

**S.S 685 "DELLE TRE VALLI UMBRE"**  
**TRATTO SPOLETO - ACQUASPARTA**  
**1° stralcio: Madonna di Baiano-Firenzuola**

**PROGETTO ESECUTIVO**

COD. **PG143**

**PROGETTAZIONE: ATI SINTAGMA - GDG - ICARIA**

**IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:**

Dott. Ing. Nando Granieri  
 Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A351

**IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:**

**MANDATARIA:**

**MANDANTI:**



Dott.Ing. N.Granieri  
 Dott.Arch. N.Kamenicky  
 Dott.Ing. V.Truffini  
 Dott.Arch. A.Bracchini  
 Dott.Ing. F.Durastanti  
 Dott.Ing. E.Bartolucci  
 Dott.Geol. G.Cerquiglini  
 Geom. S.Scopetta  
 Dott.Ing. L.Sbrenna  
 Dott.Ing. E.Sellari  
 Dott.Ing. L.Dinelli  
 Dott.Ing. L.Nani  
 Dott.Ing. F.Pambianco  
 Dott. Agr. F.Berti Nulli

Dott. Ing. D.Carlaccini  
 Dott. Ing. S.Sacconi  
 Dott. Ing. C.Consorti  
 Dott. Ing. E.Loffredo  
 Dott. Ing. C.Chierichini

Dott. Ing. V.Rotisciani  
 Dott. Ing. F.Macchioni  
 Geom. C.Vischini  
 Dott. Ing. V.Piunno  
 Dott. Ing. G.Pulli  
 Geom. C.Sugaroni

**IL PROGETTISTA:**

Dott. Ing. David Carlaccini  
 Ordine degli Ingegneri della Prov. di Terni n° Terni n° A1245

**IL GEOLOGO:**

Dott. Geol. Giorgio Cerquiglini  
 Ordine dei Geologi della Regione Umbria n°108

**IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:**

Dott. Ing. Filippo Pambianco  
 Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A1373

**Il Responsabile di Progetto**

Arch. Pianificatore Marco Colazza

**Il Responsabile del Procedimento**

Dott. Ing. Alessandro Micheli



PROTOCOLLO

DATA

**09.GALLERIE ARTIFICIALI**  
**09.02 GALLERIA COLLE DEL VENTO**

**Relazione tecnica e di calcolo muri ad "U" di imbocco**

CODICE PROGETTO			NOME FILE	REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG.	ANNO	T00GA02OSTRE02A		
DTPG143	E	23	CODICE ELAB. T00GA02OSTRE02	A	-
A	Emissione		Ago 2023	D.Carlaccini	N.Granieri
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	APPROVATO

**MURI D'IMBOCCO COLLE DEL VENTO:  
relazione tecnica e di calcolo**

<b>1</b>	<b>INTRODUZIONE .....</b>	<b>4</b>
1.1	PREMESSE.....	4
1.2	DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI.....	4
1.3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	6
1.4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI .....	7
<b>2</b>	<b>MODELLO GEOTECNICO DI CALCOLO.....</b>	<b>8</b>
<b>3</b>	<b>DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA .....</b>	<b>9</b>
3.1	INQUADRAMENTO SISMICO .....	9
3.2	METODO PSEUDO-STATICO .....	10
<b>4</b>	<b>CRITERI DI ANALISI .....</b>	<b>11</b>
4.1	METODO DI CALCOLO DEI MURI.....	11
4.2	METODO DI CALCOLO DELLE SCARPATE PROVVISORIE.....	11
<b>5</b>	<b>CRITERI DI VERIFICA .....</b>	<b>12</b>
5.1	CRITERI NORMATIVI DI PROGETTO.....	12
5.2	ELEMENTI IN C.A.....	13
5.2.1	Criteri di verifica agli SLU .....	13
5.2.2	Criteri di verifica agli SLE .....	16
5.3	VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE.....	19

<b>6</b>	<b>STABILITA' GLOBALE DELLE SCARPATE .....</b>	<b>20</b>
<b>6.1</b>	<b>DESCRIZIONE DELLE SEZIONI DI STUDIO .....</b>	<b>20</b>
6.1.1	Geometria della sezione e modello di calcolo .....	20
6.1.2	Caratteristiche delle chiodature di sostegno.....	21
6.1.3	Valutazione dell'azione sismica.....	23
<b>6.2</b>	<b>VERIFICHE.....</b>	<b>24</b>
6.2.1	Verifiche di stabilità globale.....	24
<b>7</b>	<b>MURI ANDATORI DI IMBOCCO .....</b>	<b>28</b>
<b>7.1</b>	<b>DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO .....</b>	<b>28</b>
7.1.1	Fasi di calcolo .....	29
7.1.2	Definizione dell'azione sismica.....	30
<b>7.2</b>	<b>RISULTATI DELLE ANALISI NUMERICHE .....</b>	<b>32</b>
<b>7.3</b>	<b>VERIFICHE STRUTTURALI .....</b>	<b>40</b>
7.3.1	Descrizione degli elementi strutturali e indicazione delle sezioni di verifica ...	40
7.3.2	Verifiche SLU .....	41
7.3.3	Verifiche SLE .....	45

# 1 INTRODUZIONE

## 1.1 PREMESSE

Nell'ambito del Progetto Esecutivo "Strada delle tre valli umbre", tratto Eggi – Acquasparta, il presente elaborato costituisce la relazione di calcolo dei muri d'imbocco della galleria artificiale Colle del Vento; nella stessa saranno altresì esplicitate le verifiche di stabilità delle scarpate provvisorie realizzate per il raggiungimento della quota di fondazione dei muri di imbocco.

Nel seguito, dopo aver descritto gli interventi e il contesto geotecnico nel quale sono calati, saranno illustrate le metodologie di analisi e di verifica adottate per il dimensionamento geotecnico-strutturale degli stessi, ai sensi delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018.

Saranno dunque illustrate le analisi svolte, i risultati ottenuti, nonché le verifiche geotecniche e strutturali.

Volendo anticipare quanto ottenuto dalle valutazioni svolte, le verifiche risultano soddisfatte.

## 1.2 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI

I muri d'imbocco oggetto di studio, sono riportati nello stralcio planimetrico in Figura 1; In dettaglio, i muri all'imbocco Ovest (direzione Acquasparta) presentano uno sviluppo lineare rispettivamente pari a 15.09 m a Nord e 15.6 m a Sud, mentre i muri all'imbocco Est (direzione Spoleto) presentano uno sviluppo lineare rispettivamente pari a 20.15 m a Nord e 18.15 m a Sud. Essi saranno realizzati in c.a. e presentano una sezione ad "U" riportata in

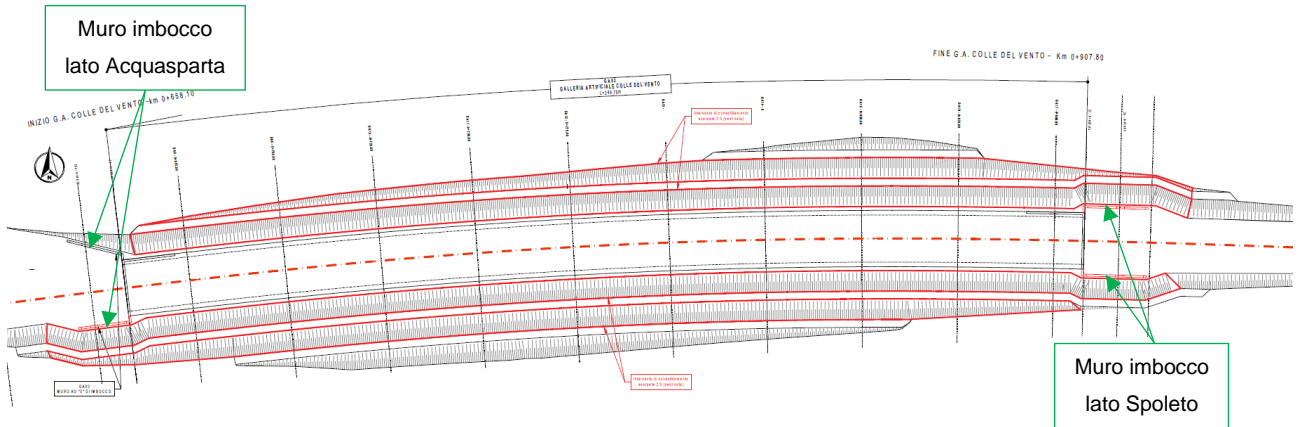


Figura 1.

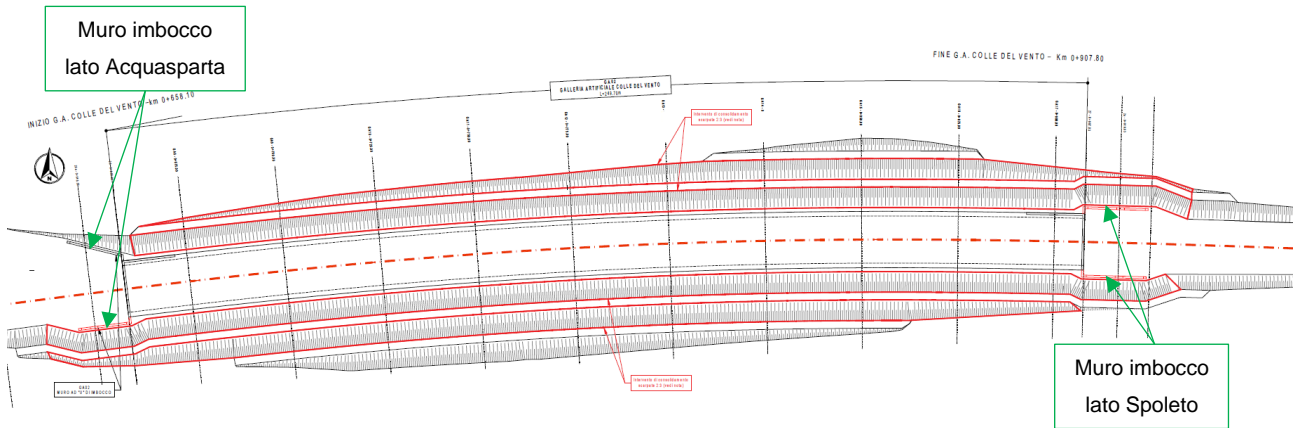


Figura 1: Stralcio planimetrico galleria Colle del Vento.

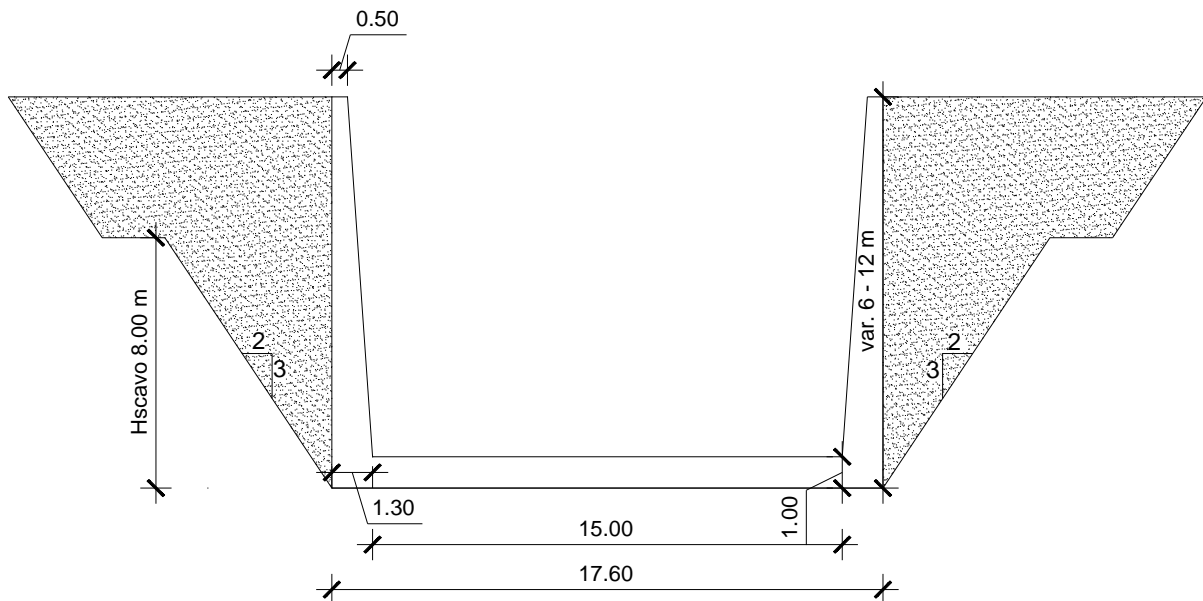


Figura 2: Sezione trasversale tipo dei muri d'imbocco.

I muri hanno un'altezza variabile da 12 m a 6 m, in funzione della quota altimetrica del terreno.

Per la realizzazione degli stessi, sarà necessaria l'esecuzione di sbancamenti tramite realizzazione banche di altezza pari a 8 m che presentano inclinazione 3:2. Le pareti di scavo saranno sostenute tramite chiodi di lunghezza pari a 6 m, posti in opera con interasse pari a 3 m in verticale e pari a 3 m in direzione longitudinale. Inoltre, le pareti di scavo saranno sostenute tramite la posa in opera di rete elettrosaldata e geogriglia con sola funzione di presidio nei confronti di distacchi del materiale più superficiale di natura scagliosa. Per evitare che la falda interferisca con lo scavo si prevede la posa in opera di un sistema di dreni tubolari sulle pareti di scavo.

### **1.3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Le verifiche sono state condotte nella piena osservanza delle normative vigenti, con particolare riferimento al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018 «Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni» (in breve "NTC2018") e alla Circolare del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti 21 gennaio 2019, n. 7.

## 1.4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

### CALCESTRUZZO PER MURI D'IMBOCCO

Classe di resistenza C32/40

$R_{ck}$ =	resistenza caratteristica cubica	MPa	40
$f_{ck}$ =	resistenza caratteristica cilindrica	MPa	32
$f_{cd}$ =	resistenza di progetto a compressione	MPa	18.1
$f_{ctk}$ =	resistenza a trazione per flessione caratteristica	MPa	2.54
$f_{ctk}$ =	resistenza a trazione caratteristica	MPa	2.12
$E_{cm}$ =	Modulo elastico	MPa	33346

Classe di esposizione

XC2 - XA2

### BARRE - ACCIAIO ARMATURA ORDINARIA

*B450 C*

$f_{yk}$ =	tensione caratteristica di snervamento	MPa	450
$f_{yd}$ =	resistenza di progetto	MPa	391
$E_s$ =	modulo elastico	MPa	206000

*Tensioni in esercizio*

$\sigma_s = 0.8 f_{yk}$	tensione limite nell'acciaio in esercizio	MPa	360
-------------------------	---	-----	-----

### ACCIAIO PER CHIODATURE

*B550*

$f_{yk}$ =	tensione caratteristica di snervamento	MPa	550
$f_{yd}$ =	resistenza di progetto	MPa	478
$E_s$ =	modulo elastico	MPa	206000



## 2 MODELLO GEOTECNICO DI CALCOLO

All'imbocco lato Acquasparta le opere ricadono all'interno di una formazione di depositi eluvio-colluviali "COL", mentre all'imbocco lato Spoleto si ha prevalenza della formazione del Bisciario 1, "BI1". La caratterizzazione geotecnica è stata effettuata sulla base delle prove in sito e di laboratorio eseguite, come descritto in relazione geotecnica (elaborato T00GE05GETRE01). Sulla base delle informazioni ottenute da tali prove e di quanto descritto nella relazione geotecnica sono stati assunti i parametri riportati in Tabella 1. Nell'ambito di ciascuna parte d'opera saranno illustrate le scelte di dettaglio.

Tabella 1: Caratterizzazione geotecnica.

Formazione	$\gamma$	$\nu$	$c$	$\varphi$	$E'$
	[kN/m <sup>3</sup> ]	[-]	[kPa]	[°]	[MPa]
COL	19 - 20	0.3	20 - 35	20 - 30	30 - 50
BI1	19 - 21	0.3	5 - 25	25 - 32	100 - 300

Il livello di falda nelle zone di imbocco si attesta tra i 10 m e i 13 m da p.c., pertanto gli scavi provvisori e la realizzazione dei muri andatori avvengono sostanzialmente in assenza di falda. Inoltre, si prevede la realizzazione di sistemazioni idrauliche per la raccolta e l'allontanamento delle acque lungo tutto lo sviluppo della galleria, comprese le zone di imbocco, costituito da un sistema di dreni, nonché la posa in opera di barbacani sui muri. Pertanto, nelle analisi per il dimensionamento geotecnico-strutturale delle opere e sulle verifiche di stabilità delle scarpate provvisorie, si è ritenuto opportuno trascurare il regime delle pressioni interstiziali. Inoltre, a supporto di ciò, si sottolinea che le formazioni in oggetto risultano essere costituite da alternanze *flyshoidi* di calcari marnosi più o meno tettonizzati e, pertanto, le formazioni presentano facies a carattere litoide od altresì a carattere terrigeno.

### 3 DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

#### 3.1 INQUADRAMENTO SISMICO

In conformità al paragrafo 2.4.3 delle *NTC2018*, al fine di caratterizzare l'azione sismica, si assume una vita nominale  $V_N = 10$  anni per le opere a carattere provvisorio e  $V_N = 50$  anni per quelle a carattere definitivo. Le azioni sismiche sulle costruzioni vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$ , funzione del tipo di costruzione, che si ricava moltiplicando la vita nominale di progetto  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$  mediante l'espressione  $V_R = V_N C_U$ , dove  $C_U$  rappresenta il coefficiente d'uso, il quale è definito al variare della classe d'uso, come mostrato in Figura 3 (cfr. Tab. 2.4.II).

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso  $C_U$

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0,7	1,0	1,5	2,0

Figura 3: Valori del coefficiente d'uso  $C_U$ .

Con riferimento allo “stato limite di salvaguardia della vita” SLV, si assume un periodo di ritorno  $T_R = -V_R / \ln(1 - P_{VR})$ , essendo  $P_{VR}$  la probabilità di superamento nel periodo di riferimento, fissata da norma pari al 10%.

In merito alle condizioni di sottosuolo e topografiche, nel caso in esame si assume una categoria di sottosuolo tipo *B* ed una classe topografica *T1*.

I parametri sismici sono stati determinati utilizzando il foglio di calcolo Spettri – *NTC ver. 1.0.3*, con riferimento al comune di Spoleto.

In Tabella 2 e Tabella 3 si riportano i valori delle grandezze necessarie per la definizione dell'azione sismica rispettivamente per le opere provvisionali (scarpate) e per quelle definitive (muri d'imbocco).

Tabella 2: Riepilogo grandezze necessarie per la definizione dell'azione sismica per le opere provvisionali.

$V_N$ (anni)	$C_U$	$V_R$ (anni)	$T_R$ (anni)	$a_g/g$	Cat. terreno	$S_T$	$F_0$	$S_s$	$a_{max}/g$
10	2	35	332	0.186	B	1	2.393	1.2	0.223

**Tabella 3: Riepilogo grandezze necessarie per la definizione dell'azione sismica per le opere definitive.**

$V_N$ (anni)	$C_U$	$V_R$ (anni)	$T_R$ (anni)	$a_g/g$	Cat. terreno	$S_T$	$F_0$	$S_S$	$a_{max}/g$
50	2	100	949	0.269	B	1	2.414	1.14	0.307

### 3.2 METODO PSEUDO-STATICO

La valutazione dell'azione sismica è avvenuta con riferimento al metodo pseudo-statico in conformità al § 7.11.4 delle *NTC2018*.

Nell'analisi pseudo-statica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche, i valori dei coefficienti sismici orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$  possono essere valutati mediante le seguenti espressioni (§ 7.11.3.5.2):

$$F_h = k_h \cdot W$$

$$F_v = \pm k_v \cdot W$$

dove  $k_h$  è il coefficiente legato all'accelerazione di picco dalla relazione:

$$k_h = \beta \cdot \frac{a_{max}}{g} = \beta \cdot \frac{S_S \cdot S_T \cdot a_g}{g}$$

con:

- $\beta$  = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;
- $S_S$  = coefficiente che tiene conto dell'amplificazione stratigrafica;
- $S_T$  = coefficiente di amplificazione topografica;
- $a_g$  = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento.

Il coefficiente  $k_v$  è pari a:  $k_v = \pm 0.5k_h$ .

## 4 CRITERI DI ANALISI

### 4.1 METODO DI CALCOLO DEI MURI

La valutazione del comportamento meccanico delle opere è stata eseguita mediante analisi numeriche in grado di cogliere l'interazione terreno-struttura. Le analisi sono state sviluppate impiegando modelli piani bidimensionali con il codice di calcolo agli elementi finiti *Plaxis 2D* v.22.00.00.1733. Il *software* consente di simulare il terreno come mezzo continuo (elementi finiti triangolari a 18 nodi) e, attraverso l'aggiornamento delle porzioni di *mesh* attive, è possibile simulare le fasi costruttive delle opere.

### 4.2 METODO DI CALCOLO DELLE SCARPATE PROVVISORIE

Tutte le analisi di stabilità sono state eseguite nell'ipotesi di problema piano con i tradizionali metodi dell'equilibrio limite globale, schematizzando il terreno come un mezzo rigido plastico e adottando il criterio di rottura di *Mohr - Coulomb*. In particolare, è stato utilizzato il metodo delle strisce, nel quale la porzione di terreno delimitato dalla generica superficie *S* e dalla superficie topografica è suddivisa in settori verticali in modo da valutare, seppur in modo approssimato e discreto, la distribuzione della tensione efficace normale e della corrispondente resistenza a taglio lungo la superficie di scorrimento; in dettaglio, si è utilizzato il metodo di *Bishop* (*Bishop, 1955*). Tutte le analisi sono state effettuate con il codice di calcolo *SLIDE*.

Nel programma di calcolo è tracciata la geometria del terreno a monte e a valle della paratia, sono assegnate le proprietà geotecniche ai vari strati e le relative superfici piezometriche, se presenti. In automatico vengono generate delle superfici circolari a partire dalla superficie del terreno lungo le quali è calcolato il fattore di sicurezza. Si impone che tali superfici non possano intersecare la paratia e che passino al di sotto del piede della stessa.

## 5 CRITERI DI VERIFICA

### 5.1 CRITERI NORMATIVI DI PROGETTO

Tutte le analisi sono state effettuate con riferimento alle prescrizioni contenute nelle Norme Tecniche delle costruzioni del 17/01/2018 (*NTC 2018*) e alle Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" pubblicate il 21 gennaio 2019.

Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (*SLU*) consistono, in generale, nel verificare il rispetto della seguente condizione:

$$E_d < R_d$$

dove con  $E_d$  si indica il valore di progetto delle azioni, o degli effetti delle azioni, e con  $R_d$  il valore di progetto delle resistenze. La verifica di tale condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali definiti rispettivamente per le azioni ( $A1$  e  $A2$ ), per i parametri geotecnici ( $M1$  e  $M2$ ) e per le resistenze ( $R1$ ,  $R2$  e  $R3$ ).

Le azioni di progetto,  $E_d$ , o, altresì, gli effetti delle azioni (sollecitazioni sui diaframmi e sugli elementi di contrasto, azioni sui pali di fondazione), sono valutabili a partire dalle azioni caratteristiche adottando per i coefficienti parziali  $\gamma_F$  i valori specificati nella seguente Figura 4 (Tabella 6.2.I delle *NTC 2018*).

**Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.**

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Q1}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

**Figura 4: Coefficienti parziali per le azioni o l'effetto delle azioni - Tabella 6.2.I.**

Le resistenze di progetto,  $R_d$ , si determinano a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici di resistenza, divisi per i coefficienti parziali  $\gamma_M$  specificati in Figura 5 (Tabella 6.2.II delle *NTC 2018*) e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali  $\gamma_R$ , specifici per ciascun tipo di opera.

**Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno**

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_M$ $\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

**Figura 5: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno - Tabella 6.2.II.**

I valori da applicare alle resistenze sono specifici in relazione alla tipologia di opera e quindi vengono precisati nell'ambito della descrizione delle verifiche relative a ciascuna di esse.

Per le verifiche allo stato limite ultimo delle opere di sostegno, si è seguito il primo approccio previsto dalle *NTC 2018*, in cui sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti, conducendo separatamente 2 distinte analisi:

STR) A1 + M1 + R1

GEO) A2 + M2 + R1

I valori assunti dal coefficiente parziale R1 sono pari all'unità.

## 5.2 ELEMENTI IN C.A.

Le strutture in c.a. sono state oggetto di verifiche strutturali sia agli Stati Limite Ultimi (*SLU*), sia agli Stati Limite di Esercizio (*SLE*).

Le sollecitazioni agenti su tali strutture sono state considerate come azioni caratteristiche permanenti.

### 5.2.1 Criteri di verifica agli SLU

Per quanto concerne la valutazione della resistenza di progetto  $R_d$ , in maniera analoga a quanto previsto per elementi monodimensionali, si è distinto il comportamento per sforzi assiali-flessionali e sforzi taglianti.

➤ Verifiche a presso-flessione:

Di seguito sono richiamati i principali criteri di verifica agli SLU.

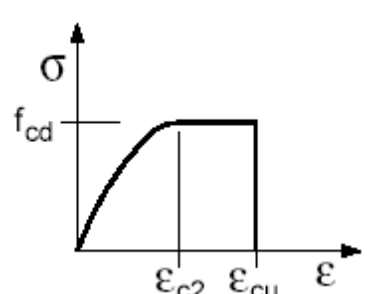
- Criterio di verifica:  $M_{Rd} (N_{Ed}) \geq M_{Ed}$

- Ipotesi di calcolo:

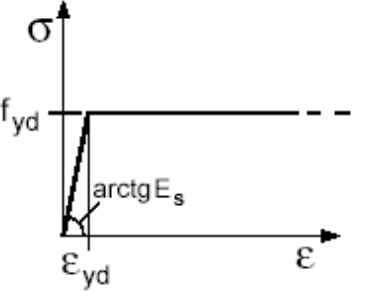
RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

- conservazione delle sezioni piane;
  - perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
  - resistenza a trazione del calcestruzzo nulla;
  - rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione;
  - rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima.
- Caratteristiche di calcolo dei materiali:

1. Calcestruzzo:

<p>- strutture in c.a. - C25/30:</p> <p><math>f_{cd} = f_{ck,cyl} / \gamma_c = 16.60 \text{ N/mm}^2</math></p> <p>ove:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- <math>\gamma_c = 1.5</math> (fattore di sicurezza)</li> <li>- <math>\alpha_{cc} = 0.85</math> (coefficiente riduttivo per gli effetti di lunga durata)</li> </ul>	
<p><math>\epsilon_{c2} = 0.20 \%</math></p>	
<p><math>\epsilon_{cu} = 0.35 \%</math></p>	

2. Acciaio:

<p>- B450C:</p> <p><math>f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.30 \text{ N/mm}^2</math></p> <p><math>E_s = 206000 \text{ N/mm}^2</math></p> <p>ove:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- <math>\gamma_s = 1.15</math> (fattore di sicurezza)</li> </ul>	
<p><math>\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_{sd} = 0.19 \%</math></p>	
<p><math>\epsilon_{ud} = 1.0 \%</math></p>	

Operativamente le verifiche sono state effettuate controllando che i punti di coordinate  $M_d-N_d$ , rappresentativi dei valori di progetto degli effetti delle azioni di calcolo, ricadessero

tutti all'interno del dominio resistente ultimo della sezione, determinato con il *software VCA SLU*.

➤ Verifiche a taglio

La verifica allo SLU per taglio, è stata condotta nel caso di sezioni armate a taglio sulla base dei criteri e delle ipotesi seguenti:

- Criterio di verifica:  $V_{Rd} = \min (V_{Rsd}; V_{Rcd}) \geq V_{Ed}$
- Ipotesi di calcolo: la resistenza viene valutata sulla base di una schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono:
  - le armature trasversali (inclinate di un angolo "α")
  - le armature longitudinali
  - il corrente compresso di calcestruzzo
  - i puntoni d'anima inclinati di un angolo "θ".

La valutazione della capacità allo *SLU* per sforzi di taglio è eseguita, per queste sezioni, mediante espressioni che analizzano il meccanismo di rottura dell'armatura trasversale "V<sub>Rsd</sub>" e quello dei puntoni compressi in calcestruzzo "V<sub>Rcd</sub>"; il valore di resistenza è pari al valore minore tra:

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha / s$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot a_{cd} \cdot f'_{cd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) / (1 + \operatorname{ctg}^2 \theta)$$

ove:

- $d$  = altezza utile della sezione;
- $b_w$  = larghezza minima della sezione;
- $A_{sw}$  è l'area dell'armatura trasversale;
- $f'_{cd} = 0.5 f_{cd}$  è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima;
- $\alpha_{cd}$  è il fattore maggiorativo dipendente dallo sforzo di compressione medio agente nella sezione di verifica.

Nel caso di sezioni non armate a taglio, invece, la sollecitazione di taglio  $V_{Ed}$  è stata confrontata con la resistenza a taglio  $V_{Rd}$  valutata tramite la seguente relazione:

$$V_{Rd} = \{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d$$

dove:



- $\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d}$  è il rapporto geometrico di armatura longitudinale;
- $\sigma_{cp} = \frac{NEd}{A_c}$  è la tensione media di compressione della sezione;
- $k = 1 + (200/d)^{1/2}$

### 5.2.2 Criteri di verifica agli SLE

Le verifiche agli *SLE* effettuate sulle strutture definitive riguardano la tensione massima di compressione nel calcestruzzo  $\sigma_c$  (cfr. p.to 4.1.2.2.5 delle *NTC2018*) e la fessurazione nelle condizioni di lungo termine.

La verifica riguardante la tensione massima di compressione nel calcestruzzo, come previsto al punto 4.1.2.2.5.1 delle *NTC2018*, è stata effettuata controllando la seguente condizione:

$$\sigma_c \leq 0.45 \cdot f_{ck} = 11.5 \text{ MPa}$$

- Verifiche alle tensioni

La verifica delle tensioni in esercizio consiste nel controllare il rispetto dei limiti tensionali previsti per il calcestruzzo e per l'acciaio per ciascuna delle combinazioni di carico "caratteristica" e "quasi permanente", come riportato nel paragrafo 4.1.2.2.5.1 delle *NTC2018*.

Nello specifico i limiti sono di seguito elencati:

Per il calcestruzzo:

$$\sigma_{c,max} = 0.60f_{ck} \text{ (comb. Caratteristica)}$$

$$\sigma_{c,max} = 0.45f_{ck} \text{ (comb. Quasi perm.)}$$

mentre per l'acciaio:

$$\sigma_{s,max} = 0,80f_{yk} \text{ (comb. Caratteristica)}$$

- Verifiche a fessurazione

Lo stato limite di fessurazione è stato scelto seguendo le indicazioni riportate in Tabella 4 (cfr. Tab. 4.1.IV, *NTC2018*) e facendo riferimento alle condizioni ambientali aggressive (Figura 6), avendo adottato la classe di esposizione XC2-XA2.

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Nel caso in esame si è fatto riferimento al limite di apertura delle fessure pari a:  $w \leq w_1 = 0.20$  mm (armature poco sensibili).

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Figura 6: Tab. 4.1.IV e Tab. 4.1.III della NTC-2018.

Tabella 4: Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione.

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	$w_d$	Stato limite	$w_d$
A	Ordinarie	Frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	Frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	Frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

La verifica dell'ampiezza di fessurazione è stata condotta utilizzando la procedura illustrata al punto C4.1.2.2.4 della Circolare 21 Gennaio 2019, n. 7.

Il valore caratteristico di calcolo è dato da:

$$w_k = 1.7w_m$$

in cui  $w_m$  rappresenta il valore medio dell'apertura calcolata in base alla deformazione unitaria media delle barre d'armatura  $\varepsilon_{sm}$  e alla distanza media tra le fessure  $s_{rm}$ , come di seguito espresso:

$$w_m = \varepsilon_{sm} \cdot s_{rm}$$

con:

$$s_{rm} = \left( k_3 c + k_1 k_2 k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} \right) / 1.7$$

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot f_{ctm} / \rho_{eff} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} \geq 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

in cui:

## RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

- $\sigma_s$  = tensione dell'armatura tesa considerando la sezione fessurata;
- $E_s$  = modulo elastico dell'acciaio;
- $f_{ctm}$  = valore medio della resistenza a trazione assiale;
- $\alpha_e$  = rapporto  $E_s/E_{cm}$ ;
- $\rho_{eff} = A_s/A_{c,eff}$  = rapporto tra l'area dell'armatura nella zona efficace e l'area della zona stessa;
- $A_{c,eff}$  = area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura, di altezza  $h_{c,eff}$ , dove  $h_{c,eff}$  è il valore minore tra  $2.5(h-d)$ ,  $(h-x)/3$ ,  $h/2$ ;
- $K_t$  = fattore dipendente dalla durata del carico e risulta:  
$$K_t = 0.6 \text{ per carichi di breve durata; } K_t = 0.4 \text{ per carichi di lunga durata;}$$
- $\emptyset$  = diametro delle barre;
- $c$  = copriferro netto;
- $k_1$  = coefficiente relativo alla qualità di aderenza delle barre e risulta:  
$$k_1 = 0.8, \text{ per barre ad aderenza migliorata;}$$
$$k_1 = 1.6, \text{ per barre lisce.}$$
- $k_2$  è un coefficiente che tiene conto della distribuzione delle tensioni in regime non fessurato e risulta:  
$$k_2 = 0.5 \text{ nel caso di flessione;}$$
$$k_2 = 1.0 \text{ nel caso di trazione pura;}$$
$$k_2 = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2)/(2\varepsilon_1), \text{ nel caso di trazione eccentrica o nel caso si consideri una sola parte della sezione, essendo } \varepsilon_1 \text{ e } \varepsilon_2 \text{ rispettivamente la più grande e la più piccola deformazione di trazione all'estremità della sezione considerata, calcolata considerando la sezione fessurata.}$$
- $k_3 = 3.4$ ;
- $k_4 = 0.425$ .

La massima tensione di compressione nel calcestruzzo e la massima tensione di trazione nell'acciaio sono state determinate utilizzando il *software VCA SLU*.

### 5.3 VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE

In condizioni statiche, le verifiche sono state effettuate secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II ( Figura 4 e Figura 5) e 6.8.I (Figura 7).

Tab. 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

COEFFICIENTE	R2
$\gamma_R$	1,1

Figura 7: Coefficienti parziali  $\gamma_R$ .

In condizioni sismiche, le analisi sono state condotte ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1) e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale  $R2$  pari a 1.2.

## 6 STABILITA' GLOBALE DELLE SCARPATE

### 6.1 DESCRIZIONE DELLE SEZIONI DI STUDIO

Nei capitoli successivi vengono riportati i risultati delle analisi di stabilità globale effettuate sulle scarpate provvisorie, in corrispondenza di una sezione rappresentativa per geometria e modello geotecnico.

Sono di seguito fornite le principali caratteristiche della sezione di studio, quindi, i risultati del modello di calcolo e le verifiche.

#### 6.1.1 Geometria della sezione e modello di calcolo

Nelle analisi di stabilità globali il piano campagna è stato simulato con il reale profilo per tenere conto delle azioni in gioco anche a notevole distanza dall'opera di presidio degli scavi. Con riferimento alla stratigrafia di calcolo, le analisi sono state effettuate considerando la presenza della formazione del Colluvio (COL). Tale scelta è ritenuta cautelativa per entrambi gli imbocchi della galleria e per ciò che concerne le condizioni geotecniche in sito.

Inoltre, le analisi sono state effettuate in corrispondenza di una sezione ritenuta rappresentativa dell'intero tratto di imbocco della galleria, non coincidente con la massima altezza del muro, in virtù del collegamento strutturale in direzione longitudinale che si prevede di realizzare tra muro e galleria. Pertanto, la sezione di studio corrisponde ad un'altezza di 10 m.

Nella sezione in esame gli scavi saranno realizzati mediante sbancamenti con pendenza con inclinazione 3:2 e altezza pari a 8 m.

Per ciò che concerne il regime delle pressioni interstiziali, per le ragioni descritte al § 2, si ritiene ragionevole svolgere le analisi in assenza di falda.

In Tabella 5, sono fornite le principali caratteristiche geometriche e stratigrafiche utilizzate nell'analisi per la sezione oggetto di studio, mentre in Tabella 6 si riportano i parametri caratteristici del terreno impiegati.

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

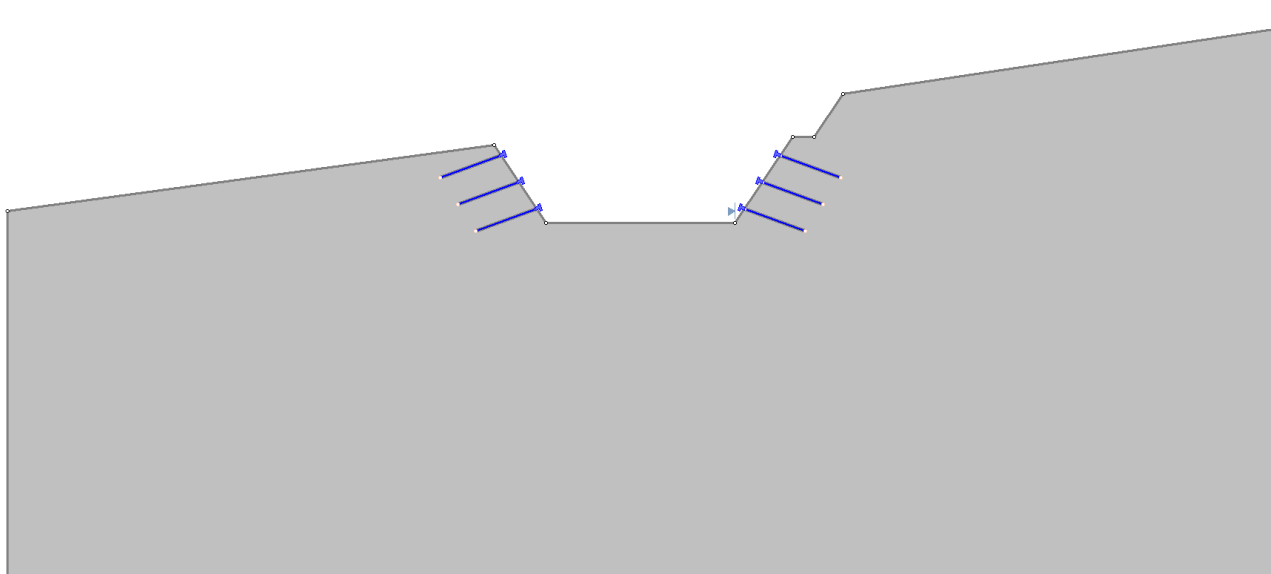
**Tabella 5: Riepilogo caratteristiche geometriche della sezione Sez. S1.**

Scavo di sbancamento	1° banca: inclinazione 3:2, H = 4 m 3° banca: inclinazione 3:2, H = 8 m
Altezza scavo	H = 12 m
Stratigrafia di calcolo	Colluvio (COL): > 0 m
Falda	-

**Tabella 6: Parametri geotecnici utilizzati nell'analisi, Sez. S1.**

Terreno	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c_k'$ [kPa]	$\phi_k'$ [°]	$c_d'$ [kPa]	$\phi_d'$ [°]	$c_u$ [kPa]	$E'$ [MPa]
COL	19.5	25	25	20	20.5	150	200
$\gamma$ = peso di volume naturale del terreno $c'$ = coesione $\phi'$ = angolo di resistenza al taglio $c_u$ = coesione non drenata $E'$ = modulo elastico							

La Figura 8 riporta il modello di calcolo adottato.



**Figura 8: Modello di calcolo scarpate temporanee: raggiungimento del fondo scavo, Sez. S1.**

### 6.1.2 Caratteristiche delle chiodature di sostegno

Per il sostegno degli scavi si prevede la realizzazione di una parete chiodata costituita da barre dywidag disposte a quinconce e la posa in opera di una rete elettrosaldata e una geogriglia. Longitudinalmente al pendio la spaziatura delle barre prevista è di 3 m mentre,

## RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

in direzione verticale è di 3 m. La realizzazione dell'intervento avverrà per scavi successivi, ognuno dei quali si approfondisce fino a 0.5 m sotto la quota di installazione dei chiodi, in modo tale da poter disporre di spazio sufficiente per le operazioni di installazione degli stessi. Sono previste perforazioni con un diametro di 9 cm, lunghezza 6 m e aventi un'inclinazione sulla orizzontale di 15-20°. Le barre avranno invece un diametro di 2.5 cm e analoga lunghezza delle perforazioni.

Gli elementi chiodi sono stati simulati tramite gli elementi "soil nails", presenti nella libreria del codice di calcolo Slide, ai quali è possibile assegnare un valore di resistenza a sfilamento, valutata secondo le indicazioni di Bustamante e Doix '85 e Viggiani '99. La resistenza a sfilamento di progetto è determinata attraverso la seguente relazione:

$$N_{Rk} = \pi \cdot \phi_{perf.} \cdot \alpha \cdot \tau_{ak} \cdot L_a$$

dove:

- $N_{R,d}$  = resistenza a sfilamento di progetto dell'interfaccia chiodo-terreno;
- $\phi_{perf.}$  = diametro di perforazione del chiodo;
- $\alpha$  = coefficiente correttivo che tiene conto della tecnologia realizzativa dell'ancoraggio e del contesto geotecnico (Viggiani, '99) in funzione del tipo di iniezione e del litotipo di fondazione;
- $\tau_{ak}$  = tensione resistente a sfilamento caratteristica dell'interfaccia bulbo di fondazione-terreno;
- $L_a$  = lunghezza della fondazione (l'input viene dato per metro lineare di lunghezza del chiodo, pertanto tale quantità è pari a 1 m);

Per la scelta di  $\tau_{ak}$  si è fatto riferimento al diagramma valido per argille e limi che correla la resistenza tangenziale all'interfaccia con la pressione limite  $p_l$ , valutata secondo la formulazione di Baguelin e Jezequel:

$$p_l = \frac{0.75 \sqrt{c_u}}{\sqrt{0.21}}$$

Considerando un valore di resistenza non drenata  $c_u$  pari a 150 kPa, in definitiva si può quindi considerare un valore di  $\tau_{ak} = 120$  kPa come mostrato nella figura a seguire:

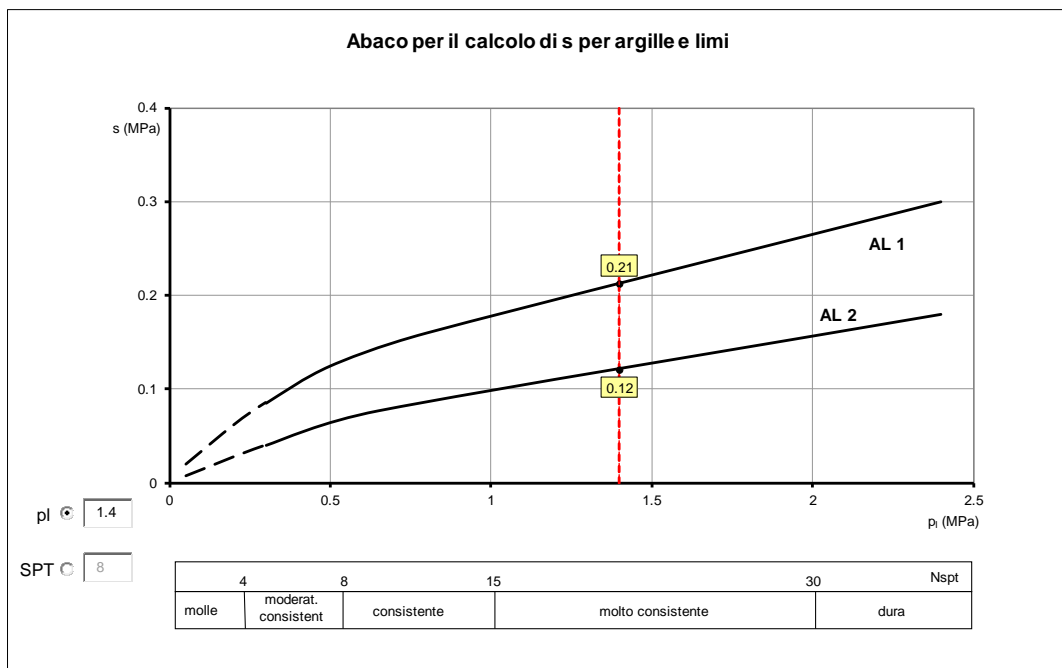


Figura 9: Diagramma per la valutazione di  $\tau_{sk}$ .

La resistenza allo sfilamento, per metro lineare di chiodo, è quindi pari a circa 41 kN/m.

La resistenza a trazione del chiodo è invece pari a 318 kN ed è valutata come segue:

$$N_{yd} = f_{yk} \cdot A_{chiodo}$$

Di seguito si riassumono le caratteristiche delle chiodature previste:

Tabella 7: Riepilogo caratteristiche delle chiodature impiegate.

Scavo	L (m)	maglia	Inclinaz.
1a banca	-	-	-
2a banca	6	3 m x 3 m	15-20°

### 6.1.3 Valutazione dell'azione sismica

Con riferimento alle analisi di stabilità globali in condizioni sismiche, la valutazione dei coefficienti pseudo-statici applicati nelle verifiche, sono stati valutati in conformità al § 7.11.4 delle *NTC2018*. In particolare, il coefficiente di riduzione sismica  $\beta$  è stato assunto pari a 0.38, con riferimento agli stati limite di salvaguardia della vita (*SLV*). In Tabella 8 si riporta una sintesi dei coefficienti pseudo-statici utilizzati, calcolati come descritto al § 3.2.

Tabella 8: Valutazione dei coefficienti pseudo-statici.

$a_{max}/g$	$\beta$	$k_h$	$k_v$
-------------	---------	-------	-------



$$\frac{0.223 \quad 0.38 \quad 0.085 \quad \pm 0.042}{\quad}$$

## 6.2 VERIFICHE

### 6.2.1 Verifiche di stabilità globale

In Tabella 9 sono riepilogati i coefficienti di sicurezza FS ottenuti dalle verifiche di stabilità eseguite; nelle figure Figura 10, Figura 11 e Figura 12 si riportano rispettivamente gli output delle analisi condotte in condizioni statiche e sismiche, queste ultime svolte con coefficiente pseudo-statico positivo  $k_v^+$  e negativo  $k_v^-$ . Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

Tabella 9: Riepilogo caratteristiche geometriche della sezione Sez. S1.

Condizione	FS (-)	$\gamma_R$ (-)	Verifica
Statica	1.237	1.1	OK
Sisma $k_v^+$	1.348	1.2	OK
Sisma $k_v^-$	1.385	1.2	OK

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

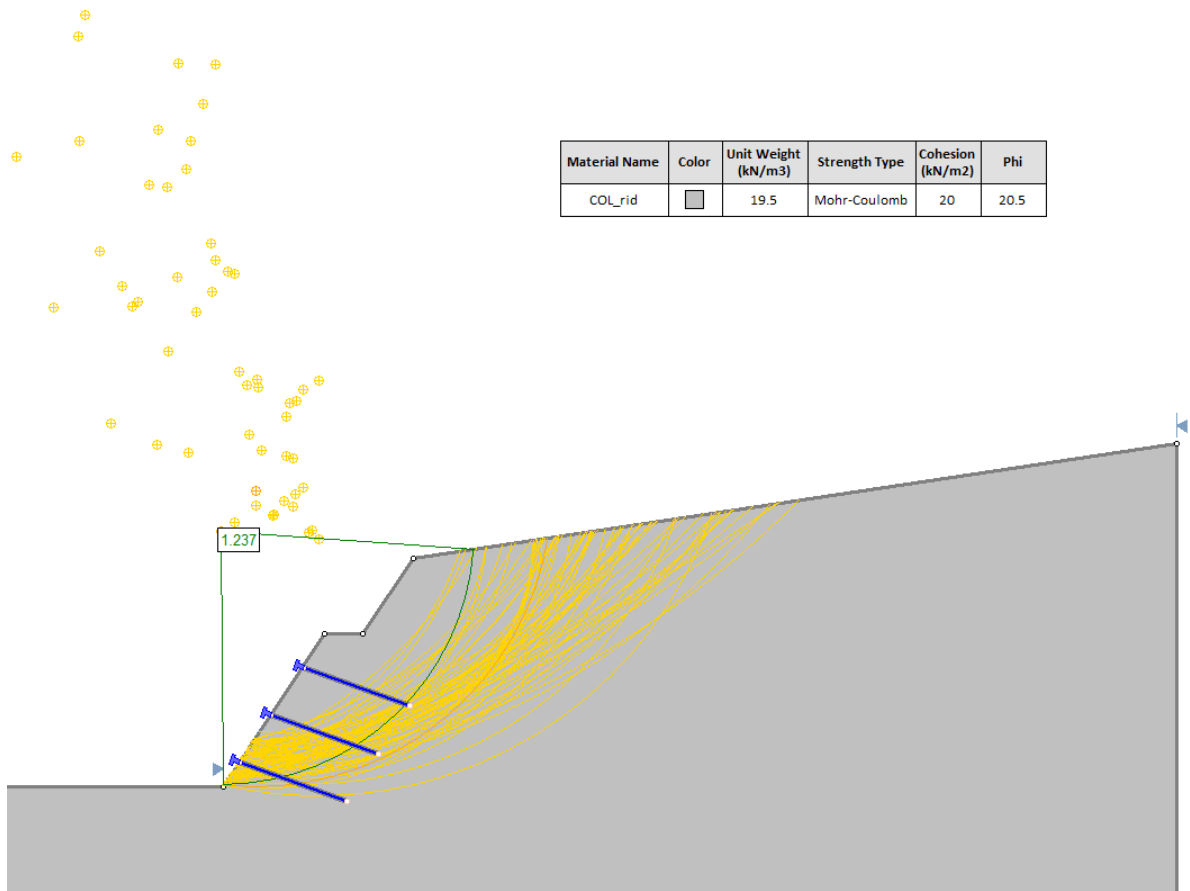


Figura 10: Verifica di stabilità globale a fondo scavo in condizioni statiche, Sez. S1.

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

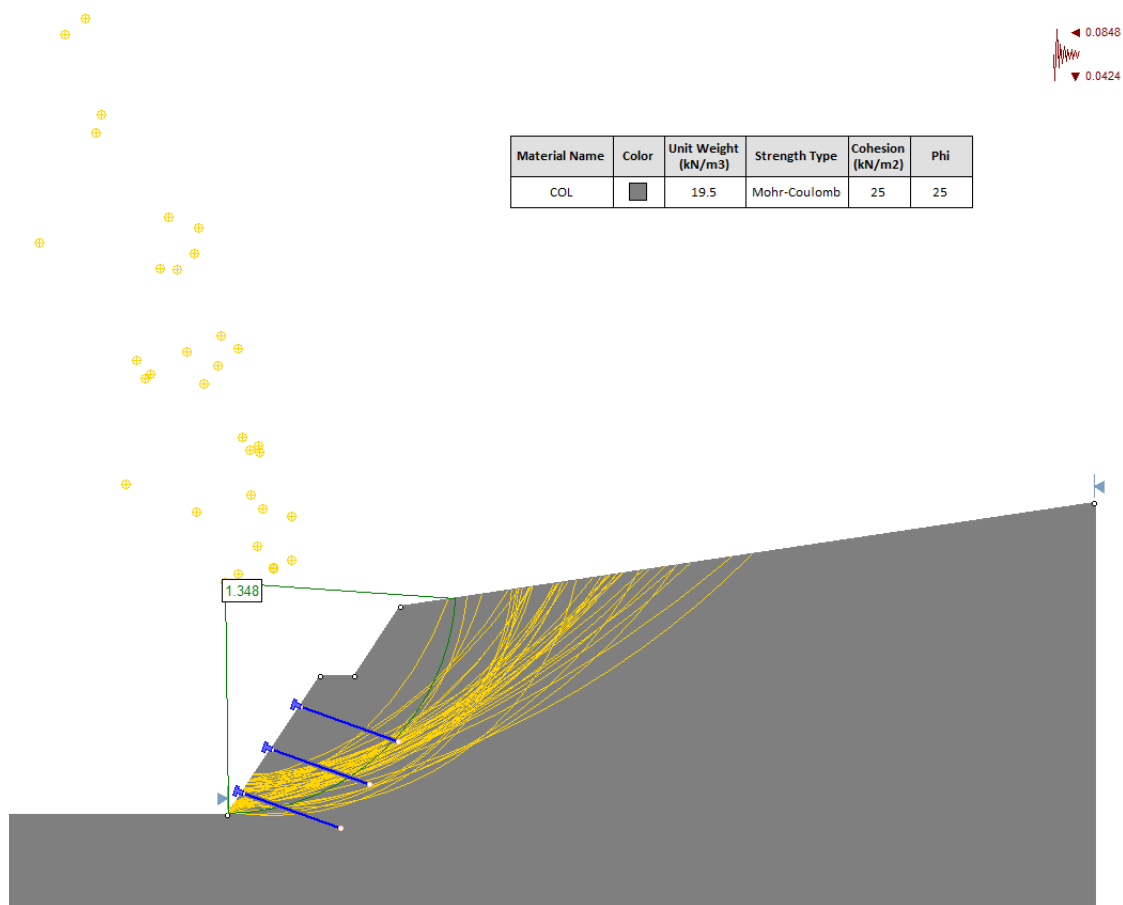


Figura 11: Verifica di stabilità globale a fondo scavo in condizioni sismiche ( $k_v^+$ ), Sez.S1.

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

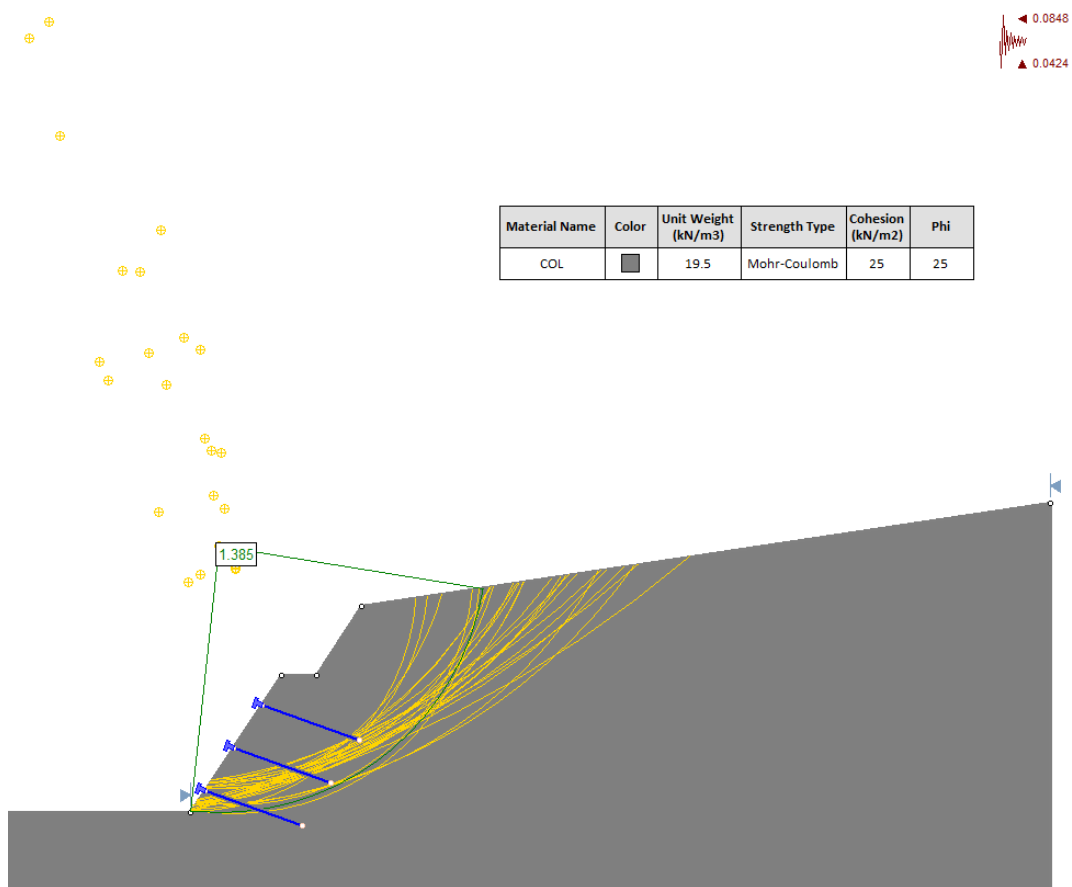


Figura 12: Verifica di stabilità globale a fondo scavo in condizioni sismiche ( $k_v$ ), Sez.S1.

## 7 MURI ANDATORI DI IMBOCCO

### 7.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

Le dimensioni del dominio di calcolo dell'analisi numerica sono state opportunamente calibrate tramite analisi di sensibilità della *mesh*; la larghezza del dominio di calcolo è stata fissata in modo tale che le variazioni del campo tensionale e deformativo nelle zone più periferiche fossero trascurabili. L'analisi numerica è stata svolta considerando una sezione rappresentativa degli interventi. In dettaglio, sebbene nella sezione di attacco con le gallerie artificiali il muro presenta un'altezza massima di 12 m, in virtù del collegamento strutturale in direzione longitudinale che si prevede di realizzare tra muro e galleria, si è ritenuto di trascurare la sezione a massima copertura e studiare una sezione qualche metro più avanti con altezza pari a 10 m.

In Figura 13 si riporta il dominio di calcolo adottato per la simulazione svolta.

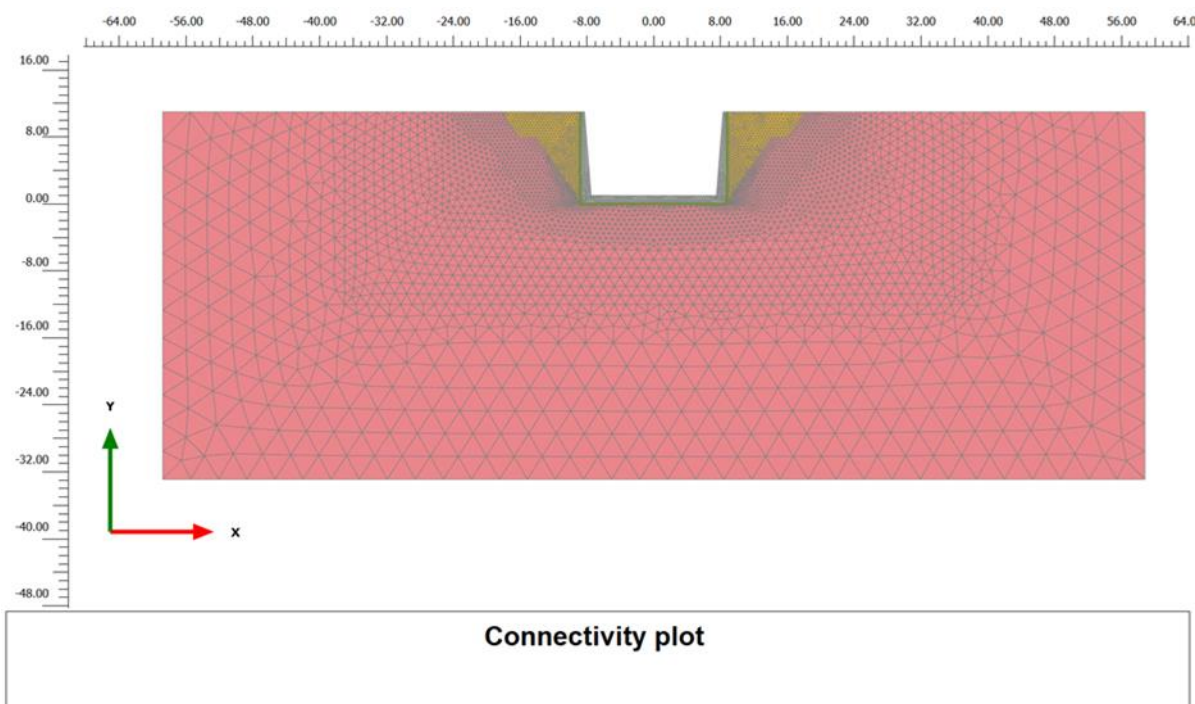


Figura 13: *Mesh* di calcolo.

L'analisi è stata condotta schematizzando il terreno come un mezzo elasto-plastico perfetto e adottando il criterio di rottura di *Mohr Coulomb*. Agli elementi di continuo di terreno sono stati assegnati i parametri geotecnici dell'unità B11 indicati in Tabella 1.

Il muro è stato modellato con elementi di continuo ai quali è stato assegnato un legame costitutivo elastico-lineare; il peso dell'unità di volume  $\gamma$  è stato assunto pari a 25 kN/m<sup>3</sup>, il valore del modulo di rigidezza assegnato è pari a 33.4 GPa e il coefficiente di *Poisson*  $\nu$  è stato assunto pari a 0.2.

All'estradosso dei *cluster* di continuo con cui sono stati simulati gli interventi, a contatto con il terreno, sono stati applicati elementi denominati *interface*, la cui funzione è quella di simulare il comportamento dell'interfaccia struttura/terreno; in particolare la superficie di contatto è modellata mediante un opportuno valore del fattore di riduzione ( $R_{inter}$ ) pari a 2/3 delle caratteristiche di resistenza e rigidezza del terreno al contatto con l'elemento strutturale.

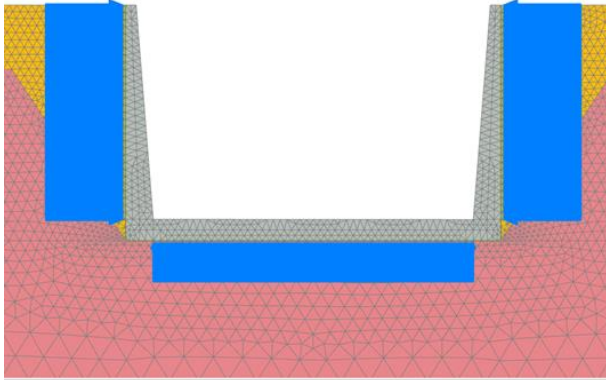
### 7.1.1 Fasi di calcolo

Le fasi di calcolo adottate per l'analisi sono:

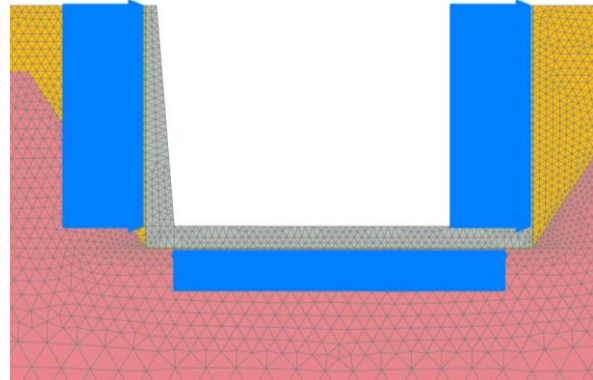
- TIME 0: Inizializzazione dello stato di sforzo litostatico;
- TIME 1: Sbancamento per raggiungimento quota di fondazione dei muri;
- TIME 2: Realizzazione dei muti d'imbocco;
- TIME 3: Ritombamento delle zone sbancate con materiale di rinterro.<sup>1</sup>
- TIME 4÷7: Applicazione del carico sismico pseudostatico, nelle combinazioni di seguito riportate (Figura 14÷Figura 17).

---

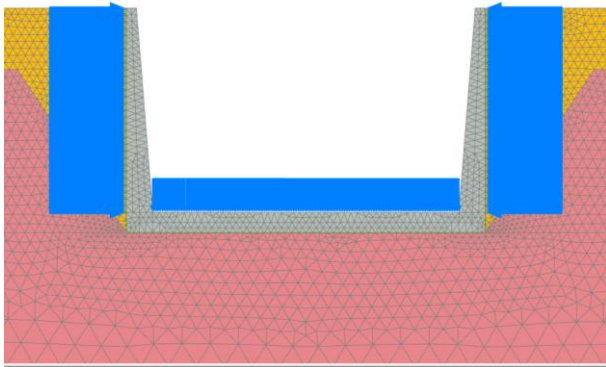
<sup>1</sup> Per ciò che attiene i parametri di fisico-meccanico assegnati al materiale di rinterro si sono adottati valori tipici di terreni di riporto antropico, ed in particolare, un valore del peso di unità di volume  $\gamma$  pari a 18 kN/m<sup>3</sup>, un valore di coesione  $c'$  nulla, un valore dell'angolo di attrito  $\phi'$  pari a 35° e un valore del modulo di Young  $E$  pari a 15 MPa.



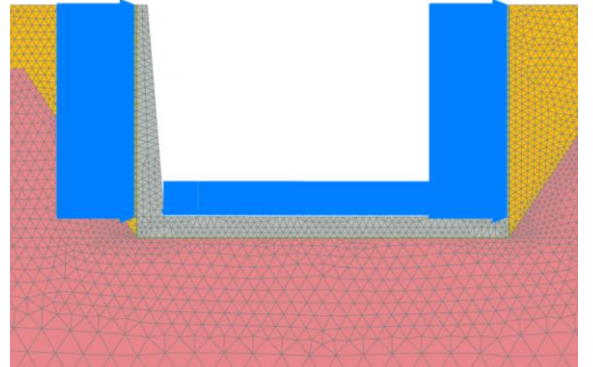
**Figura 14: Sisma orizzontale verso l'interno,  
sisma verticale verso l'alto**



**Figura 15: Sisma orizzontale verso destra,  
sisma verticale verso l'alto**



**Figura 16: Sisma orizzontale verso l'interno,  
sisma verticale verso il basso**



**Figura 17: Sisma orizzontale verso destra,  
sisma verticale verso il basso**

### 7.1.2 Definizione dell'azione sismica

Per il calcolo dell'incremento di spinta sismico  $\Delta SE$ , si è fatto riferimento alla teoria di *Mononobe-Okabe*, che valuta il coefficiente di spinta attiva (statico + dinamico)  $k_{att\_sys}$  mediante le formulazioni riportate in Fig. 7.1.

Spinta:  $E_d = \frac{1}{2} \gamma^2 (1 \pm k_v) K \cdot H^2 + E_{ws} + E_{wd}$

Coefficiente di spinta attiva (statico+dinamico):

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

per  $\beta \leq \phi'_d - \theta$

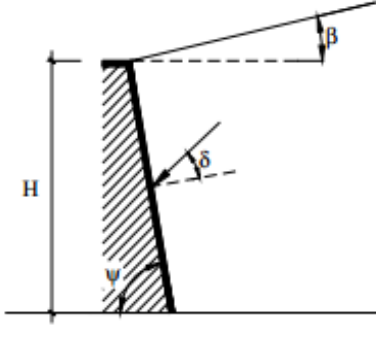


Fig. 7.1: Teoria di *Mononobe-Okabe*.

In particolare, a partire dal valore dell'accelerazione massima attesa  $a_{gmax}$ , è stato valutato il coefficiente pseudostatico  $k_h$  pari a 0.188 tenendo conto dei coefficienti:

- $\beta$  pari a 0.61 ricavato dal diagramma riportato in figura 7.11.3 delle *NTC2018* in funzione del massimo spostamento  $u_s$  che l'opera può subire senza riduzioni di resistenza, assunto pari a  $0.005H = 0.05$  m;
- il coefficiente di deformabilità  $\alpha$  pari a 1, ricavato a partire dall'altezza complessiva  $H$  del muro ed in funzione della categoria di sottosuolo mediante il diagramma riportato in figura 7.11.2 delle *NTC2018*.

A partire dal valore di  $k_h$  sono stati valutati:

- il  $k_v$  pari a  $\pm 0.5 k_h = \pm 0.094$
- il  $k_{att\_sys}$  pari a 0.386 (ovvero 0.357 per  $k_v$  diretto verso l'alto), che ha permesso di calcolare il valore della spinta attiva totale (statica +sismica)  $S_{sys+stat}$  pari a 376 kN (ovvero 348 kN);

Successivamente, a partire dal valore del coefficiente di spinta attiva statico  $k_{att\_statico}$  pari a 0.246 è stato valutato il valore della spinta attiva avente il solo contributo statico  $S_{stat}$  pari a 240 kN.

L'incremento di spinta che tien conto del solo contributo sismico  $\Delta S_{sys}$  è stato valutato mediante differenza tra i due contributi  $S_{sys+stat}$  e  $S_{stat}$  ed è pari a 136.2 kN (ovvero 108.1 kN).

La pressione uniforme  $p$  pseudostatica applicata sull'altezza libera del muro, indotta dalla spinta del terreno, è stata così valutata  $p_{sys} = \Delta S_{sys} / h_L = 13.6$  kN/m (ovvero 10.8 kN/m).



A tali contributi del carico pseudostatico indotto dalla spinta delle terre sono stati sommati i contributi inerziali della struttura ed in particolare, pari a 7 kN/m in direzione orizzontale e 9 kN/m in direzione verticale. Per quest'ultimo contributo è stato considerato l'intero peso del muro distribuito su una lunghezza pari alla luce interna tra i paramenti verticali.

## 7.2 RISULTATI DELLE ANALISI NUMERICHE

In questo capitolo saranno illustrati i risultati delle analisi numeriche espressi in termini di sollecitazioni agenti sui paramenti verticali del muro e sulla soletta di fondazione.

Le sollecitazioni sono state ottenute mediante una funzione implementata nel codice di calcolo che consente l'integrazione automatica delle tensioni normali negli elementi di continuo, lungo l'asse baricentrico all'elemento stesso; tale applicazione, dunque, restituisce gli andamenti delle sollecitazioni tenendo conto delle variazioni sezionali della struttura nel piano.

Da Figura 18 a Figura 20 si riportano le distribuzioni degli sforzi assiali, del taglio e del momento flettente nelle condizioni statiche di esercizio, e da Figura 21 a Figura 32 le distribuzioni di sollecitazioni nelle fasi di applicazione del sovraccarico sismico pseudostatico.

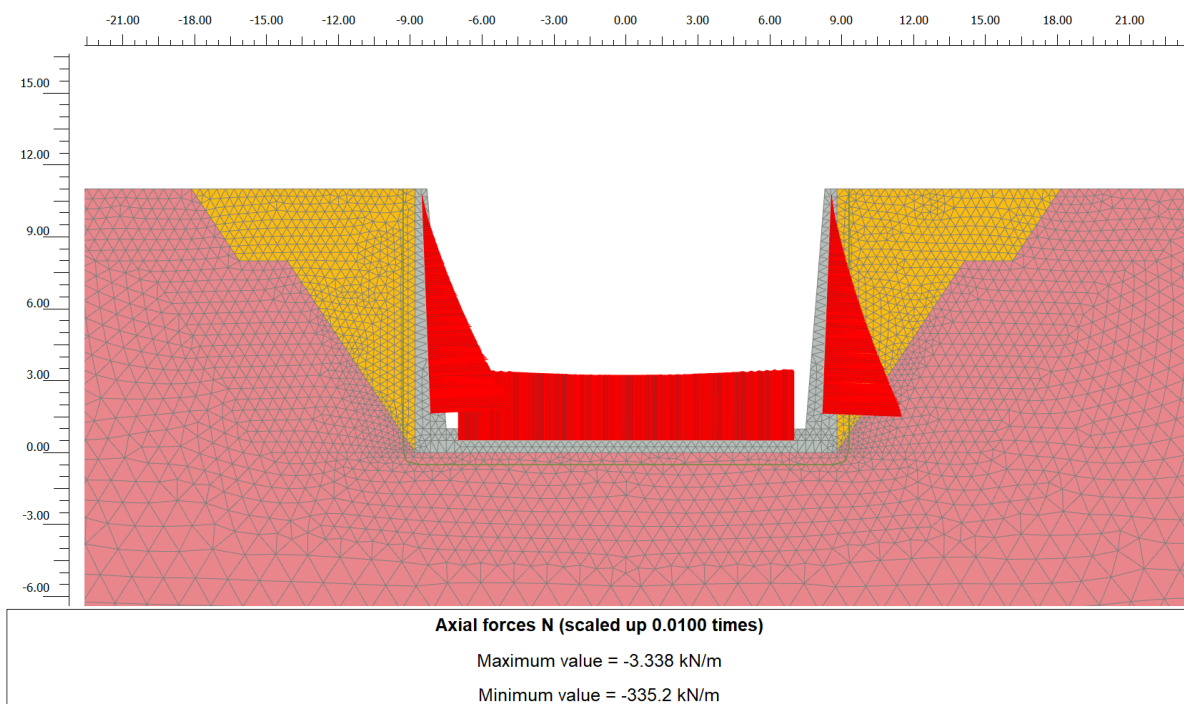


Figura 18: Distribuzione dello sforzo assiale - TIME 3.

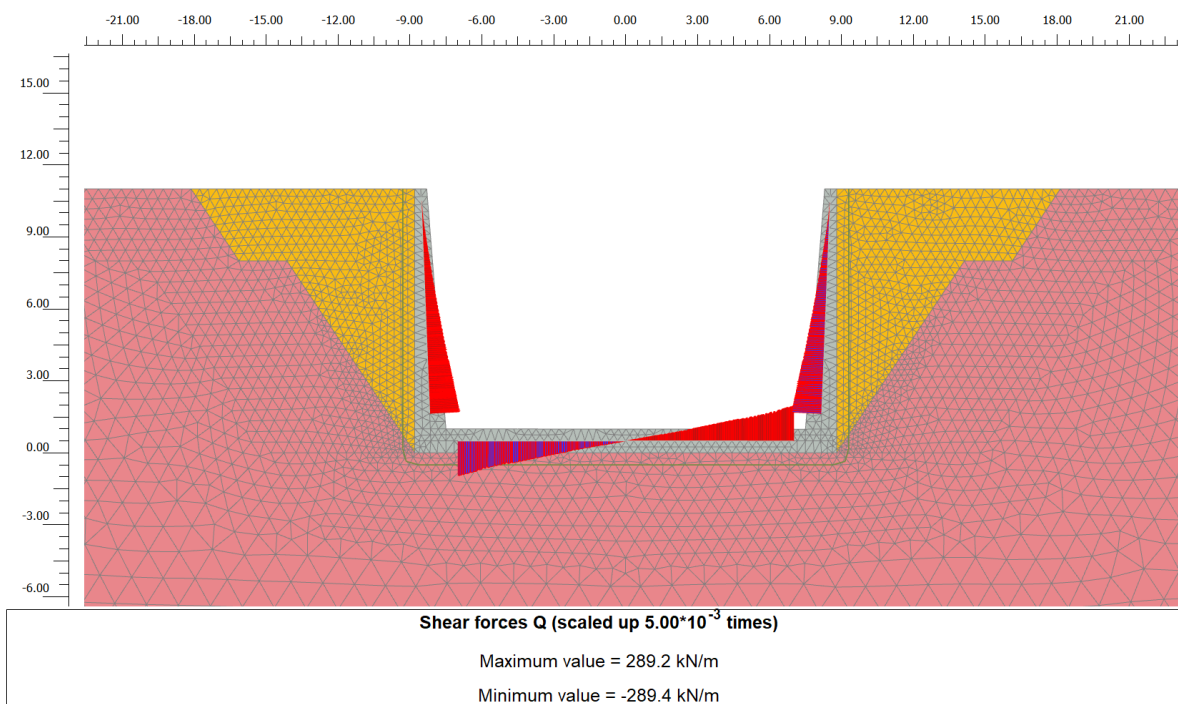


Figura 19: Distribuzione dell'azione di taglio - TIME 3.

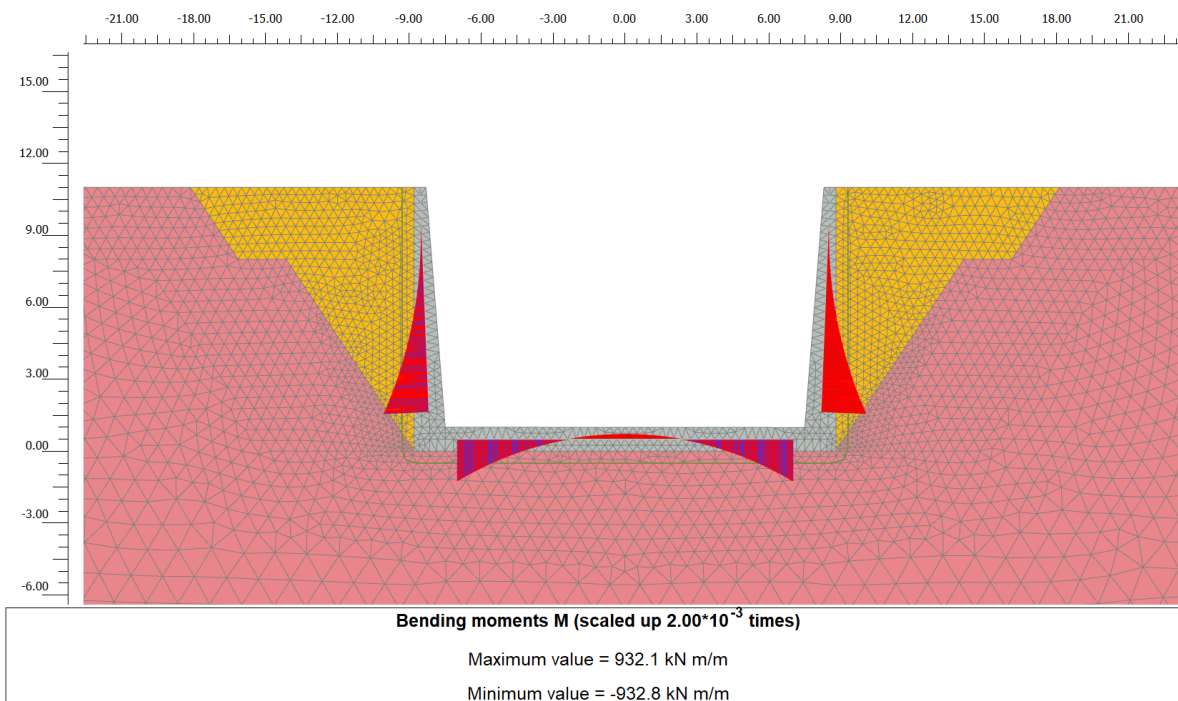


Figura 20: Distribuzione del momento flettente - TIME 3.

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

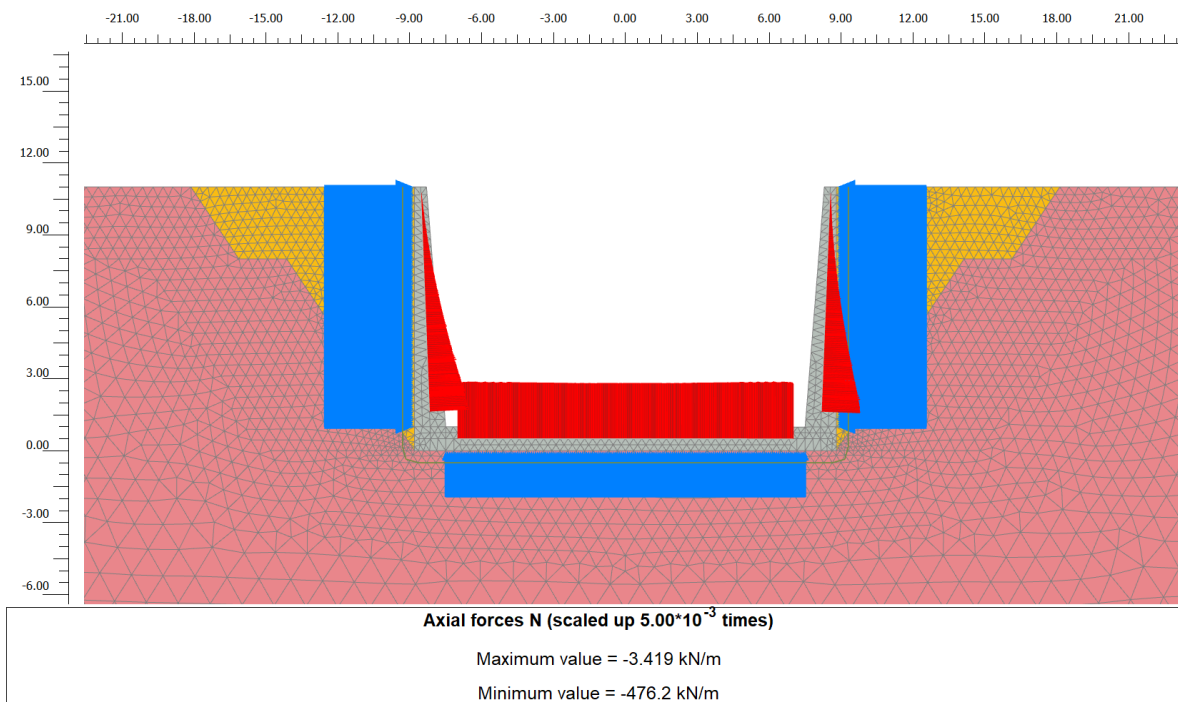


Figura 21: Distribuzione dello sforzo assiale - TIME 4.

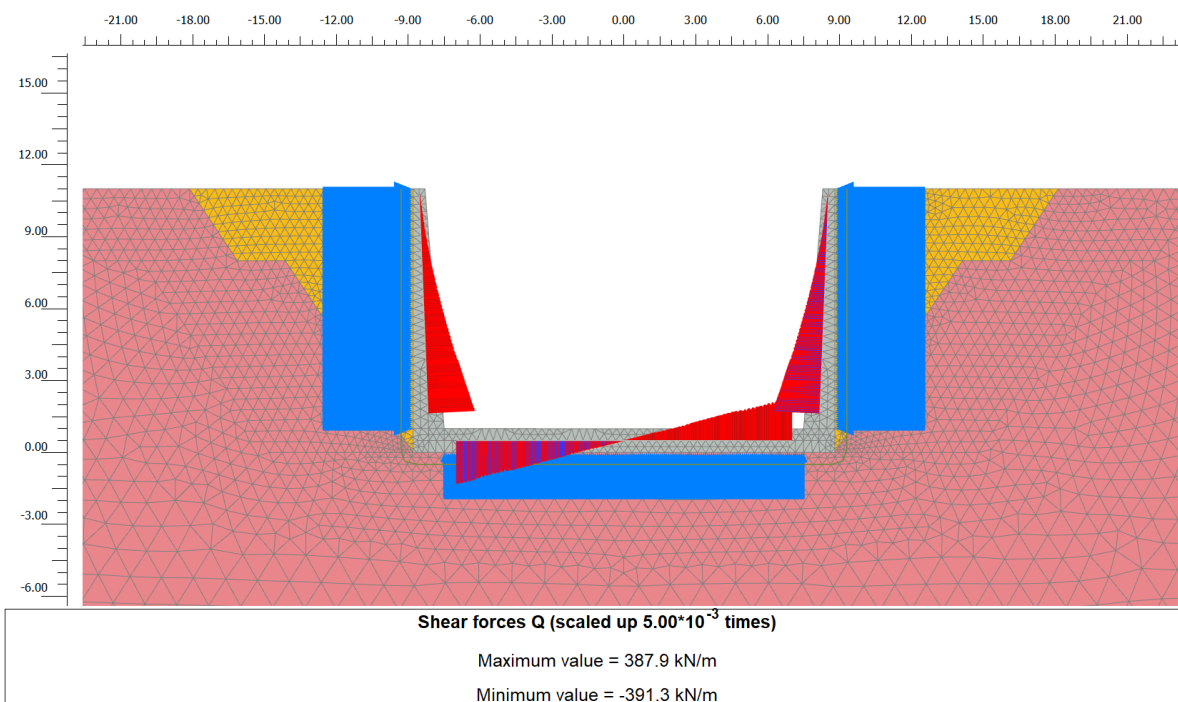


Figura 22: Distribuzione dell'azione di taglio - TIME 4.

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

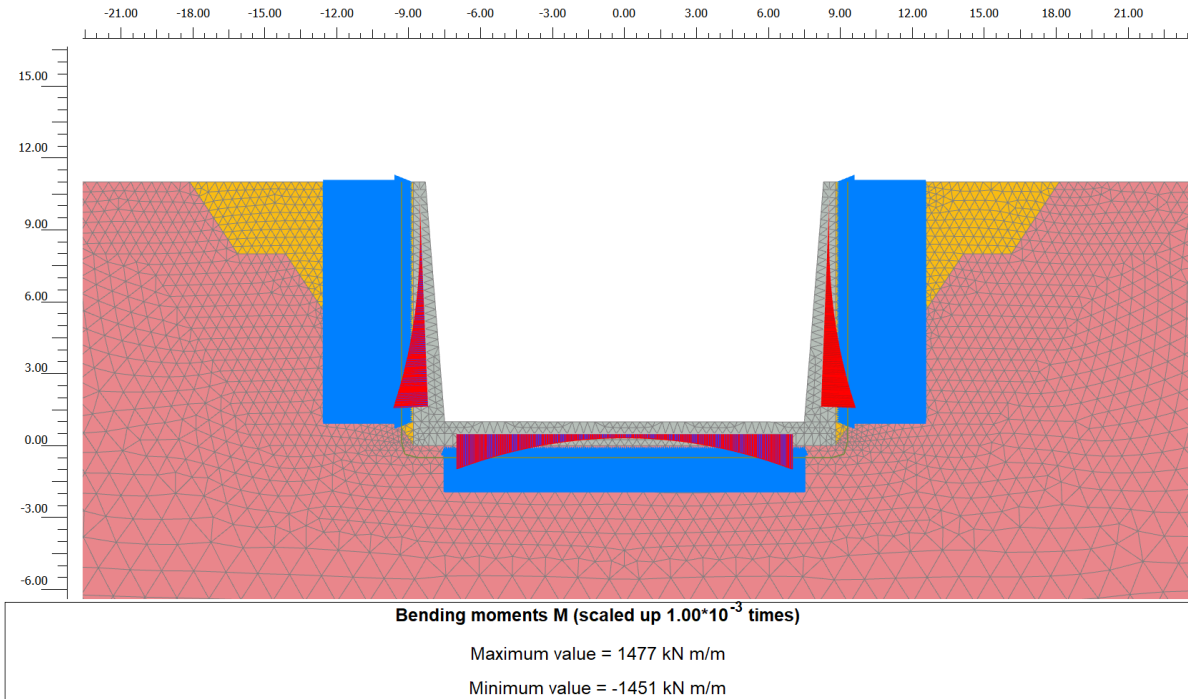


Figura 23: Distribuzione del momento flettente - TIME 4.

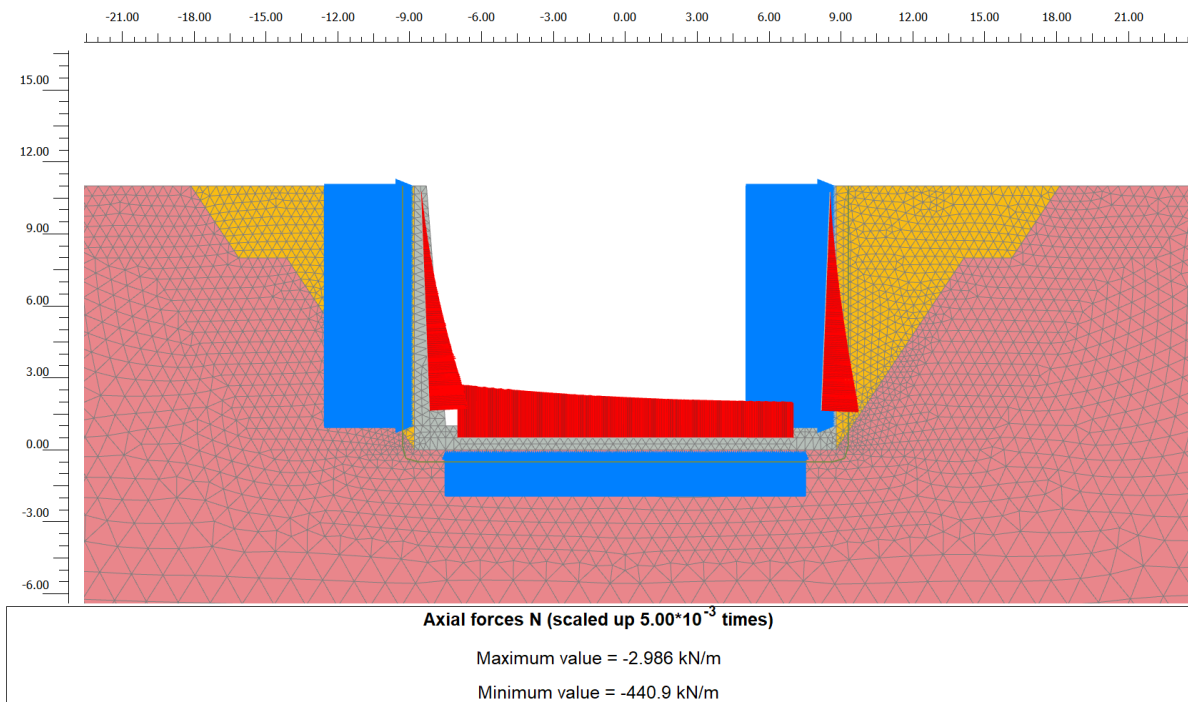


Figura 24: Distribuzione dello sforzo assiale - TIME 5.

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

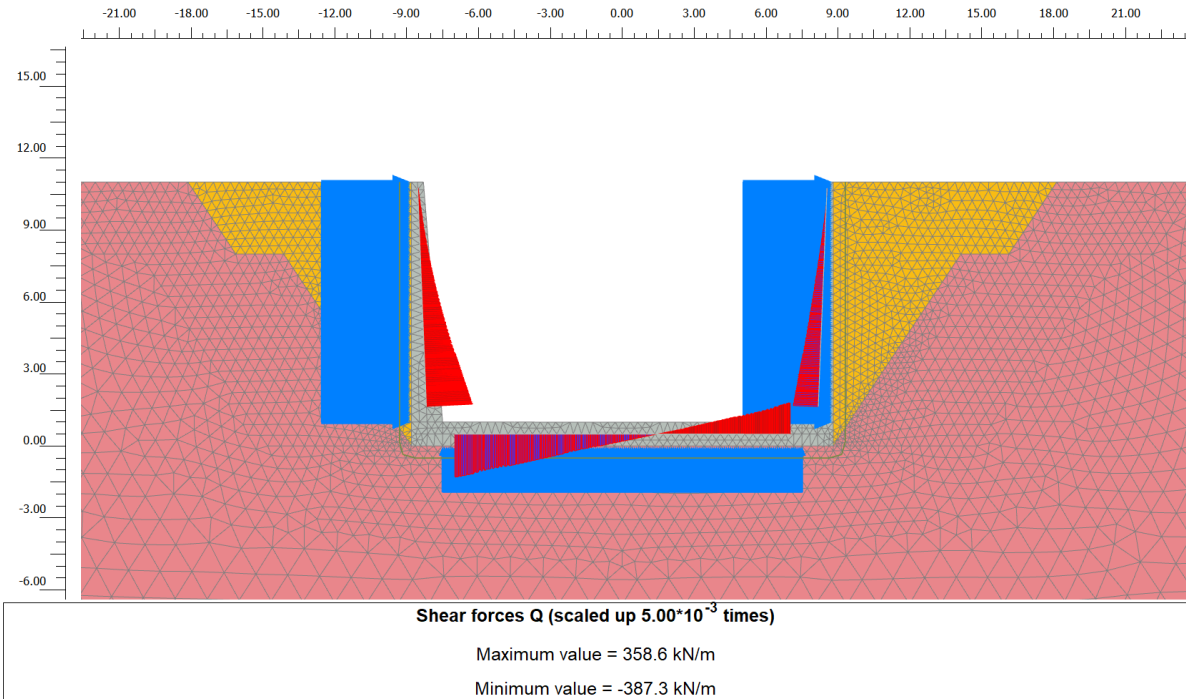


Figura 25: Distribuzione dell'azione di taglio - TIME 5.

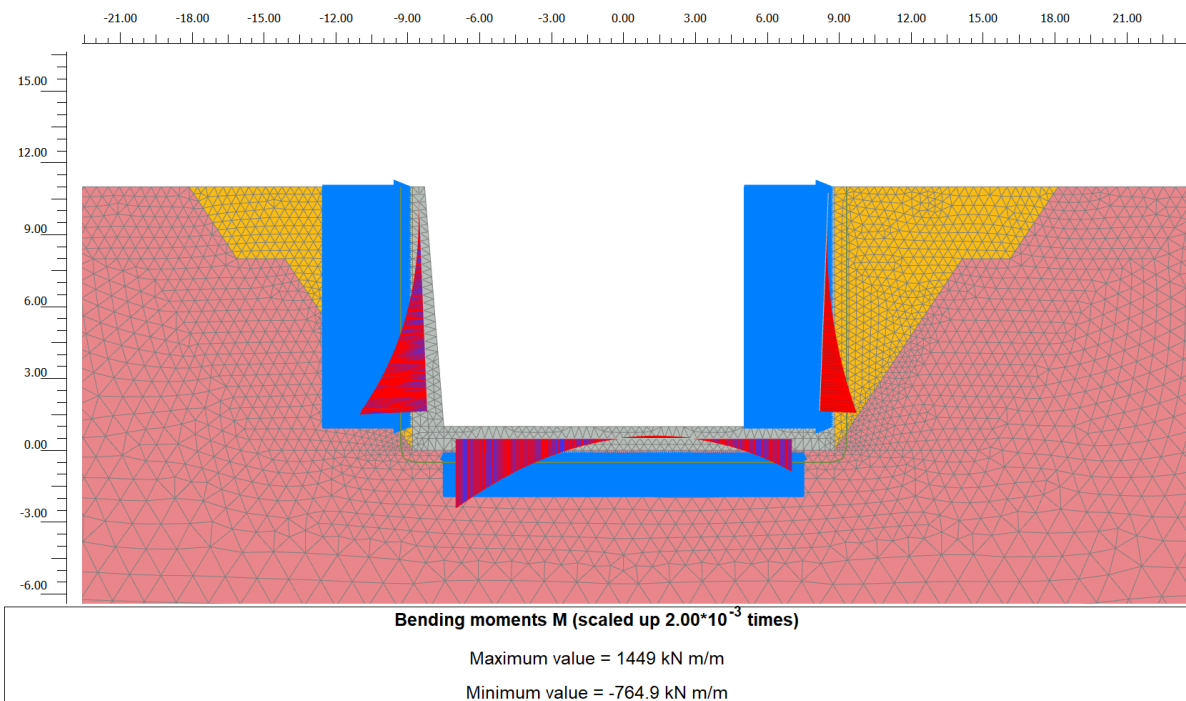


Figura 26: Distribuzione del momento flettente - TIME 5.

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

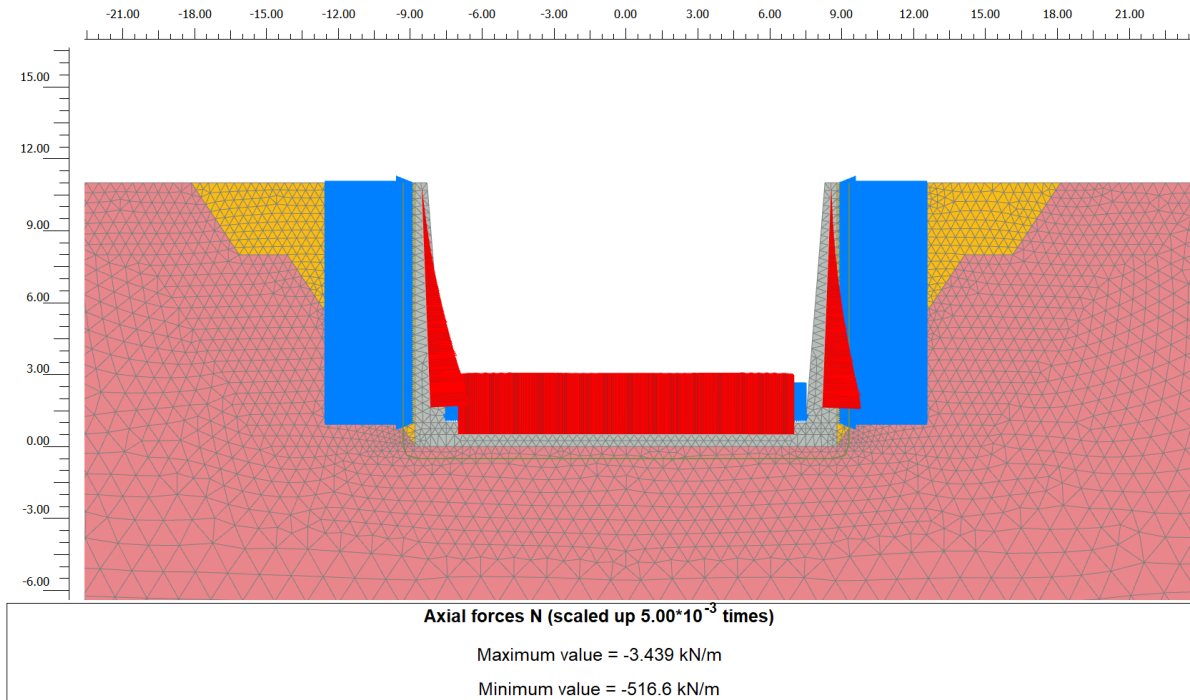


Figura 27: Distribuzione dello sforzo assiale - TIME 6.

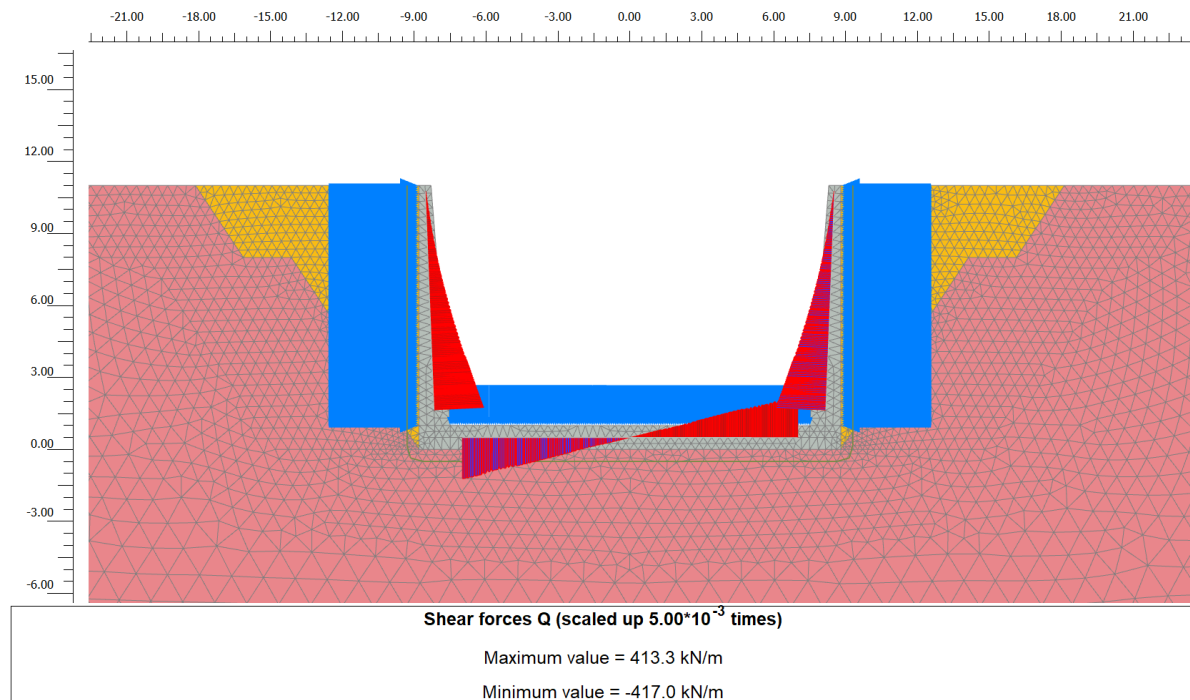


Figura 28: Distribuzione dell'azione di taglio - TIME 6.

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

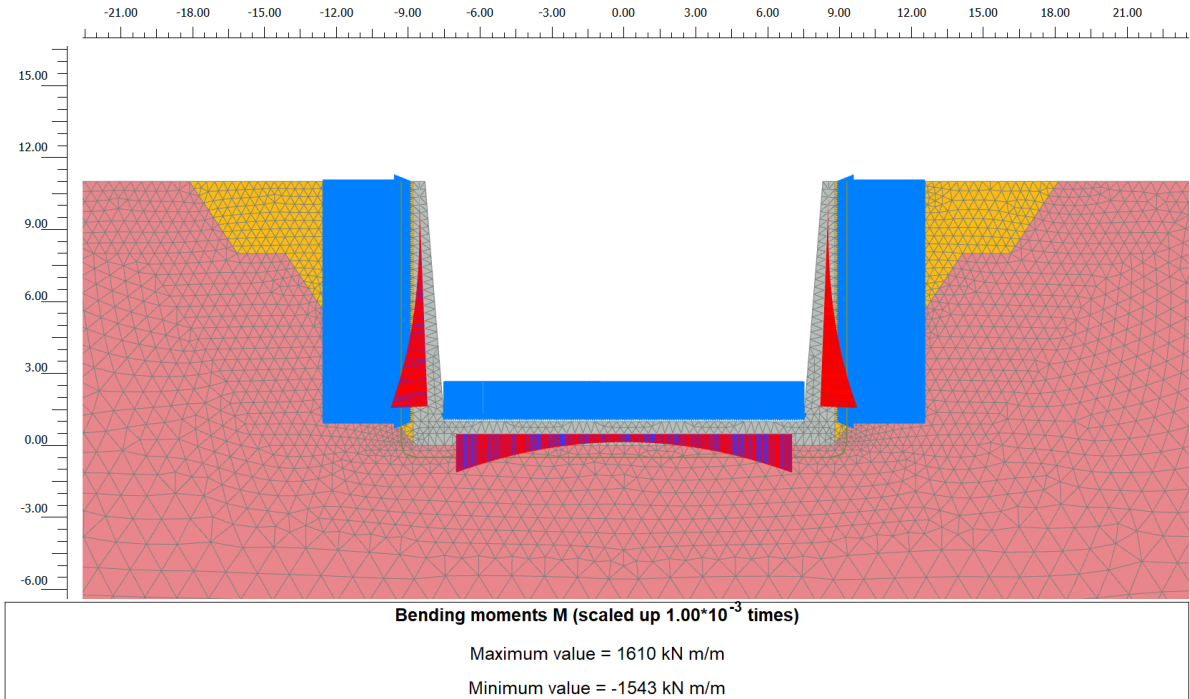


Figura 29: Distribuzione del momento flettente - TIME 6.

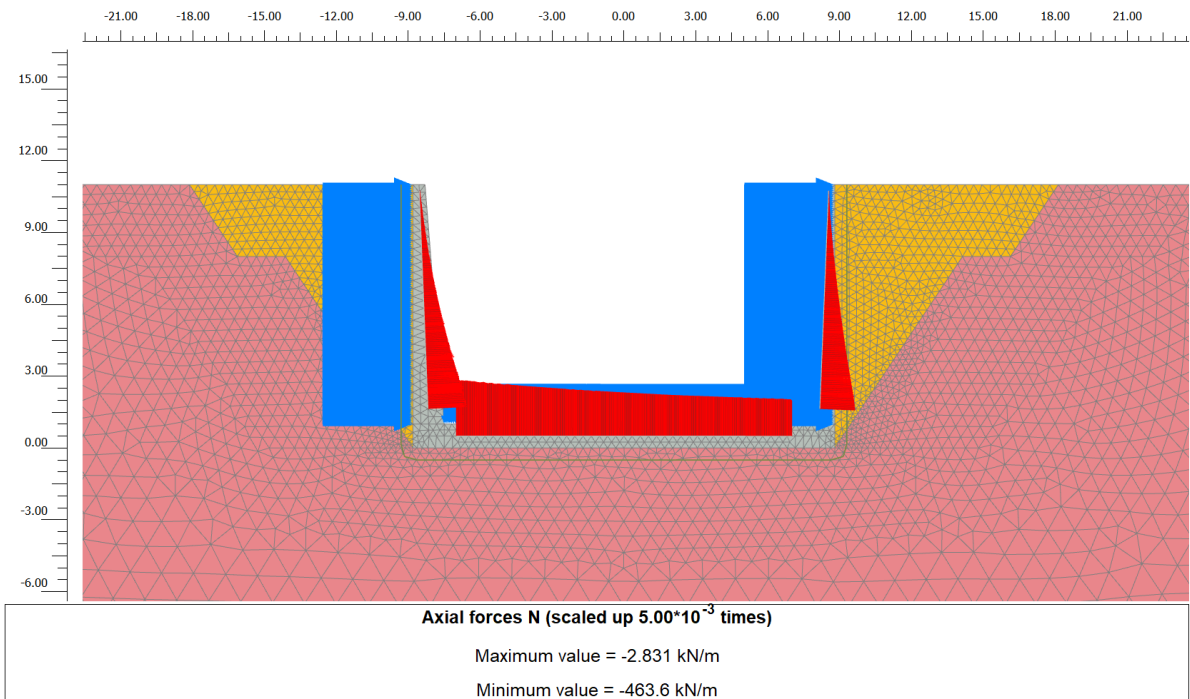


Figura 30: Distribuzione dello sforzo assiale - TIME 7.

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

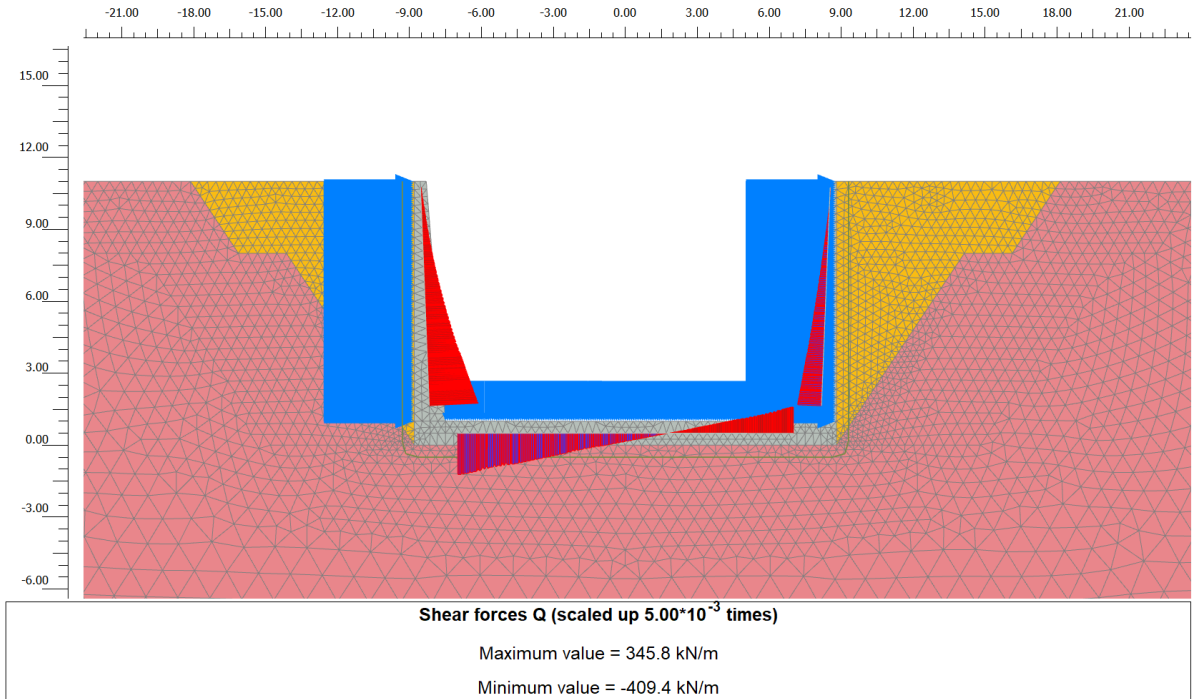


Figura 31: Distribuzione dell'azione di taglio - TIME 7.

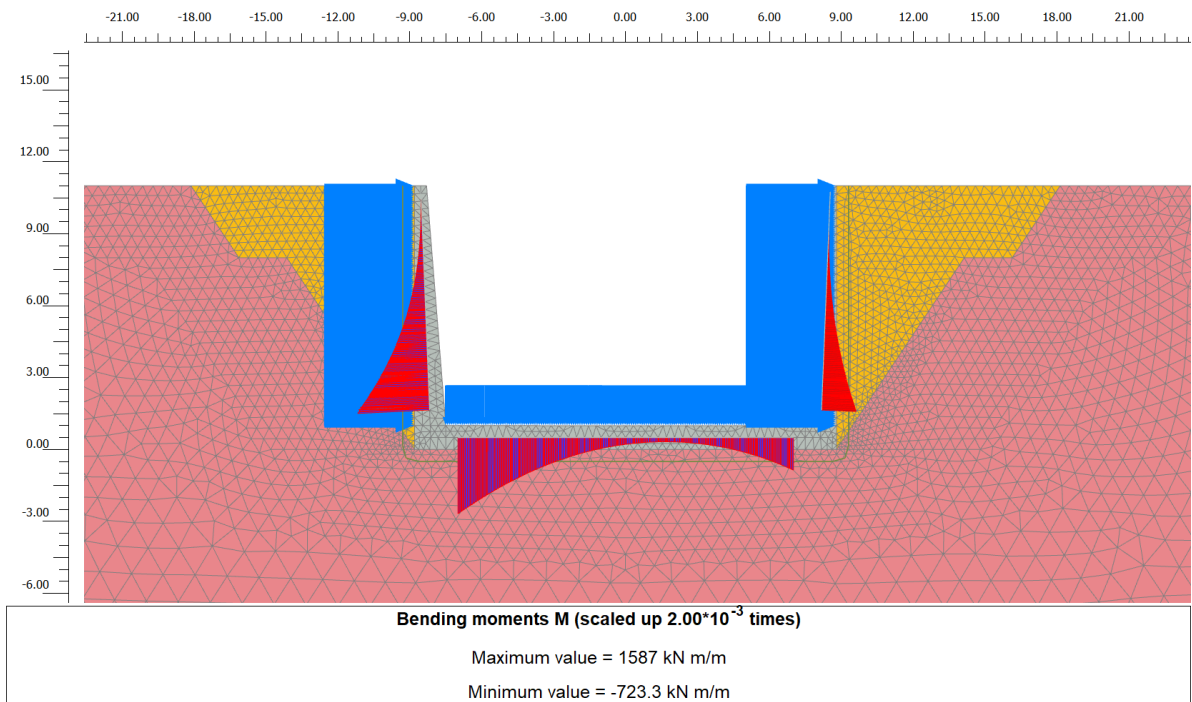


Figura 32: Distribuzione del momento flettente - TIME 7.



## 7.3 VERIFICHE STRUTTURALI

### 7.3.1 Descrizione degli elementi strutturali e indicazione delle sezioni di verifica

Il muro presenta una sezione ad U con spessore del paramento verticale pari a 1.3 m in corrispondenza della fondazione e progressivamente variabile fino a raggiungere spessore di 0.5 m in sommità. La fondazione, invece, presenta un'altezza della sezione pari a 1 m. I paramenti verticali presentano un'armatura a flessione costituita da 5Ø26 su ambo i lembi. Sul lembo teso, estradossale rispetto alla sezione del muro, si prevede un rinforzo per 5 m a partire dal nodo di fondazione costituito da ulteriori 5Ø26.

La soletta di fondazione presenta un'armatura a flessione costituita da 5Ø30 su ambo i lembi. Sui lembi tesi, estradossali rispetto alla sezione del muro, si prevede un rinforzo per 5 m (da sinistra e da destra) costituito da ulteriori 5Ø30.

L'armatura a taglio è costituita da staffe Ø12 passo 20 a 2 braccia.

In Figura 33 si riporta uno schema della sezione trasversale del muro con indicazione delle sezioni oggetto di verifica strutturale.

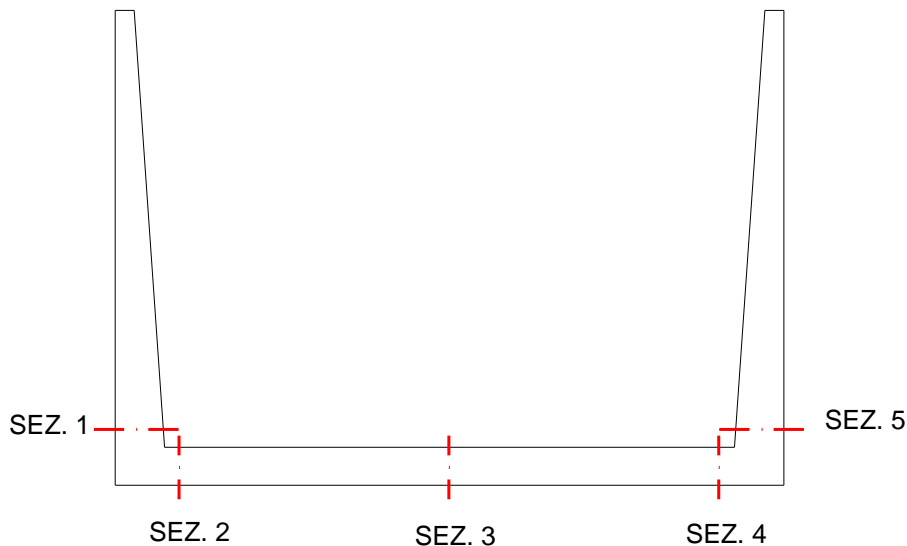


Figura 33: Schema sezione trasversale del muro e sezioni di verifica.

## 7.3.2 Verifiche SLU

### 7.3.2.1 Verifiche a pressoflessione

Le verifiche allo *SLU* per presso-flessione sono state eseguite secondo le disposizioni riportate nel § 5.2.1 per ciascuna fase di calcolo di interesse. In Tabella 10 si riporta una sintesi dei valori massimi delle sollecitazioni in condizioni di stato limite di esercizio (SLE) e in condizioni di stato limite ultimo statico e sismico (SLU, SLV) per le sezioni oggetto di studio.

**Tabella 10: Sintesi delle sollecitazioni massime e minime.**

Sez.	SLE			SLU			SLV		
	N (kN)	Q (kN)	M (kNm)	N (kN)	Q (kN)	M (kNm)	N (kN)	Q (kN)	M (kNm)
1	335.2	-252.8	932.1	335.2	-328.6	1211.7	326.6	-417.0	1540.1
2	290.6	288.8	866.7	290.6	375.4	1126.7	342.8	-356.4	1582.1
3	273.3	0.4	-102.1	273.3	0.6	-132.7	280.0	67.2	345.1
4	288.4	-288.2	868.5	288.4	-374.7	1129.1	497.5	356.7	1605.7
5	332.2	247.6	-932.8	332.2	321.9	1212.6	322.0	413.3	1542.7

In Tabella 12 si riporta per ogni sezione verificata l'altezza della stessa, le armature considerate e il copriferro di calcolo; quest'ultimo è stato assunto pari a 50 mm (copriferro netto) +  $\emptyset$  staffa +  $\emptyset/2$  barra.

**Tabella 11: Sintesi armature.**

Sez.	Altezza (cm)	Armature			
		estradosso	Cestr. (cm)	intradosso	Cintr (cm)
1	130	5+5 $\emptyset$ 26	7.5	5 $\emptyset$ 26	7.5
2	100	5+5 $\emptyset$ 30	7.7	5 $\emptyset$ 30	7.7
3	100	5 $\emptyset$ 30	7.7	5 $\emptyset$ 30	7.7
4	100	5+5 $\emptyset$ 30	7.7	5 $\emptyset$ 30	7.7
5	130	5+5 $\emptyset$ 26	7.5	5 $\emptyset$ 26	7.5

Da Figura 34 a Figura 36 sono riportate le verifiche a presso-flessione.

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

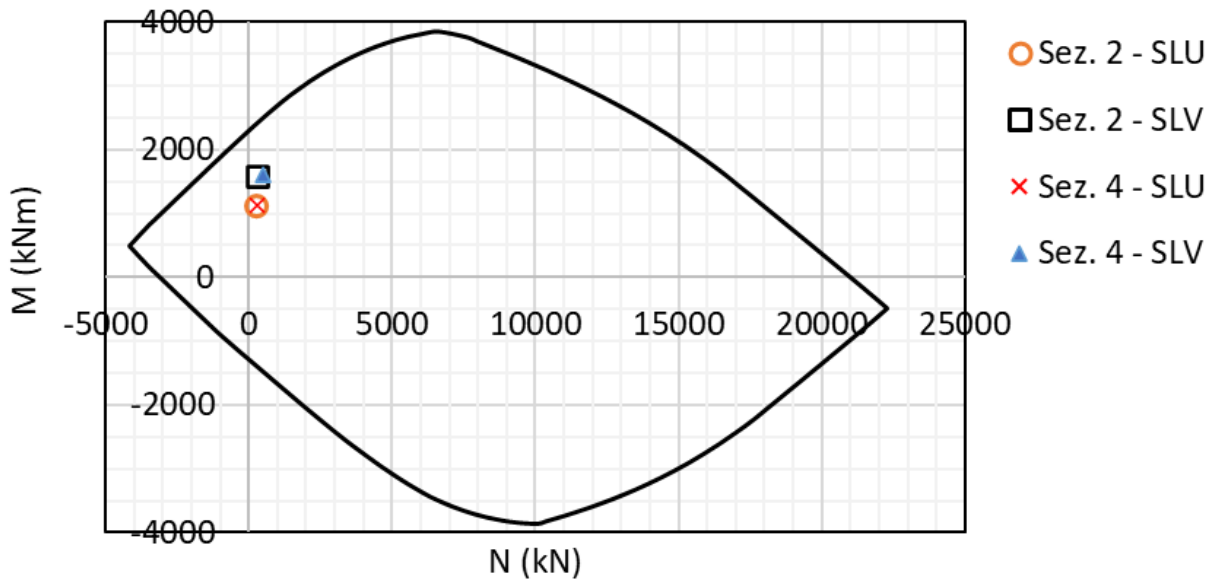


Figura 34: Verifica a presso-flessione - Sez. 2 e 4.

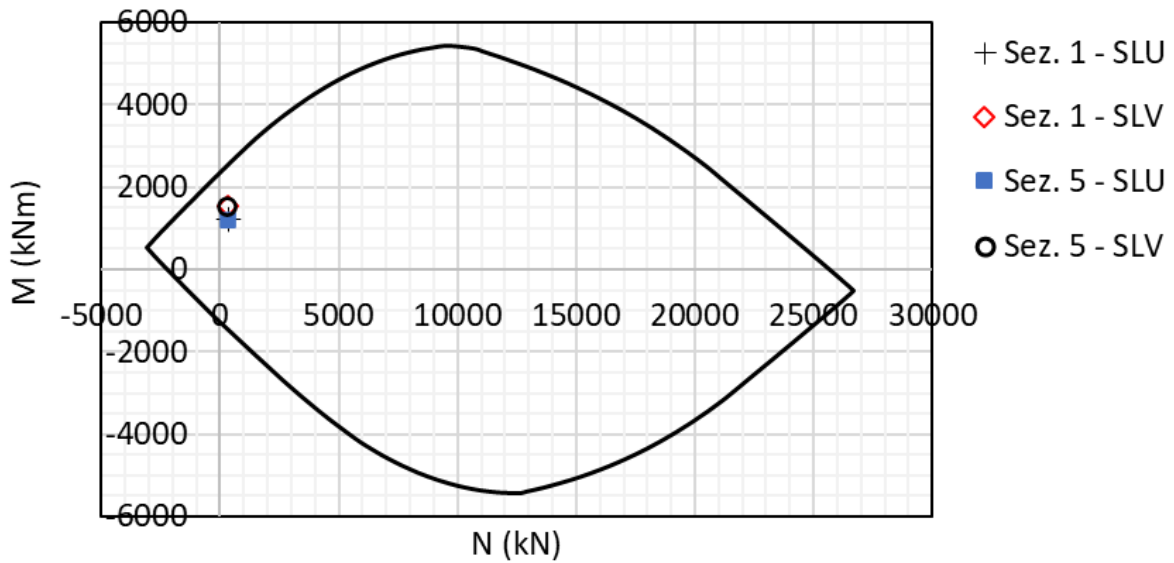


Figura 35: Verifica a presso-flessione - Sez. 1 e 5.

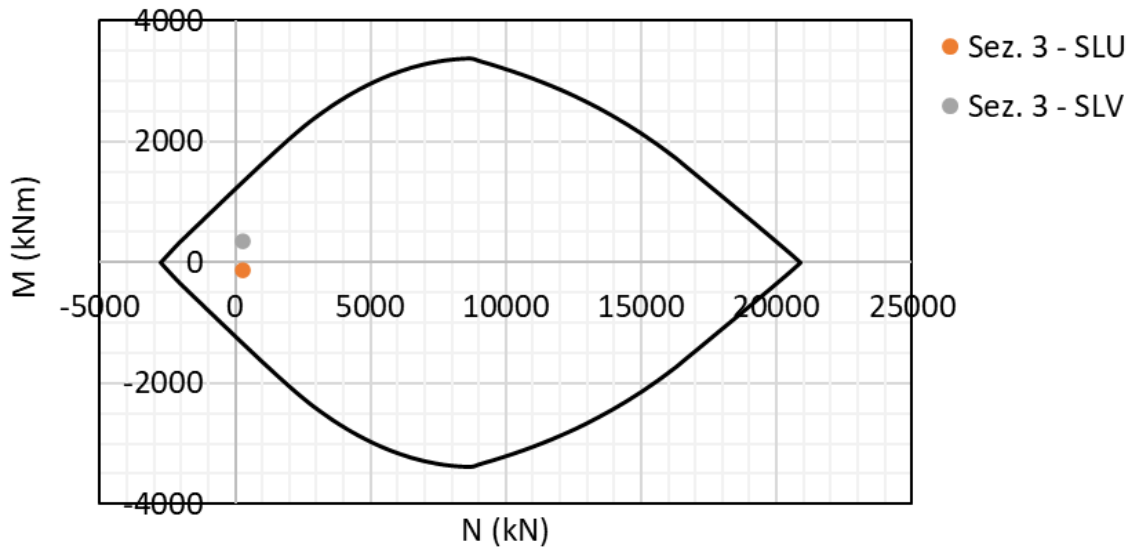


Figura 36: Verifica a presso-flessione - Sez. 3.

Le verifiche risultano soddisfatte.

### 7.3.2.2 Verifiche a taglio

Nel seguito si riportano le verifiche allo *SLU* per taglio, le quali sono state effettuate con riferimento alla sezione più sollecitata (tra quelle al di fuori delle zone nodali).

In particolare, si riporta la verifica della sezione 1 in condizione *SLV*.

#### Cls

Rck=	40	MPa	
fck=	32	MPa	
$\gamma_c$ =	1.50		coefficiente parziale del materiale per gli stati limite ultimi (permanenti 1.5)
fcm=	40	MPa	
$\alpha_{cc}$ =	0.85		coefficiente che tiene conto degli effetti a lungo termine, var 0.8-1
<b>fcd=</b>	<b>18</b>	MPa	
fctm=	3.02	MPa	
fctk <sub>0.05</sub> =	2.12	MPa	
fctk <sub>0.95</sub> =	3.93	MPa	
$\alpha_{ct}$ =	1.00		coefficiente che tiene conto degli effetti a lungo termine, var 0.8-1
<b>fctd=</b>	<b>1.41</b>	MPa	

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Acciaio c.a.

$f_{yk} = 450$  MPa  
 $\gamma_s = 1.15$   
 $f_{yd} = 391$  MPa

Azioni di taglio

		$\gamma$	
Gk	0	x1.30=	<b>0 kN</b>
Pk	0	x1.00=	<b>0 kN</b>
Qk	0	x1.00=	<b>0 kN</b>
Aed	417	x1.00=	<b>417 kN</b>
			<b><math>V_{Ed} = 417</math> kN</b>

$N_{sd} = 0$  KN sforzo normale

$b_w = 1.000$  m larghezza (6.16)  
 $h = 1.300$  m altezza totale  
 $c = 0.080$  m copriferro  
 $d = 1.220$  m altezza utile  
 $A_c = 1.30$  mq area

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Resistenza delle staffe:

$\phi_w =$	12.0	mm	diametro staffa	
$n =$	2.00		numero braccia	
$A_{sw} =$	2.26	cmq		
$z =$	1.10	m	$= 0.9 \cdot d$	
$\sin \alpha =$	1		$\alpha$ angolo tra le staffe e l'asse della trave ( $\alpha = 90^\circ$ per staffe verticali)	
$\rho_w =$	0.11	%	$= A_{sw} / (s \cdot b_w \cdot \sin \alpha) \cdot 100 \geq$	
$s =$	0.2	m	$=$ passo staffe $\leq$	0.92 m $= 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$
$\theta =$	<b>21.8</b>	$^\circ$	$= \arcsin(\text{rad}q(A_{sw} \cdot f_{yd}) / (b_w \cdot s \cdot a_{cw} \cdot n \cdot f_{cd}))$	
			inclinazione puntone compresso, variabile tra $45^\circ$ to $21.8^\circ$	
$\tan \theta =$	0.40		valore tra 1 (for $\theta = 45^\circ$ ) e 0.4	
$\cot \theta =$	2.50		valore tra 1 (for $\theta = 45^\circ$ ) and 2.5	
$\rho_{w,max} =$	0.44	$=$	$A_{sw,max} \cdot f_{yd} / (b_w \cdot s) \leq 1/2 \cdot \alpha_{cw} \cdot v \cdot f_{cd} =$	4.74 <b>verifica soddisfatta</b>
$V_{Rd,s} =$	1215	kN	$= A_{sw} / s \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta$	

Resistenza del puntone compresso:

$v =$	0.523		$= 0.6 \cdot (1 - f_{ck} / 250)$ (from EN 6.6N)
$\sigma_{cp} =$	0.00		$= N_{sd} / A_c$
$\alpha_{cw} =$	1.00		
$V_{Rd,max} =$	3592	kN	$= \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta)$
$\gamma_{Bd1} =$	1.25		coefficiente di sicurezza ( EN1998-2-5.6.2.b)
$V_{Rd} =$	<b>972</b>	kN	$= \min(V_{Rd,s}; V_{Rd,max}) / \gamma_{Bd1}$

$V_{Ed} = 417$  minore o uguale di  $V_{Rd} = 972$  verifica soddisfatta

Le verifiche risultano soddisfatte.

### 7.3.3 Verifiche SLE

Le verifiche agli *SLE* sono state condotte come illustrato nel § 5.2.2; la massima tensione di compressione nel calcestruzzo  $\sigma_c$  è stata confrontata con il valore limite di normativa ( $\sigma_{c,lim} = 0.45 \cdot f_{ck}$ ), mentre per le verifiche a fessurazione è stato calcolato il valore di apertura delle fessure e verificato che fosse inferiore a  $w_1 = 0.2$  mm.

In Tabella 12 si riportano i valori delle tensioni  $\sigma_c$  e  $\sigma_s$  ottenute a partire dalle sollecitazioni agenti sulle sezioni di studio, la posizione dell'asse neutro rispetto al lembo compresso e il valore dell'apertura delle fessure.

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

**Tabella 12: Verifiche a SLE.**

Sez.	Azioni SLE		$\sigma_c$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_s$ N/mm <sup>2</sup>	$X_n$ mm	W mm
	N (kN)	M (kNm)				
1	335.24	932.07	4.50	139.60	399.40	0.131
2	290.63	866.73	5.83	145.10	347.20	0.176
3	273.31	-102.10	0.84	6.40	612.00	0.007
4	288.44	868.52	5.84	145.50	346.90	0.176
5	332.21	932.78	4.50	139.90	398.80	0.128

Le verifiche risultano soddisfatte.