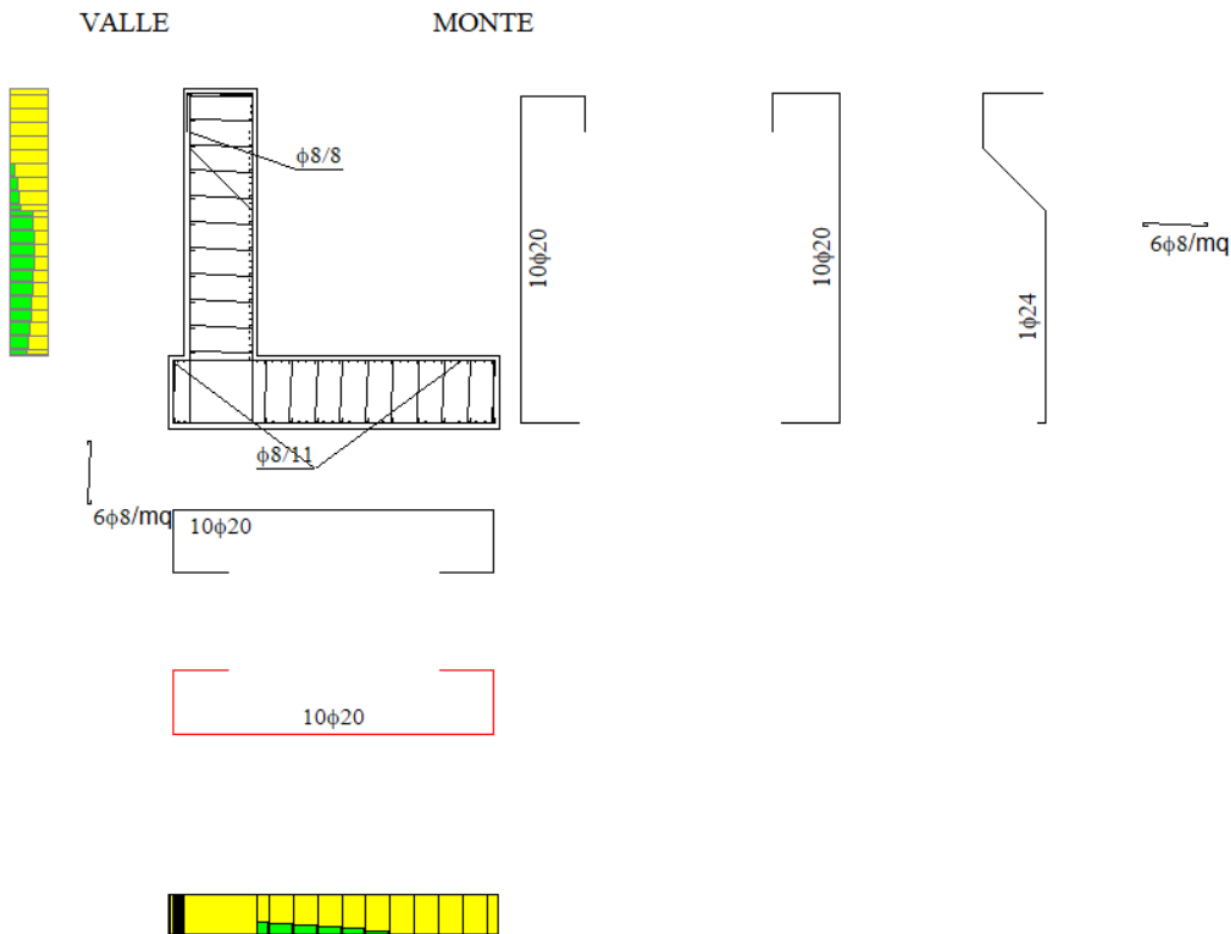
16	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	1.68	--	4.36	--
17	A2-M2 - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	1.15	--	1.62	--
18	A2-M2 - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	1.15	--	1.66	--
19	EQU - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	4.94	--	--
20	EQU - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	5.35	--	--
21	STAB - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1.80
22	STAB - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1.80
23	A1-M1 - [5]	Orizzontale + Verticale negativo	1.61	--	3.91	--
24	A1-M1 - [5]	Orizzontale + Verticale positivo	1.62	--	3.79	--
25	A2-M2 - [5]	Orizzontale + Verticale negativo	1.09	--	1.46	--
26	A2-M2 - [5]	Orizzontale + Verticale positivo	1.09	--	1.42	--
27	EQU - [5]	Orizzontale + Verticale positivo	--	5.00	--	--
28	EQU - [5]	Orizzontale + Verticale negativo	--	4.65	--	--
29	STAB - [5]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1.67
30	STAB - [5]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1.66
31	A1-M1 - [6]	--	2.21	--	4.17	--
32	A1-M1 - [6]	--	1.99	--	4.47	--
33	A1-M1 - [6]	--	1.95	--	4.18	--
34	A1-M1 - [6]	--	1.73	--	4.46	--
35	A2-M2 - [6]	--	1.44	--	2.10	--
36	EQU - [6]	--	--	5.81	--	--
37	STAB - [6]	--	--	--	--	2.00
38	A1-M1 - [7]	--	99.99	--	2.38	--
39	A1-M1 - [7]	--	99.99	--	1.14	--
40	A2-M2 - [7]	--	99.99	--	1.28	--
41	EQU - [7]	--	--	20.83	--	--
42	STAB - [7]	--	--	--	--	2.00
43	SLER - [2]	--	2.00	--	4.41	--
44	SLEF - [2]	--	2.11	--	4.96	--
45	SLEQ - [2]	--	2.22	--	5.40	--
46	SLER - [3]	--	1.96	--	4.27	--
47	SLEF - [3]	--	2.22	--	5.40	--
48	SLER - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	1.84	--	4.09	--
49	SLER - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	1.84	--	4.13	--
50	SLEF - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	1.94	--	4.60	--
51	SLEF - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	1.94	--	4.65	--
52	SLEQ - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	2.03	--	5.02	--
53	SLEQ - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	2.02	--	5.07	--
54	SLER - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	1.81	--	3.96	--
55	SLER - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	1.80	--	4.00	--
56	SLEF - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	2.03	--	5.02	--
57	SLEF - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	2.02	--	5.07	--

8.7.2 SOLLECITAZIONI SLU





8.7.3 VERIFICHE DI SEZIONE



Si dispongono

Lato monte  $1\phi 20/10$

Lato valle  $1\phi 20/10$

## 9 VERIFICA MURI DI SOSTEGNO A U

La teoria di Coulomb considera l'ipotesi di un cuneo di spinta a monte della parete che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea. Dall'equilibrio del cuneo si ricava la spinta che il terreno esercita sull'opera di sostegno. In particolare, Coulomb ammette, al contrario della teoria di Rankine, l'esistenza di attrito fra il terreno e la parete, e quindi la retta di spinta risulta inclinata rispetto alla normale alla parete stesso di un angolo di attrito terra-parete.

L'espressione della spinta esercitata da un terrapieno, di peso di volume  $\gamma$ , su una parete di altezza  $H$ , risulta espressa secondo la teoria di Coulomb dalla seguente relazione (per terreno incoerente)

$$S = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a$$

$K_a$  rappresenta il coefficiente di spinta attiva di Coulomb nella versione riveduta da Muller-Breslau, espresso come

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

dove  $\phi$  è l'angolo d'attrito del terreno,  $\alpha$  rappresenta l'angolo che la parete forma con l'orizzontale ( $\alpha = 90^\circ$  per parete verticale),  $\delta$  è l'angolo d'attrito terreno-parete,  $\beta$  è l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale.

La spinta risulta inclinata dell'angolo d'attrito terreno-parete  $\delta$  rispetto alla normale alla parete.

Il diagramma delle pressioni del terreno sulla parete risulta triangolare con il vertice in alto. Il punto di applicazione della spinta si trova in corrispondenza del baricentro del diagramma delle pressioni ( $1/3 H$  rispetto alla base della parete). L'espressione di  $K_a$  perde di significato per  $\beta > \phi$ . Questo coincide con quanto si intuisce fisicamente: la pendenza del terreno a monte della parete non può superare l'angolo di natural declivio del terreno stesso.

Nel caso di terreno dotato di attrito e coesione  $c$  l'espressione della pressione del terreno ad una generica profondità  $z$  vale

$$\sigma_a = \gamma z K_a - 2 c \sqrt{K_a}$$

Per i muri di sostegno a U, la spinta è stata calcolata nelle condizioni di spinta a riposo.

## 9.1 Spinta in presenza di sisma - Formula di Wood

Spinta del terreno nel caso di strutture rigide.

Nel caso di strutture rigide completamente vincolate, in modo tale che non può svilupparsi nel terreno uno stato di spinta attiva, nonché nel caso di muri verticali con terrapieno a superficie orizzontale, l'incremento dinamico di spinta del terreno può essere calcolato come:

$$\Delta P_d = \alpha \gamma H^2$$

$$\alpha = a_g / g * S_s * \beta_m * S_t$$

H è l'altezza sulla quale agisce la spinta. Il punto di applicazione va preso a metà altezza.

## 9.2 Caratteristiche strati terreno

### Strato di rinfianco

Descrizione	Terreno di rinfianco	
Peso di volume	2000,00	[kg/mc]
Peso di volume saturo	2000,00	[kg/mc]
Angolo di attrito	35,00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	23,00	[°]
Coesione	0,00	[kg/cm <sup>2</sup> ]

### Strato di base

Descrizione	Terreno di base	
Peso di volume	2100,00	[kg/mc]
Peso di volume saturo	2100,00	[kg/mc]
Angolo di attrito	29,10	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	19,00	[°]
Coesione	0,00	[kg/cm <sup>2</sup> ]

## 9.3 STRATEGIA DI SOLUZIONE

A partire dal tipo di terreno, dalla geometria e dai sovraccarichi agenti il programma è in grado di conoscere tutti i carichi agenti sulla struttura per ogni combinazione di carico.

La struttura scatolare viene schematizzata come un telaio piano e viene risolta mediante il metodo degli elementi finiti (FEM). Più dettagliatamente il telaio viene discretizzato in una serie di elementi connessi fra di loro nei nodi.

Il terreno di rinfianco e di fondazione viene invece schematizzato con una serie di elementi molle non reagenti a trazione (modello di Winkler). L'area della singola molla è direttamente proporzionale alla costante di Winkler del terreno e all'area di influenza della molla stessa.

A partire dalla matrice di rigidezza del singolo elemento,  $K_e$ , si assembla la matrice di rigidezza di tutta la struttura  $K$ . Tutti i carichi agenti sulla struttura vengono trasformati in carichi nodali (reazioni di incastro perfetto) ed inseriti nel vettore dei carichi nodali  $p$ .

Indicando con  $u$  il vettore degli spostamenti nodali (incogniti), la relazione risolutiva può essere scritta nella forma

$$K u = p$$

Da questa equazione matriciale si ricavano gli spostamenti incogniti  $u$

$$u = K^{-1} p$$

Noti gli spostamenti nodali è possibile risalire alle sollecitazioni nei vari elementi.

La soluzione del sistema viene fatta per ogni combinazione di carico agente sullo scatolare. Il successivo calcolo delle armature nei vari elementi viene condotto tenendo conto delle condizioni più gravose che si possono verificare nelle sezioni fra tutte le combinazioni di carico.

#### 9.4 METODO DI VERIFICA

Le verifiche hanno avuto lo scopo di verificare gli spessori dei piedritti.

#### 9.5 METODO DI VERIFICA ALLO SLU

Si è verificato che il valore di progetto degli effetti delle azioni, ovvero delle sollecitazioni flettenti  $M_d$  sia minore dei corrispondenti momenti resistenti  $M_r$  delle sezioni di progetto.

La verifica di resistenza delle sezioni nei 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 riguarda le verifiche a taglio ultimo, si è fatto riferimento al paragrafo 4.1.2.1.3 "Resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti" del D.M. 17 gennaio 2018.

Nella tabella seguente sono indicati i valori delle sollecitazioni massime.

Per le verifiche a pressoflessione delle solette e dei piedritti in corrispondenza dei nodi di confluenza delle aste si considerano le sollecitazioni a  $\frac{1}{4}$  dello spessore dell'elemento.

#### 9.6 METODO DI VERIFICA ALLO SLE

I momenti che tendono le fibre inferiori o lato interno dell'elemento sono positivi.

Gli sforzi assiali di compressione sono positivi

Per la verifica a fessurazione i valori limite di apertura caratteristica delle fessure indicati dalla normativa sono i seguenti:

- Sezioni a contatto con terreno: ambiente molto aggressivo  $w_k = 0.2 \text{ mm}$
- Sezioni non contatto con terreno: ambiente aggressivo  $w_k = 0.3 \text{ mm}$

## 9.7 TIPOLOGIA DEI MURI ANALIZZATI

Sono state analizzate diverse tipologie di muri, uniformando a queste i muri aventi caratteristiche geometriche e di sollecitazioni paragonabili e leggermente inferiori.

In particolare

MURI A U		MURI UNIFORMATI
TIPO F	H=8.96 m	-
MURO E	H =8.03 m	TIPO D
MURO TIPO C	H= 5.93 M	-
MURO TIPO D' (LATO FERROVIA)		MURO TIPO C' (LATO FERROVIA=

## 9.8 ANALISI DEI CARICHI

### Analisi dei carichi a tergo del muro

Si considera un sovraccarico a tergo della paratia paria

$Q = 20 \text{ KN/mq}$  in fase di esercizio

$Q = 10 \text{ KN/mq}$  in fase sismica e di costruzione

### Guard rail

Il peso del guard rail è stato assunto pari a

$q = 1.5 \text{ KN/m}$

### Sbalzo testa muro

Per i muri lato ferrovia è stato considerato il peso dello sbalzo

### Urto del veicolo

È stato considerato inoltre l'urto di un possibile veicolo sviato

Detta forza è pari a

$F_{urto} = 100 \text{ KN}$

e viene considerata agente a 1 m dal piano viario con il relativo momento di trasporto.

La stessa forza è stata distribuita a 45 gradi sul paramento del muro.

### Urto del treno

Per i muri adiacenti la sede ferroviaria è stato assegnato l'urto del treno come previsto al punto 3.6.3.4 del DM 17.01.2018.

Siccome le pile sono a distanza minore di 5 m dall'asse binario sono state assunte le seguenti forze:

PROGETTO DEFINITIVO Relazione delle opere di sostegno

- 5000 KN in direzione parallela alla direzione di marcia dei convogli ferroviari
- 1500 KN in direzione perpendicolare alla direzione di marcia dei convogli ferroviari

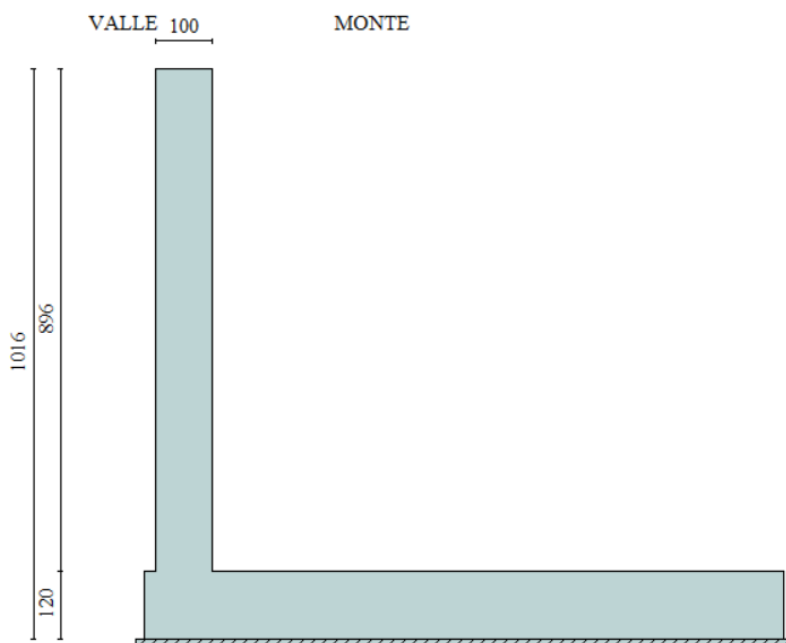
Queste forze sono state applicate a 1.80 m dal piano del ferro e non sono state considerate agenti contemporaneamente.

## 9.9 MURO TIPO F

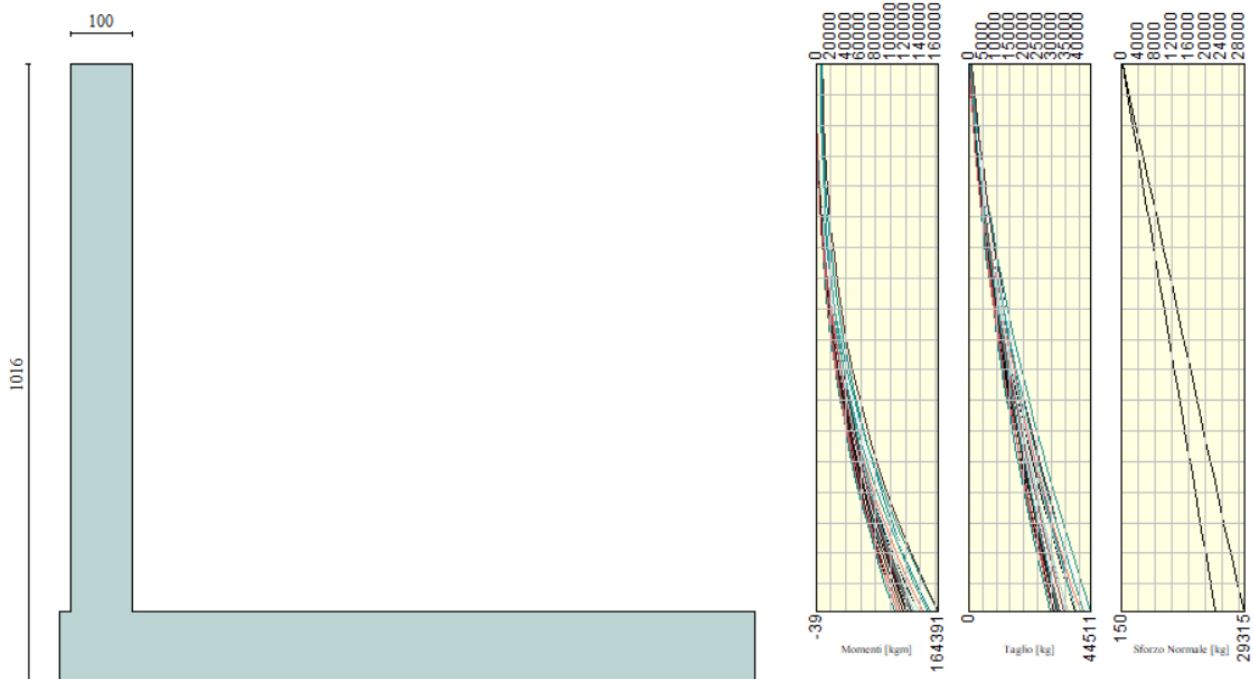
Altezza del paramento	8.96 [m]
Spessore in sommità	1.00 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	1.00 [m]
Inclinazione paramento esterno	0.00 [°]
Inclinazione paramento interno	0.00 [°]
Lunghezza del muro	10.00 [m]

### Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle	0.20 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	9.20 [m]
Lunghezza totale fondazione	10.20 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0.00 [°]
Spessore fondazione	1.20 [m]
Spessore magrone	0.15 [m]



### 9.9.1 SOLLECITAZIONI SLU



### 9.9.2 VERIFICHE DI SEZIONE

Si dispongono

Lato monte 1 $\Phi$ 26/10

Lato valle 1 $\Phi$ 26/20

### 9.10 MURO TIPO E

Altezza del paramento	8.03 [m]
Spessore in sommità	0.90 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0.90 [m]
Inclinazione paramento esterno	0.00 [°]
Inclinazione paramento interno	0.00 [°]

PROGETTO DEFINITIVO Relazione delle opere di sostegno

Lunghezza del muro 10.00 [m]

Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle 0.20 [m]

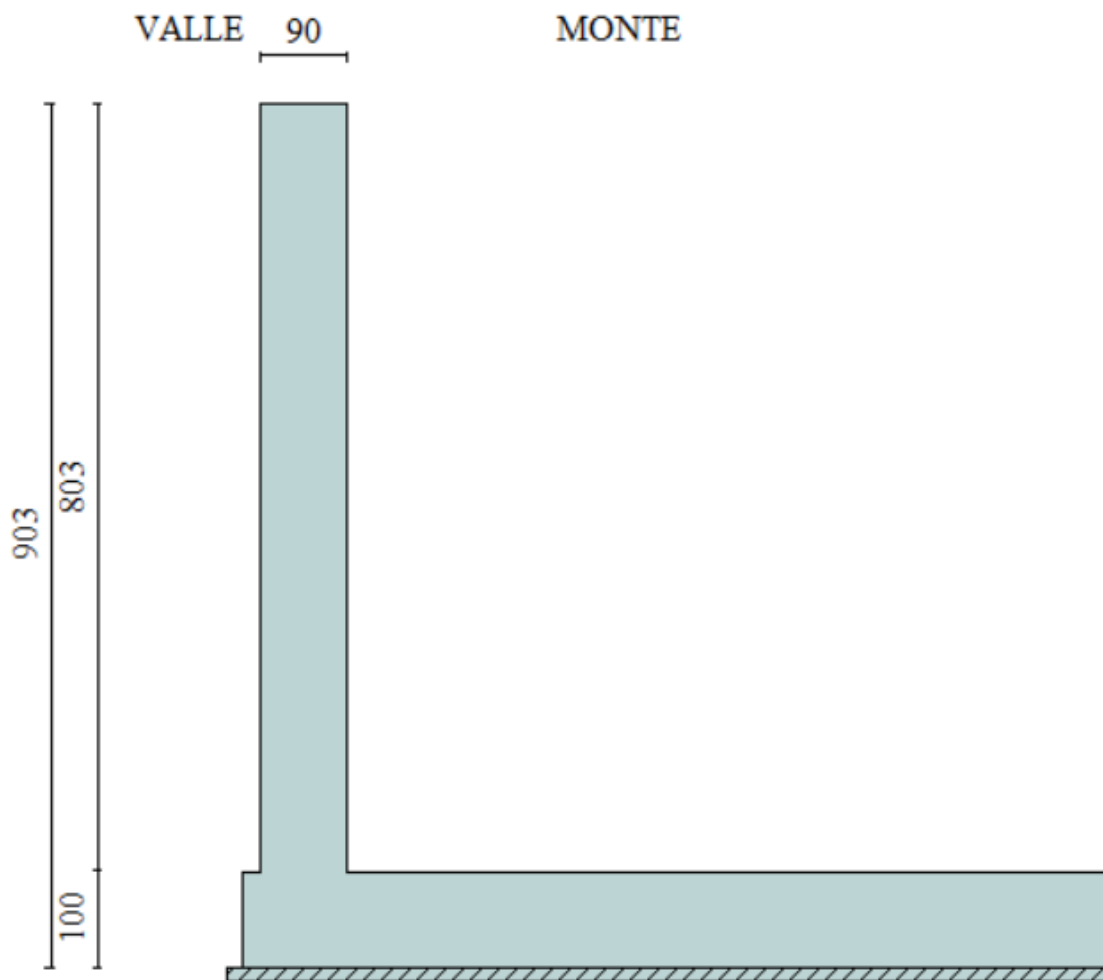
Lunghezza mensola fondazione di monte 10.20 [m]

Lunghezza totale fondazione 11.20 [m]

Inclinazione piano di posa della fondazione 0.00 [°]

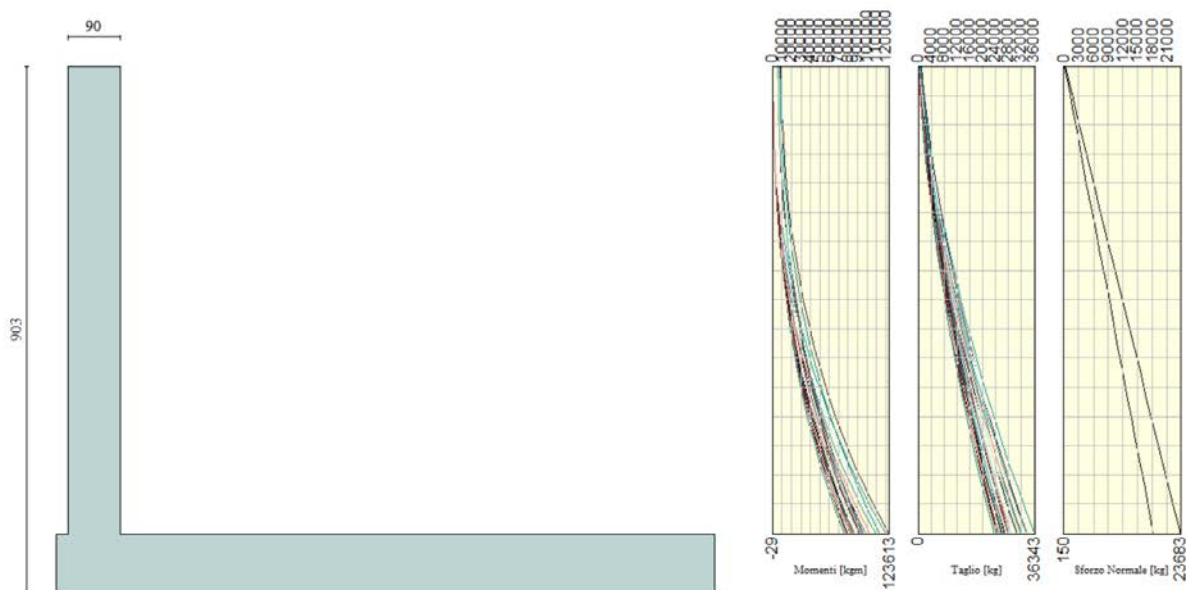
Spessore fondazione 1.00 [m]

Spessore magrone 0.15 [m]





### 9.10.1 SOLLECITAZIONI SLU

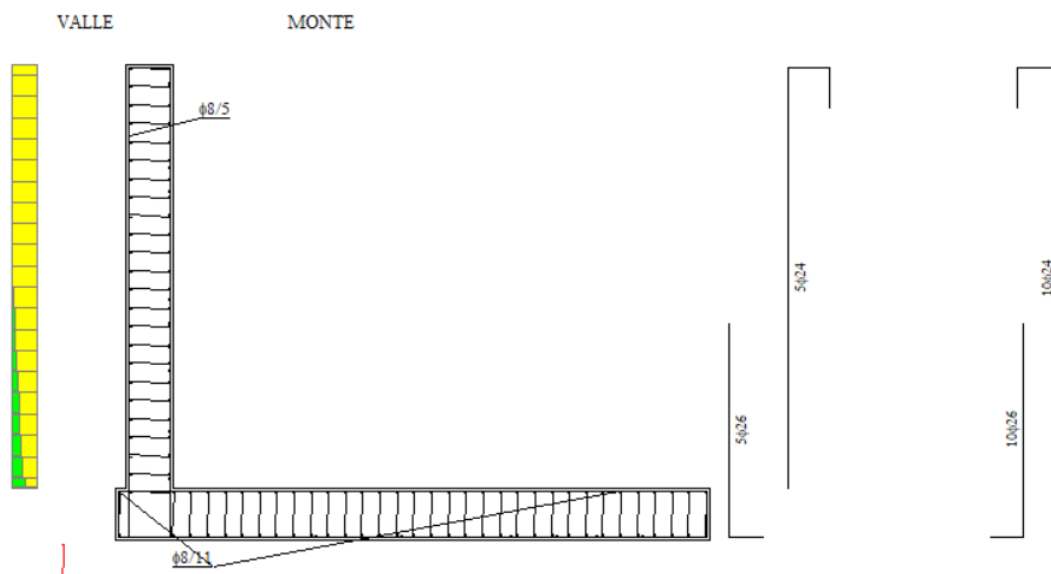


### 9.10.2 VERIFICHE DI SEZIONE

Si dispongono

Lato monte  $1\Phi 26/10$  allo spicco  $1\Phi 24/10$  in elevazione

Lato valle  $1\Phi 26/20$  allo spicco  $1\Phi 24/20$  in elevazione



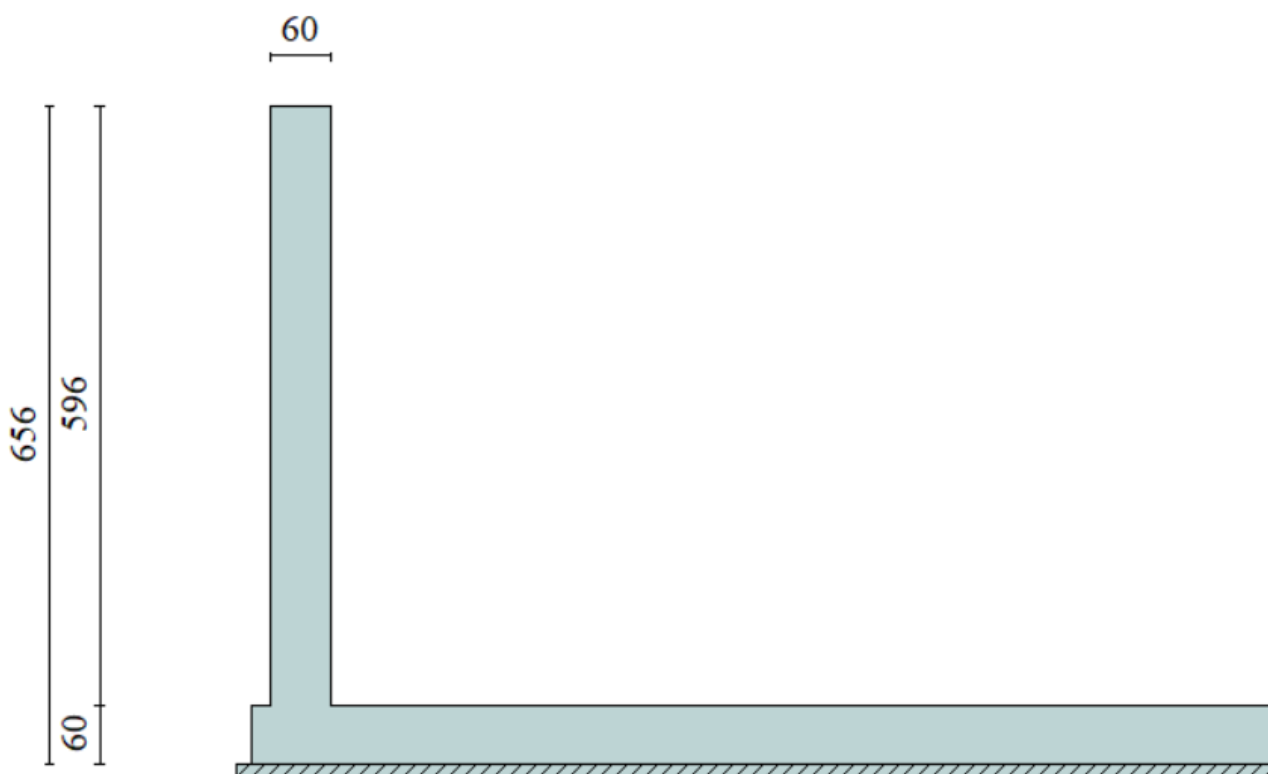
Le verifiche a SLU E SLE risultano soddisfatte

### 9.11 MURO TIPO C

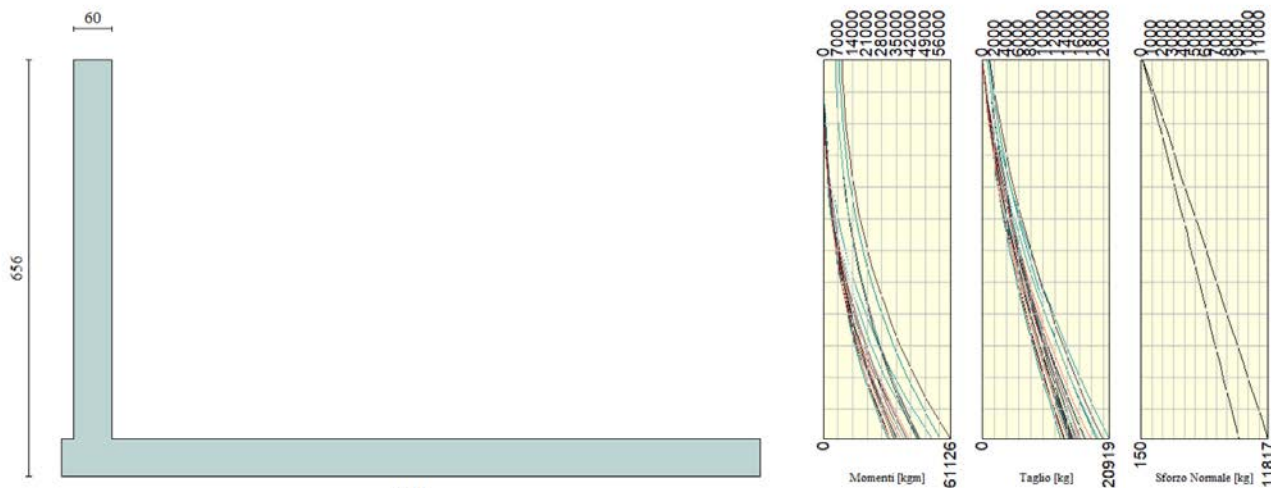
Altezza del paramento	5.96 [m]
Spessore in sommità	0.60 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0.60 [m]
Inclinazione paramento esterno	0.00 [°]
Inclinazione paramento interno	0.00 [°]
Lunghezza del muro	10.00 [m]

#### Fondazione

Spessore fondazione	0.60 [m]
Spessore magrone	0.15 [m]



### 9.11.1 SOLLECITAZIONI SLU

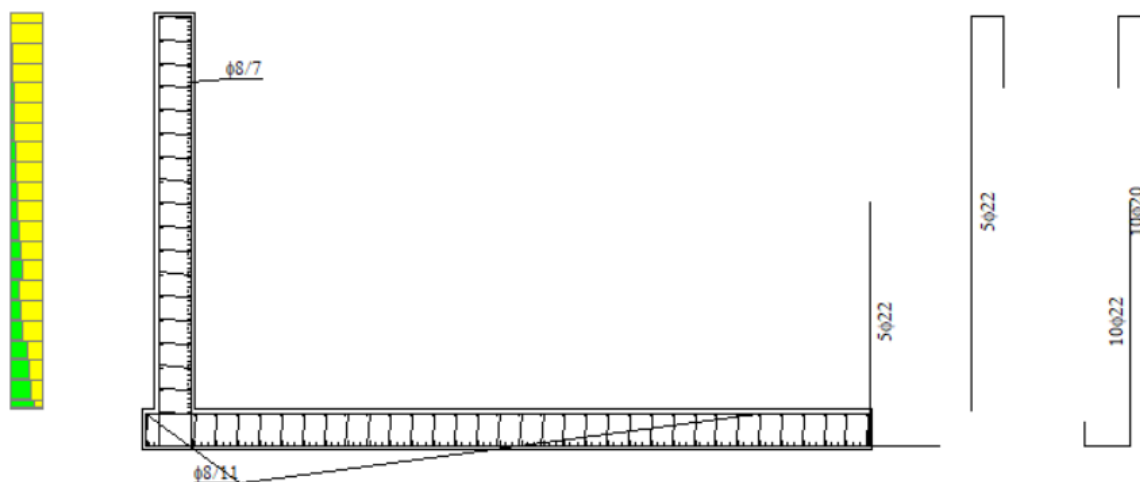


### 9.11.2 VERIFICHE DI SEZIONE

Si dispongono alla base dei piedritti

Lato monte 1 $\Phi$ 22/10

Lato valle 1 $\Phi$ 22/20

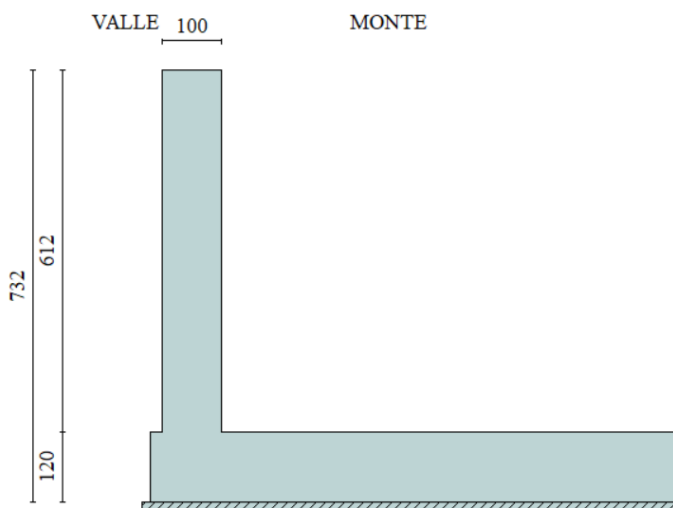


Le verifiche a SLU E SLE risultano soddisfatte

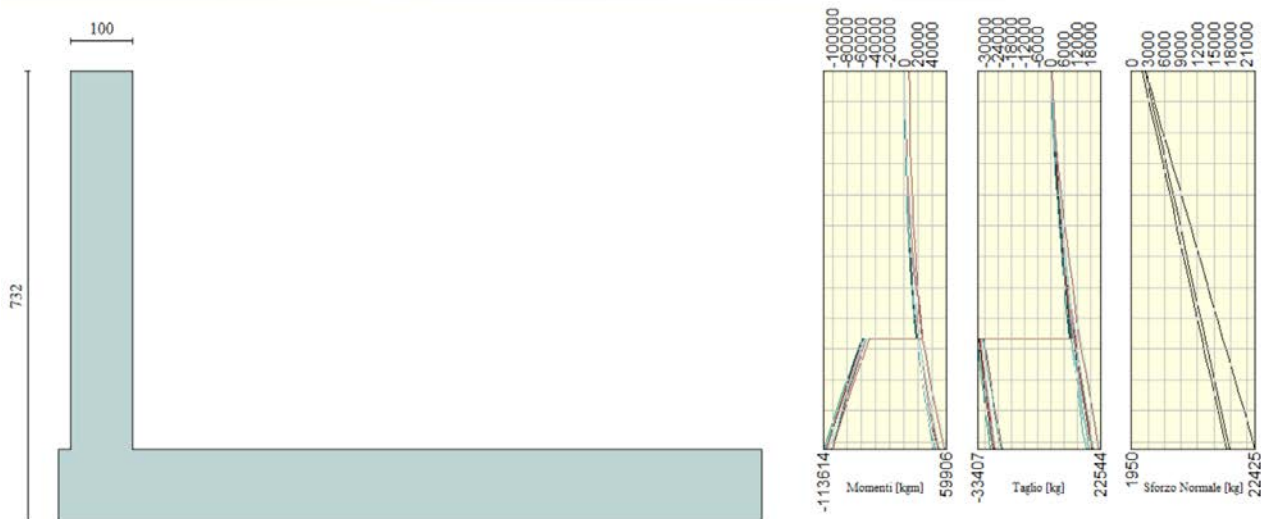
### 9.12 MURO TIPO D'

Si riporta di seguito la verifica della sezione di spiccato lato ferrovia

E' stato considerato l'urto del treno e lo sbalzo superiore.



#### 9.12.1 SOLLECITAZIONI SLU

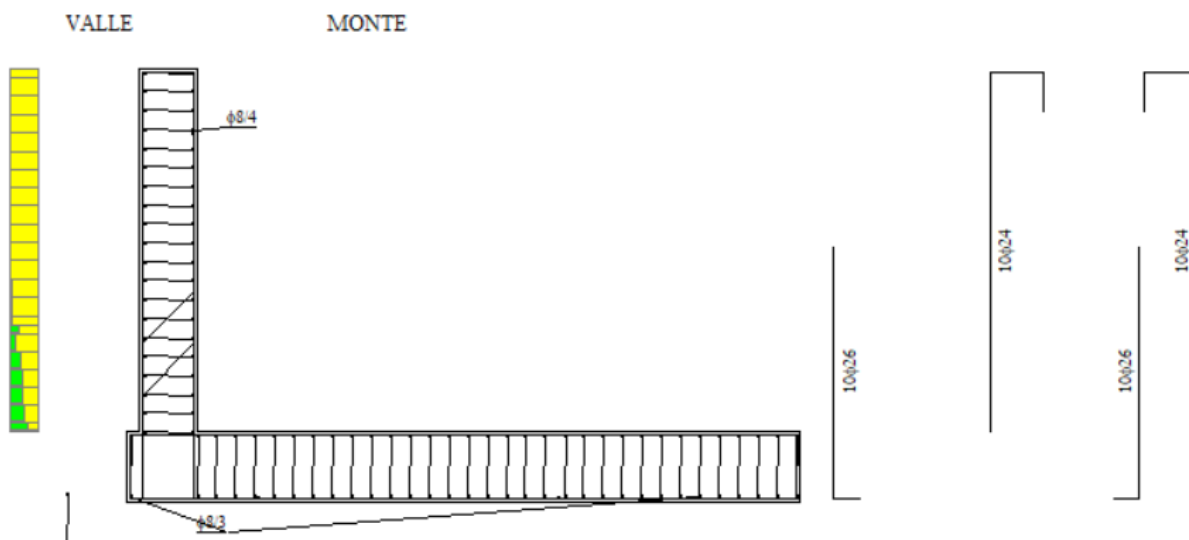


### 9.12.2 VERIFICHE DI SEZIONE

Si dispongono alla base dei piedritti

Lato monte  $1\Phi 26/10$  spiccato Lato monte  $1\Phi 24/10$  elevazione

Lato valle  $1\Phi 26/10$  spiccato Lato monte  $1\Phi 24/10$  elevazione



Le verifiche a SLU E SLE risultano soddisfatte