| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | |
| | | | | | |
| 0 | 11/2017 | PRIMA EMISSIONE | SPIGARELLI | GATTI | CASSANI |
| **Revisione** | **Data** | **Oggetto revisione** | **Redatto** | **Verificato** | **Approvato** |

REGIONE LIGURIA

#ItaliaSicura
Presidenza del Consiglio dei Ministri

COMUNE DI GENOVA

# PIANO STRALCIO PER LE AREE METROPOLITANE E LE AREE URBANE CON ALTO LIVELLO DI POPOLAZIONE ESPOSTA AL RISCHIO DI ALLUVIONI

*Presidenza del Consiglio dei Ministri*

PRESIDENZA DEL CONSIGLIO DEI MINISTRI
COMMISSARIO STRAORDINARIO
delegato per l'attuazione degli interventi inseriti nell'A.d.P. del 16.09.2010 e ss.ii.
(ex art. 10 del D.L. n. 91 del 24.06.2014)

Commissario straordinario

**Dott. Giovanni TOTI**

PROGETTISTI

CAPOGRUPPO MANDATARIA:

Rocksoil S.p.A.
CONSULENZA E ASSISTENZA TECNICA
nel campo della GEOINGEGNERIA

MANDANTI:

art ambiente risorse territorio

HYDRODATA INGEGNERIA DELLE RISORSE IDRICHE

**Ing. Mario CANGIANO**

**Ing. Paolo GALLO**

**Ing. Francesco DE SANCTIS**

**Dott.ssa Francesca GIOMI**

RESPONSABILE STRUTTURA COMMISSARIALE: **Ing. Luca BERRUTI**

RESPONSABILE UNICO PROCEDIMENTO: **Ing. Stefano PINASCO**

Progettista responsabile integrazioni prestazioni specialistiche e Direttore Tecnico della mandataria.
Rocksoil S.p.A.
Ing. Giovanna Cassani
Ord. Ingg. Milano N° 20997




Progettista/Progettisti responsabili elaborato
Rocksoil S.p.A.
Ing. Giovanna Cassani
Ord. Ingg. Milano N° 20997




Intervento/Opera

## SECONDO LOTTO DEI LAVORI RELATIVI ALLA REALIZZAZIONE DELLA GALLERIA SCOLMATRICE DEL TORRENTE BISAGNO IN COMUNE DI GENOVA

PROGETTO ESECUTIVO

N° Progr.: ----

Codice elaborato: BIS2E - R - OST00 -RE04- 0

Oggetto della tavola

OPERE IN SOTTERRANEO

GENERALI

Finestra di servizio (foro cieco e artificiale) - Relazione tecnica e di calcolo

Scala: -

Data: NOVEMBRE 2017

Codice FILE: BIS2E-R-OST00-RE04-0.DWG

I DISEGNI E LE INFORMAZIONI IN ESSI CONTENUTE SONO PROPRIETA' ESCLUSIVA DELLA STRUTTURA COMMISSARIALE E NON POSSONO ESSERE MODIFICATI, RIPRODOTTI, RESI PUBBLICI O UTILIZZATI PER USI DIFFERENTI DA QUELLI PER CUI SONO STATI REDATTI, SALVO AUTORIZZAZIONE SCRITTA.

**Sommario**

**1 INTRODUZIONE ... 3**
**2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO ... 4**
**3 SOFTWARE UTILIZZATI ... 5**
**4 INQUADRAMENTO GEOLOGICO, IDROGEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO ... 6**
*4.1 Area di imbocco ... 7*
**5 MATERIALI ... 9**
*5.1 Rivestimenti definitivi ... 9*
*5.2 Rivestimenti provvisionali ... 9*
5.2.1 Carpenteria metallica ... 9
5.2.2 spritz beton ... 9
5.2.3 miscele di iniezione ... 10
**6 DESCRIZIONE GENERALE DELL'INTERVENTO ... 11**
**7 GALLERIA ARTIFICIALE ... 13**
*7.1 Analisi dei carichi ... 13*
7.1.1 Peso proprio ... 13
7.1.2 Spinta idrostatica ... 13
7.1.3 Ricoprimento ... 13
7.1.4 Spinta delle terre ... 13
7.1.5 Sovraccarico ... 13
7.1.6 Azione sismica ... 13
*7.2 Criteri di calcolo ... 16*
7.2.1 Verifiche a Stato Limite Ultimo ... 16
7.2.2 Verifiche a Stato Limite di Esercizio ... 18
*7.3 Sezioni di calcolo ... 22*
7.3.1 Metodologia di analisi ... 22
7.3.2 Geometria di calcolo ... 23
*7.4 Risultati ... 24*
*7.5 Verifiche strutturali ... 27*
*7.6 Verifica a galleggiamento ... 32*
**8 GALLERIA NATURALE ... 33**
8.1.1 Criteri di verifica dei pre-rivestimenti galleria naturale ... 33
8.1.2 Criteri di verifica dei rivestimenti definitivi ... 34
*8.2 Fase di diagnosi ... 40*
8.2.1 Previsione del comportamento della galleria e dell'ammasso allo scavo ... 40
8.2.2 Analisi di stabilità del fronte e del cavo ... 42
*8.3 Fase di terapia ... 54*
8.3.1 Sezione tipo Ab ... 54
8.3.2 Sezione tipo Ac ... 55
8.3.3 Sezione tipo B0v ... 56
8.3.4 Sezione tipo B2v ... 57
8.3.5 Sezione tipo C2v ... 58
*8.4 Analisi numeriche agli elementi finiti ... 60*
8.4.1 Individuazione delle sezioni di calcolo ... 60
8.4.2 Procedura operativa di analisi ... 60
8.4.3 Descrizione delle sezioni di calcolo e presentazione dei risultati ... 66

8.4.4 Verifiche strutturali dei prerivestimenti ..... 94
8.4.5 Verifiche strutturali dei rivestimenti definitivi ..... 98
8.4.6 Valutazione degli effetti di scavo ..... 119
*8.5 Analisi dei tetraedri instabili ..... 121*
8.5.1 Premessa ..... 121
8.5.2 Procedura di verifica ..... 122
8.5.3 Analisi geostrutturali ..... 122
8.5.4 Parametri delle discontinuità ..... 123
8.5.5 Supporti ..... 124
*8.6 Analisi ..... 126*
*8.7 Conclusioni ..... 127*
**ALLEGATI ..... 128**

# 1 INTRODUZIONE

La presente Relazione Tecnica e di Calcolo fa parte dei documenti previsti nell'ambito del Progetto Esecutivo del 2° Lotto dei lavori per la realizzazione della galleria scolmatrice del torrente Bisagno, nel comune di Genova.

L'intervento oggetto dell'affidamento di progettazione esecutiva comprende nello specifico il complesso delle opere di presa e sistemazione dell'alveo Bisagno, la finestra di accesso al camerone, la galleria scolmatrice con sviluppo complessivo di 6500 m circa da scavarsi parzialmente in tradizionale e parzialmente (parte prevalente) con sistema meccanizzato e gli interventi connessi allo sbocco a mare presso la spiaggia di San Giuliano, con il completamento del manufatto di convergenza della galleria Bisagno sulla galleria scolmatrice del torrente Fereggiano, i cui lavori sono in corso di completamento.

Si prevede che in primo luogo venga realizzata la finestra di accesso che si connetterà alla galleria principale mediante un camerone in cui verrà montata la fresa e da cui partiranno le attività di scavo meccanizzato verso valle. Lo scavo della porzione a monte, dal camerone alla camera di presa, verrà realizzata invece con metodo tradizionale.

Nella presente relazione si riportano le analisi e le verifiche relative alla finestra di accesso da scavare con metodo tradizionale. Nel dettaglio si descrivono i calcoli relativi al tratto di galleria naturale, che si estende dall'area di imbocco al camerone per una lunghezza complessiva di circa 400 m, e quelli relativi al tratto di galleria artificiale previsto all'imbocco.

Nell seguito, dopo una breve sintesi del quadro geologico-geomeccanico di riferimento ed una descrizione delle caratteristiche principali dell'opera, si riportano i risultati delle analisi numeriche condotte per il dimensionamento delle strutture e le verifiche effettuate.

# 2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Per lo svolgimento delle analisi e la redazione degli elaborati di progetto esecutivo si è fatto riferimento alle seguenti norme:

- Legge 5 novembre 1971 n. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica
- Circ. Min. LL.PP.14 Febbraio 1974, n. 11951 – Applicazione della L. 5 novembre 1971, n. 1086
- Legge 2 febbraio 1974 n. 64, recante provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche
- D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni
- Circolare 2 febbraio 2009, n.617 Istruzione per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008
- Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale
- UNI EN 197-1 giugno 2001 – "Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni"
- UNI EN 11104 marzo 2004 – "Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità", Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1
- UNI EN 206-1 ottobre 2006 – "Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità"

# 3 SOFTWARE UTILIZZATI

Ai fini dell'esecuzione dei calcoli geotecnici e strutturali si è fatto uso dei seguenti software/strumenti di calcolo:

- PHASE 2 - Versione 8.0 - Rocscience
- RocSupport – Versione 3.005 - Rocscience
- Fogli di calcolo Excel specificatamente implementati per la verifica degli elementi strutturali
- UNWEDGE - Rocscience

# 4 INQUADRAMENTO GEOLOGICO, IDROGEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO

Dal punto di vista geologico – stratigrafico e litologico l'area in esame è caratterizzata dalla presenza di tre distinte formazioni che, dalla più antica alla più recente sono:

- **Argilliti di Montoggio, (Cenomaniano – Turoniano: Cretaceo superiore)**, costituite da argilliti laminate con limitate intercalazioni quarzoso – arenacee e con un grado di fratturazione da medio ad elevato,
- **Flysch di Monte Antola, (Campaniano superiore, Maastrichtiano – Paleocene basale)**, in facies torbiditica costituito da alternanze ritmiche di calcari, calcari marnosi ed argilliti con grado di fratturazione medio ed accentuato nelle zone di disturbo tettonico,
- **Argille di Ortovero, (Pliocene inferiore)**, costituite da marne argillose ed argille marnose con sporadici livelli sabbioso – calcarenitici,
- **Depositi alluvionali**, costituiti da ghiaie, ghiaie limose e ghiaie sabbiose con spessori fino a 25 – 30 m,
- **Coltri detritiche eluvio-colluviali** costituite da un abbondate scheletro grossolano di clasti calcarei immersi in una matrice sabbiosa o limo-argillosa, gli spessori vanno da pochi metri fino a 10 – 15 m,
- **Depositi di spiaggia**, costituiti da depositi ciottolosi e/o rinascimenti sabbiosi artificiali
- **Depositi antropici**, costituiti da materiali sciolti, eterogenei, ghiaie argillose con sabbie, con frammenti calcarei eterometrici a spigoli vivi, pezzi di calcestruzzo, chiodi metallici, ferri di armatura, ecc.

La galleria si sviluppa per la maggior parte del tracciato all'interno della formazione del Flysch di Monte Antola, interessato da alcune zone di taglio, in corrispondenza delle quali, l'ammasso roccioso è previsto essere intensamente fratturato. Nel complesso l'ammasso calcareo e calcareo – marnoso è costituito da bancate prevalentemente calcaree o calcareo marnose, lo stato di fratturazione della roccia non è elevato ed il valore medio di RQD è discreto. La stratificazione, generalmente poco evidente in affioramento, è stata ben osservata/rilevata dalle carote dei sondaggi.

Per i dettagli relativi alla caratterizzazione geomeccanica degli ammassi interessati dallo scavo si faccia riferimento ai documenti specifici.

## 4.1 Area di imbocco

In corrispondenza dell'area di imbocco si fa riferimento ai risultati dei sondaggi realizzati nell'area sia per quanto riguarda la profondità degli strati che per quella di falda e per le caratteristiche geomeccaniche da considerare.

Nella tabella seguente si riporta la stratigrafia considerata in corrispondenza della paratia di imbocco:

| Strato | Z top | Z bottom |
|---|---|---|
| Riporto | 0 | -2.3 |
| Argilla con Limo | -2.3 | -6 |
| Detrito in matrice fine | -6 | -7.6 |
| Cappellaccio 1 | -7.6 | -10.6 |
| Cappellaccio 2 | -10.6 | -13.6 |
| Cappellaccio 3 | -13.6 | -16.6 |
| Substrato | -16.6 | - |

Dato che il piano campagna in corrispondenza della sezione di calcolo presenta una quota inferiore di circa 3.25 m rispetto a quella in corrispondenza della paratia di imbocco si considera come strato superficiale quello di Argilla con limo. Di fatto la galleria artificiale risulta immersa in Argilla detrito e Cappellaccio e fonda sul substrato roccioso

I parametri considerati per ciascuno strato sono i seguenti:

1) Riporto antropico:
   Φ= 27°
   γ = 19 kN/m$^3$
   c = 0 kPa
   E = 40MPa
2) Argilla con limo:
   Φ = 25°
   γ = 19.5kN/m$^3$
   c = 30kPa
   E = 50 MPa
3) Detrito in matrice fina:
   Φ = 35°
   γ = 20kN/m$^3$
   c = 0kPa
   E = 70MPa
4) Cappellaccio 1:
   Φ = 45°
   γ = 25kN/m$^3$
   c = 140kPa
   E = 500MPa
5) Cappellaccio 2:
   Φ = 45°
   γ = 25kN/m$^3$
   c = 170kPa

E = 800 MPa

6) Cappellaccio 3:
   Φ = 45°
   γ = 25kN/m$^3$
   c = 170kPa
   E = 1000 MPa

7) Substrato FMA:
   Φ = 50°
   γ = 26kN/m$^3$
   c = 240kPa
   E = 1500MPa

La falda risulta al contatto tra lo strato di Cappellaccio 1 e Cappellaccio 2 come indicato nel sondaggio SEB1.

# 5 MATERIALI

## 5.1 Rivestimenti definitivi

calcestruzzo $R_{ck}$ ≥45 N/mm²:

| | |
|---|---|
| Resistenza a compressione (cilindrica) | $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 37.35$ N/mm² |
| Resistenza di calcolo a compressione | $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c = 0.85 \cdot fck/1.5 = 19.83$ N/mm² |
| Resistenza a trazione media | $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}2/3 = 3.35$ N/mm² |
| Resistenza a trazione | $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.346$ N/mm² |
| Resistenza a trazione di calcolo | $f_{ctd} = f_{ctk}/\gamma_c = 1.564$ N/mm² |
| Resistenza a compressione (comb. Rara) | $\sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck} = 22.41$ N/mm² |
| Resistenza a compressione (comb. Quasi Permanente) | $\sigma_c = 0.45 \cdot f_{ck} = 16.81$ N/mm² |
| Modulo elastico | $E_{cm} = 22000\ [(f_{ck}+8)/10]0.3 = 34077$ N/mm² |

Per le armature metalliche si adottano barre in acciaio del tipo B450C controllato in stabilimento che presentano le seguenti caratteristiche:

| | |
|---|---|
| Limite di snervamento | $f_y \geq 450$ N/mm² |
| Limite di rottura | $f_t \geq 540$ N/mm² |
| Allungamento totale al carico massimo | $A_{gt} \geq 7.5\%$ |
| Rapporto $f_t/f_y$ | $1{,}15 \leq R_m/R_e \leq 1{,}35$ |
| Rapporto $f_y$ misurato/ $f_{ynom}$ | ≤ 1,25 |
| Tensione in condizione di esercizio (comb. Rara) | $\sigma_s = 0.80 \cdot f_{yk} = 360.00$ N/mm² |
| Fattore di sicurezza acciaio | $\gamma_s = 1.15$ |
| Resistenza a trazione di calcolo | $f_{yd} = f_{yk}/\sigma_s = 391.30$ N/mm² |

## 5.2 Rivestimenti provvisionali

### *5.2.1 Carpenteria metallica*

E' previsto l'uso di acciaio tipo S275:

| | |
|---|---|
| Resistenza caratteristica di snervamento | $f_{yk} = 275$ N/mm² |
| Modulo elastico | $E_s = 210000$ N/mm² |
| Coefficiente parziale di sicurezza | $\gamma_s = 1.05$ |

### *5.2.2 spritz beton*

classe $R_{ck}$ ≥35 N/mm2:

| | |
|---|---|
| Resistenza a compressione (cilindrica) | $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 29.05$ N/mm² |
| Resistenza di calcolo a compressione | $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c = 0.85 \cdot fck/1.5 = 16.46$ N/mm² |
| Resistenza a trazione media | $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 1.94$ N/mm² |
| Resistenza a trazione | $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.36$ N/mm² |
| Resistenza a trazione di calcolo | $f_{ctd} = f_{ctk}/\gamma_c = 0.91$ N/mm² |
| Resistenza a compressione (comb. Rara) | $\sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck} = 9.87$ N/mm² |
| Resistenza a compressione (comb. Quasi Permanente) | $\sigma_c = 0.45 \cdot f_{ck} = 7.41$ N/mm² |
| Modulo elastico | $E_{cm} = 22000\ [(f_{ck}+8)/10]^{0.3} = 32588$ N/mm² |

### 5.2.3 *miscele di iniezione*

Iniezione di guaina :

Cemento 32.5R-42.5R
Rapporto acqua/cemento 1.5-2.0
Rapporto bentonite/acqua 0.05/0.08 (eventuale)
Viscosità MARSCH (ugello 4.7mm) 30-35 sec.

Iniezioni di consolidamento:

Cemento a finezza di macinazione non inferiore a 4500 cm/g Blaine (tipo 42.5R-52.5R)
Rapporto bentonite/acqua < 0.02(eventuale)
Additivo fluidificante 4% di peso del cemento
Viscosità MARSCH (ugello 4.7mm) 35-45 sec.

NOTA: la composizione fornita si ritiene indicativa; la taratura dovrà essere operata in corso d'opera attraverso campi prova.

# 6 DESCRIZIONE GENERALE DELL'INTERVENTO

La presente relazione si riferisce alla finestra di accesso al camerone. Come anticipato, sarà il primo tratto di galleria a dover essere scavato in quanto consentirà l'accesso al camerone/camera di lancio dove verrà montata la fresa.Le analisi riportate in relazione fanno riferimento al tratto di galleria naturale e al tratto di artificiale. La galleria naturale si sviluppa per circa 400 m e presenta coperture variabili da 5 a 130 m circa.

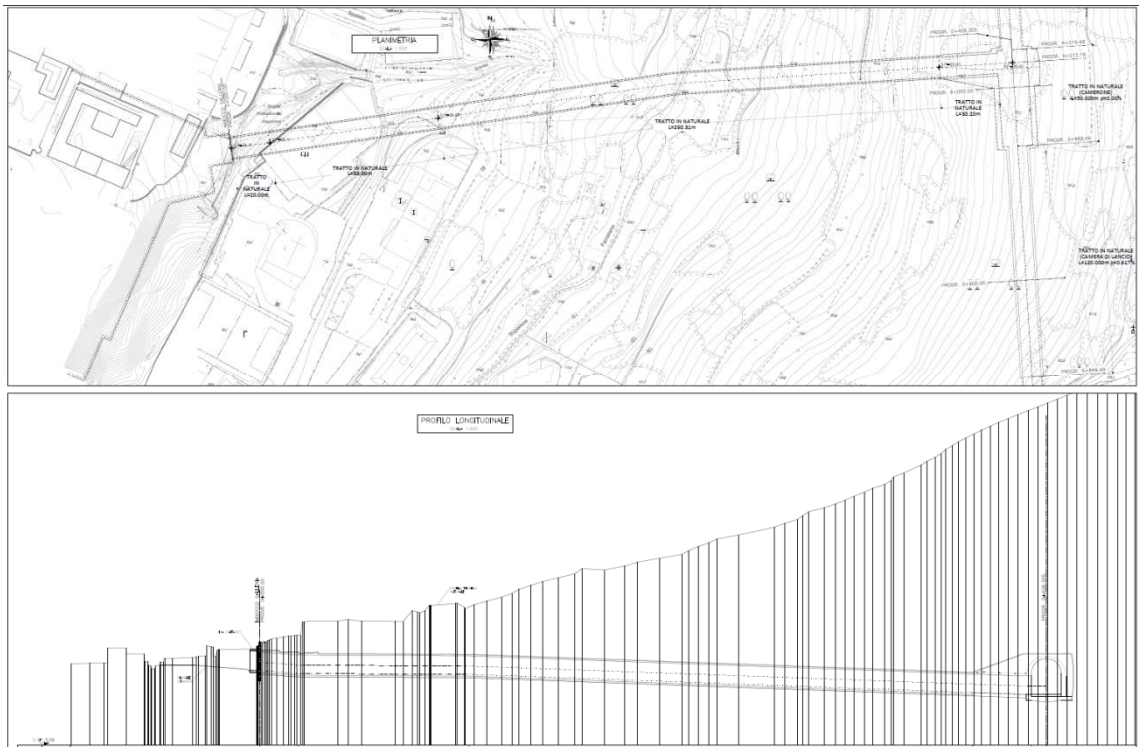



**Figura 1 - Planimetria e profilo finestra di accesso**

La galleria artificiale da realizzarsi in corrispondenza dell'imbocco nell'area ex canile presenta una lunghezza di 7 m al di fuori della dima e una copertura di circa 55 cm di terreno. Su una porzione è prevista la realizzazione di un canale per la raccolta delle acque del rio Sciorba.

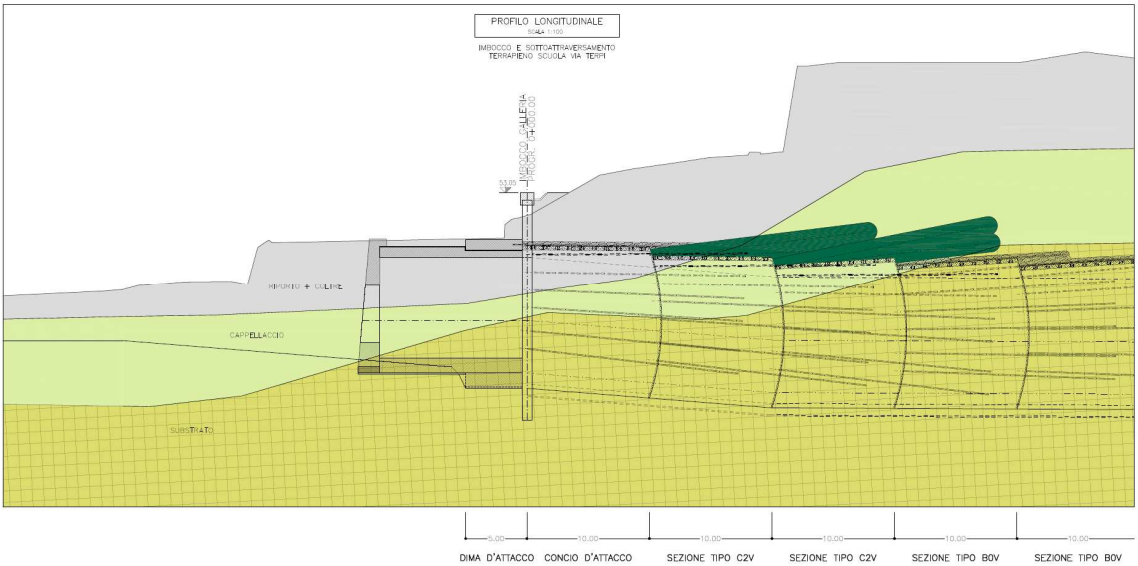



**Figura 2 - Profilo longitudinale galleria artificiale**

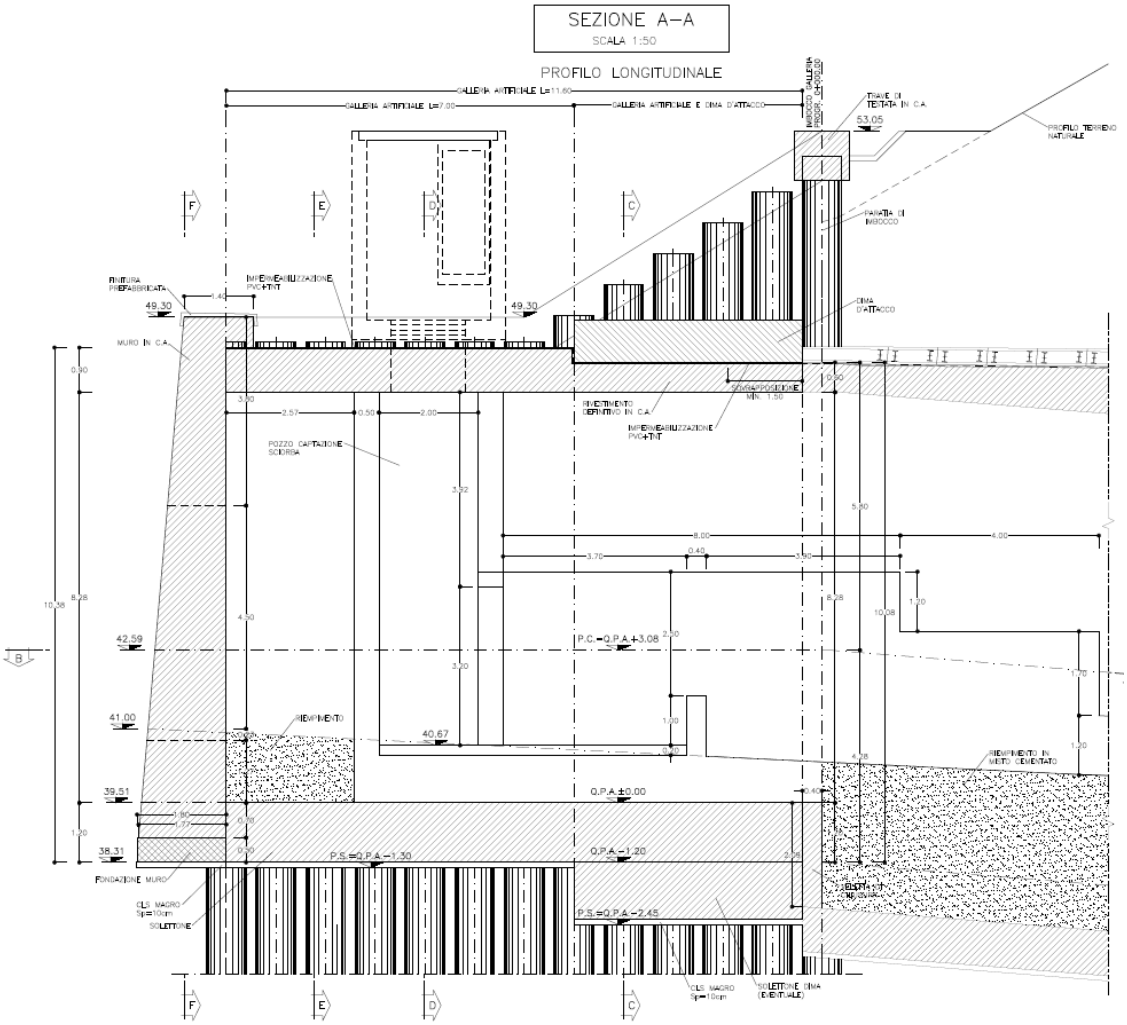



**Figura 3 - Sezione longitudinale galleria artificiale con indicazione del canale di raccolta delle acque Rio Sciorba**

# 7 GALLERIA ARTIFICIALE

Si riportano le analisi condotte per il dimensionamento e la verifica della galleria artificiale.

## 7.1 Analisi dei carichi

Per la verifica strutturale delle gallerie artificiali si considerano i vari carichi agenti sulla struttura. La condizioni elementari di carico di seguito descritte verranno combinate al fine di massimizzare le sollecitazioni interne alla struttura conformemente alla normativa (rif. Cap. 7.2).

### *7.1.1 Peso proprio*

Si assume un peso specifico degli elementi strutturali pari al peso specifico del calcestruzzo armato (25 kN/m$^3$).

### *7.1.2 Spinta idrostatica*

Nel calcolo si considera un battente idraulico agente sul manufatto pari alla quota di falda rilevata ovvero +42.05 mslm.

Si assume un peso specifico dell'acqua pari a 10 kN/m$^3$.

### *7.1.3 Ricoprimento*

Per il ricoprimento si assume lo spessore di ricoprimento, pari a 55 cm per cui si considera un peso specifico pari a $\gamma$ = 19.5kN/m$^3$ caratteristico dello strato superficiale rilevato dai sondaggi in corrispondenza dell'opera in esame.

### *7.1.4 Spinta delle terre*

Nel lungo termine si considerano agenti sulla struttura le spinte orizzontali del terreno a tergo delle paratie. Le caratteristiche geomeccaniche assunte per la determinazione di tali azioni sono coerenti con quanto emerso dalla campagna di indagini condotta nell'area e riportato ai paragrafi precedenti. In particolare si assume la spinta a riposo valutata con $k_0 = 1 - \text{sen}\Phi$.

### *7.1.5 Sovraccarico*

A piano campagna si prevede un sovraccarico pari al peso del canale di raccolta delle acque del rio sciorba. Il carico valutato sulla base degli spessori strutturali e della massima portata dell'elemento è stato assunto pari a 45.5 kN/m$^2$.

Dato che la componente prevalente è l'acqua si considera come carico variabile.

### *7.1.6 Azione sismica*

Si verifica la struttura in esame con riferimento allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), secondo cui 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 rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e

rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

Per la valutazione della vita nominale nel caso in oggetto, l'opera ricade all'interno del tipo di costruzione 3: "grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica" (paragrafo 2.4 delle 'Nuove Norme tecniche per le costruzioni – D.M. 14 gennaio 2008''). La vita nominale risulta pertanto $V_N \geq 100$ anni.

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 importante, 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. (…)". Il coefficiente d'uso risulta quindi Cu = 2.
Il periodo di riferimento $V_R$si ricava moltiplicando la vita nominale $V_N$ per il coefficiente d'uso $C_U$ e nel caso specifico si ottiene:

$V_R = V_N \cdot C_U = 100$ anni x 2.0 = 200 anni

Le probabilità di superamento $P_{VR}$ nel periodo di riferimento $V_R$, cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente, sono pari al 10% nel caso dello Stato Limite di salvaguardia della Vita.

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 che vengono forniti dalla normativa per ciascun nodo del reticolo di riferimento e per i periodi di ritorno considerati:

- $a_g$ 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.

Il periodo di ritorno dell'azione sismica $T_R$, espresso in anni si ricava a partire dal periodo di riferimento e dalla probabilità di superamento secondo la seguente formula:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1-P_{VR})} = -\frac{200}{\ln(1-0.1)} = 1898 \ anni$$

Si riportano i valori dei parametri sismici per il sito ove sorge la costruzione:

| SLATO LIMITE | $T_R$ [anni] | $a_g$ [g] | $F_o$ [-] | $T_C^*$ [s] |
|---|---|---|---|---|
| SLO | 120 | 0,041 | 2,537 | 0,255 |
| SLD | 201 | 0,050 | 2,529 | 0,270 |
| SLV | 1898 | 0,110 | 2,525 | 0,303 |
| SLC | 2475 | 0,120 | 2,522 | 0,305 |

In base alla natura del terreno e ai parametri individuati, il suolo presente è classificabile in Categoria B. Da ciò si ricava il parametro $S = S_S S_T$ che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche, essendo $S_S$ il coefficiente di amplificazione stratigrafica ed $S_T$ il coefficiente di amplificazione topografica.

$S_S = 1.2$

$S_T = 1$ per una categoria topografica T1, da cui:

$S = S_S \cdot S_T = 1.2$

L'incremento dinamico di spinta del terreno sotto l'azione sismica viene determinato col metodo di Wood. Tale metodo fornisce la sovraspinta sismica del terreno su una parete interrata soggetta a deformazioni molto contenute, in situazioni prossime di spinta a riposo sia in condizioni statiche sia durante il sisma. In situazioni del genere, relative a manufatti scatolari interrati, la spinta sismica da assumersi è data dall'espressione:

$$\Delta P_d = \frac{a_g}{g} \cdot S \cdot \gamma \cdot H^2$$

Si deve assumere che tale incremento sia applicato a metà altezza H del muro, il che equivale ad applicare una pressione uniforme pari a:

$$\Delta p_d = \frac{a_g}{g} \cdot S \cdot \gamma \cdot H$$

Nel caso di presenza di acqua libera si considera inoltre un incremento della spinta dell'acqua dovuta all'effetto idrodinamico, che si valuta mediante la seguente formula:

$P(z) = 7/8 \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot (H \cdot z)^{0.5}$

In cui h è la quota del pelo libero dell'acqua e z è la coordinata verticale diretta verso il basso con origine al pelo libero dell'acqua.

$k_h = \beta_m \cdot S \cdot a_g/g = 1.2 \,.\, 0.11 = 0.132$

Per i muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente $\beta_m$ assume valore 1.

## 7.2 Criteri di calcolo

La verifica dei vari elementi strutturali, viene condotta tenendo conto delle condizioni più gravose che si individuano dall'inviluppo delle sollecitazioni agenti nelle diverse combinazioni di carico.

### 7.2.1 *Verifiche a Stato Limite Ultimo*

Per le verifiche di resistenza strutturale si considerano le sollecitazioni valutate mediante un'amplificazione dei carichi sollecitanti coerentemente a quanto prescritto dalla normativa.

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

- Combinazione fondamentale (SLU):
  $$\gamma_{G1}\cdot G_1 + \gamma_{G2}\cdot G_2 + \gamma_{Q1}\cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2}\cdot \psi_{02}\times Q_{k2} + \gamma_{Q3}\cdot \psi_{03}\times Q_{k3} + \ldots$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:
  $$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21}\times Q_{k1} + \psi_{22}\times Q_{k2} + \ldots$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto Ad (nel caso in esame la risalita della quota di falda):
  $$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21}\times Q_{k1} + \psi_{22}\times Q_{k2} + \ldots$$

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza $\gamma_{Gi}$ e $\gamma_{Qj}$ sono assunti coerentemente alla tabella seguente

**Tabella 2.6.I** – *Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU*

| | | Coefficiente $\gamma_F$ | EQU | A1 STR | A2 GEO |
|---|---|---|---|---|---|
| Carichi permanenti | favorevoli<br>sfavorevoli | $\gamma_{G1}$ | 0,9<br>1,1 | 1,0<br>1,3 | 1,0<br>1,0 |
| Carichi permanenti non strutturali[(1)] | favorevoli<br>sfavorevoli | $\gamma_{G2}$ | 0,0<br>1,5 | 0,0<br>1,5 | 0,0<br>1,3 |
| Carichi variabili | favorevoli<br>sfavorevoli | $\gamma_{Qi}$ | 0,0<br>1,5 | 0,0<br>1,5 | 0,0<br>1,3 |

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

**Tabella 7-1 – Coefficienti parziali per le azioni (riferimento DM2008)**

Considerando i carichi agenti sulla struttura descritti in precedenza le combinazioni analizzate cono le seguenti:

| | SLU1 | SLU2 | SLU3 | SLU4 | SISMA VERSO DX |
|---|---|---|---|---|---|
| DEAD | 1.3 | 1.3 | 1.3 | 1.3 | 1 |
| TERRENO VERT SX | 1.3 | 1.3 | 1.3 | 1.3 | 1 |
| TERRENO VERT DX | 1.3 | 1 | 1.3 | 1 | 1 |
| TERRENO ORIZ SX | 1.3 | 1.3 | 1.3 | 1.3 | 1 |
| TERRENO ORIZ DX | 1.3 | 1 | 1.3 | 1 | 1 |
| SOVRACCARICO VERT SX | 1.5 | 1.5 | 0 | 0 | 0 |
| SOVRACCARICO VERT DX | 1.5 | 1.5 | 0 | 0 | 0 |
| SOVRACCARICO ORIZ SX | 1.5 | 1.5 | 0 | 0 | 0 |
| SOVRACCARICO ORIZ DX | 1.5 | 1.5 | 0 | 0 | 0 |
| SPINTA IDROSTATICA | 1.3 | 1.3 | 1.3 | 1.3 | 1 |
| SISMA VERSO DX | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 |
| SISMA VERSO SX | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| SISMA IDR VERSO DX | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 |
| SISMA IDR VERSO SX | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

**Tabella 7-2 - Combinazioni di carico SLU**

Come si nota dalla tabella sopra riportata tra gli stati limite considerati si analizza anche il caso di uno sbilanciamento dei carichi da un lato o dall'altro della struttura considerando di fatto i carichi del terreno o i variabili come favorevoli se agenti su un lato della struttura e sfavorevoli se agenti sul lato opposto.

Di fatto le combinazioni di carico considerate consentono di valutare anche il caso in cui non sia presente il canale di raccolata delle acque del rio sciorba.

In generale si verifica che:

$E_d \leq R_d$

dove $E_d$ è il valore di progetto delle sollecitazioni e $R_d$ è il valore di progetto della resistenza dell'elemento strutturale.

Per le verifiche nei confronti del sollevamento (UPL) si applicano alle azioni i coefficienti parziali sotto riportati:

**Tabella 6.2.III** – *Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento.*

| CARICHI | EFFETTO | Coefficiente parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$) | SOLLEVAMENTO (UPL) |
|---|---|---|---|
| Permanenti | Favorevole | $\gamma_{G1}$ | 0,9 |
| | Sfavorevole | | 1,1 |
| Permanenti non strutturali (1) | Favorevole | $\gamma_{G2}$ | 0,0 |
| | Sfavorevole | | 1,5 |
| Variabili | Favorevole | $\gamma_{Qi}$ | 0,0 |
| | Sfavorevole | | 1,5 |

(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.

Tabella 7-3 – Coefficienti parziali per le azioni – condizione Uplift (riferimento DM2008)

In generale si verifica che:

$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d$

dove l'effetto di progetto delle azioni instabilizzanti deve risultare inferiore alla somma degli effetti di progetto delle azioni stabilizzanti e della resistenza degli elementi strutturali.

### 7.2.2 *Verifiche a Stato Limite di Esercizio*

Le verifiche allo stato limite di esercizio si eseguono conformemente a quanto indicato in normativa considerando le combinazioni di carico così definite:

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:
  $$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \times Q_{k2} + \psi_{03} \times Q_{k3} + \ldots$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE)reversibili:
  $$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \psi_{23} \times Q_{k3} + \ldots$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungotermine:
  $$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \psi_{23} \times Q_{k3} + \ldots$$

Per i coefficienti di combinazione dei carichi variabili si considerano $\psi_{0,i} = \psi_{1,i} = 0.7$ e $\psi_{2,i} = 0.6$.

Considerando i carichi agenti sulla struttura descritti in precedenza le combinazioni analizzate cono le seguenti:

| | RARA | | FREQ | | Q PERM | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | SLE1 | SLE2 | FREQ1 | FREQ2 | QPERM1 | QPERM2 |
| DEAD | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| TERRENO VERT SX | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| TERRENO VERT DX | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| TERRENO ORIZ SX | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| TERRENO ORIZ DX | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| SOVRACCARICO VERT SX | 1 | 0 | 0.7 | 0 | 0.6 | 0 |
| SOVRACCARICO VERT DX | 1 | 0 | 0.7 | 0 | 0.6 | 0 |
| SOVRACCARICO ORIZ SX | 1 | 0 | 0.7 | 0 | 0.6 | 0 |
| SOVRACCARICO ORIZ DX | 1 | 0 | 0.7 | 0 | 0.6 | 0 |
| SPINTA IDROSTATICA | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| SISMA VERSO DX | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| SISMA VERSO SX | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| SISMA IDR VERSO DX | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| SISMA IDR VERSO SX | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

**Tabella 7-4 - Combinazioni di carico SLE**

#### 7.2.2.1 *Stato limite di fessurazione*

In ordine di severità crescente si distinguono i seguenti stati limite:

a) stato limite di decompressione nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0

b) stato limite di formazione delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_t \leq \frac{f_{ctk}}{\gamma_m}$$

c) stato limite di apertura delle fessure nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$w_1$ = 0,2 mm
$w_2$ = 0,3 mm
$w_3$ = 0,4 mm

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione.

Condizioni ambientali

Le condizioni ambientali, ai fini della valutazione della durabilità delle strutture in calcestruzzo, possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive.

La tabella 4.1.III delle NTC raccoglie le classi di esposizione per ogni condizione ambientale:

| 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 |

**Tabella 7-5 – Descrizione delle condizioni ambientali**

Nel caso in esame si considera l'opera sottoposta a condizioni XC4.

**Tabella C4.1.IV** *Copriferri minimi in mm*

| | | | barre da c.a. elementi a piastra | | barre da c.a. altri elementi | | cavi da c.a.p. elementi a piastra | | cavi da c.a.p. altri elementi | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $C_{min}$ | $C_o$ | ambiente | $C \geq C_o$ | $C_{min} \leq C < C_o$ | $C \geq C_o$ | $C_{min} \leq C < C_o$ | $C \geq C_o$ | $C_{min} \leq C < C_o$ | $C \geq C_o$ | $C_{min} \leq C < C_o$ |
| C25/30 | C35/45 | ordinario | 15 | 20 | 20 | 25 | 25 | 30 | 30 | 35 |
| C28/35 | C40/50 | aggressivo | 25 | 30 | 30 | 35 | 35 | 40 | 40 | 45 |
| C35/45 | C45/55 | molto ag. | 35 | 40 | 40 | 45 | 45 | 50 | 50 | 50 |

**Tabella 7-6: Copriferri minimi**

Si mantiene pertanto un copriferro di 5 cm impiegando un calcestruzzo di classe C32/40.

Sensibilità delle armature alla corrosione

Le armature si distinguono in due gruppi: armature sensibili e armature poco sensibili. Appartengono al primo gruppo gli acciai da precompresso (con stato tensionale imposto). Appartengono al secondo gruppo gli acciai ordinari.

Le armature del manufatto oggetto di analisi appartengono al gruppo delle armature poco sensibili.

Scelta degli stati limite di fessurazione

Nella tabella sottostante sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle esigenze sopra riportate.

**Tabella 4.1.IV** – *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 | $\leq w_1$ |

**Tabella 7-7: Stato limite di fessurazione**

Le armature della galleria, oggetto della presente relazione, appartengono al gruppo delle armature poco sensibili e si trovano in condizioni ambientali aggressive.

Per la verifica dello stato limite di fessurazione si fa quindi riferimento al limite di apertura delle fessure $w_1$ pari a 0.2 mm sia per le azioni quasi permanenti. Nel seguito si riporteranno le verifiche per le combinazioni di carico frequenti assumendo cautelativamente come limite di fessurazione 0.2 mm.

Stato limite di apertura delle fessure

Il valore caratteristico di calcolo di apertura delle fessure ($w_d$) non deve superare i valori nominali $w_1$, $w_2$, $w_3$ secondo quanto riportato nella Tabella riportata in precedenza.

Il valore caratteristico di calcolo è dato da: $w_d = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{smax}$

dove$\varepsilon_{sm}$ è la deformazione media delle barre d'armatura $\varepsilon_{sm}$e$\Delta_{smax}$ è la distanza massima tra le fessure.

Per il calcolo di $\varepsilon_{sm}$ e $\Delta_{smax}$si utilizzano le formulazioni riportate nella circolare esplicativa alle NTC 2008. Cui si rimanda per i dettagli.

### *7.2.2.2 Stato limite tensionale*

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni rare e quasi permanenti delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel conglomerato cementizio sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati.

Verifica della tensione massima di compressione del conglomerato cementizio nelle condizioni di esercizio

La massima tensione di compressione del conglomerato cementizio $\sigma_c$, deve rispettare la limitazione seguente:

$\sigma_c \leq 0.6 \cdot f_{ck}$ per la combinazione caratteristica (rara)

$\sigma_c \leq 0.45 \cdot f_{ck}$ per la combinazione quasi permanente

Per l'acciaio, la tensione massima, $\sigma_s$, per effetto delle azioni dovute alle combinazioni rare deve rispettare la limitazione seguente:

$\sigma_s \leq 0.8 \cdot f_{yk}$

dove$f_{yk}$ è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio. La verifica tensionale lato calcestruzzo verrà riportata per le combinazoni di carico frequenti considerando il limite più stringente della combinazione quasi permanente.

La verifica tensionale lato acciaio non risulta invece dimensionante.

## 7.3 Sezioni di calcolo

Per il dimensionamento e la verifica delle strutture definitive si analizza 1 sezione di calcolo individuata nel profilo seguente.

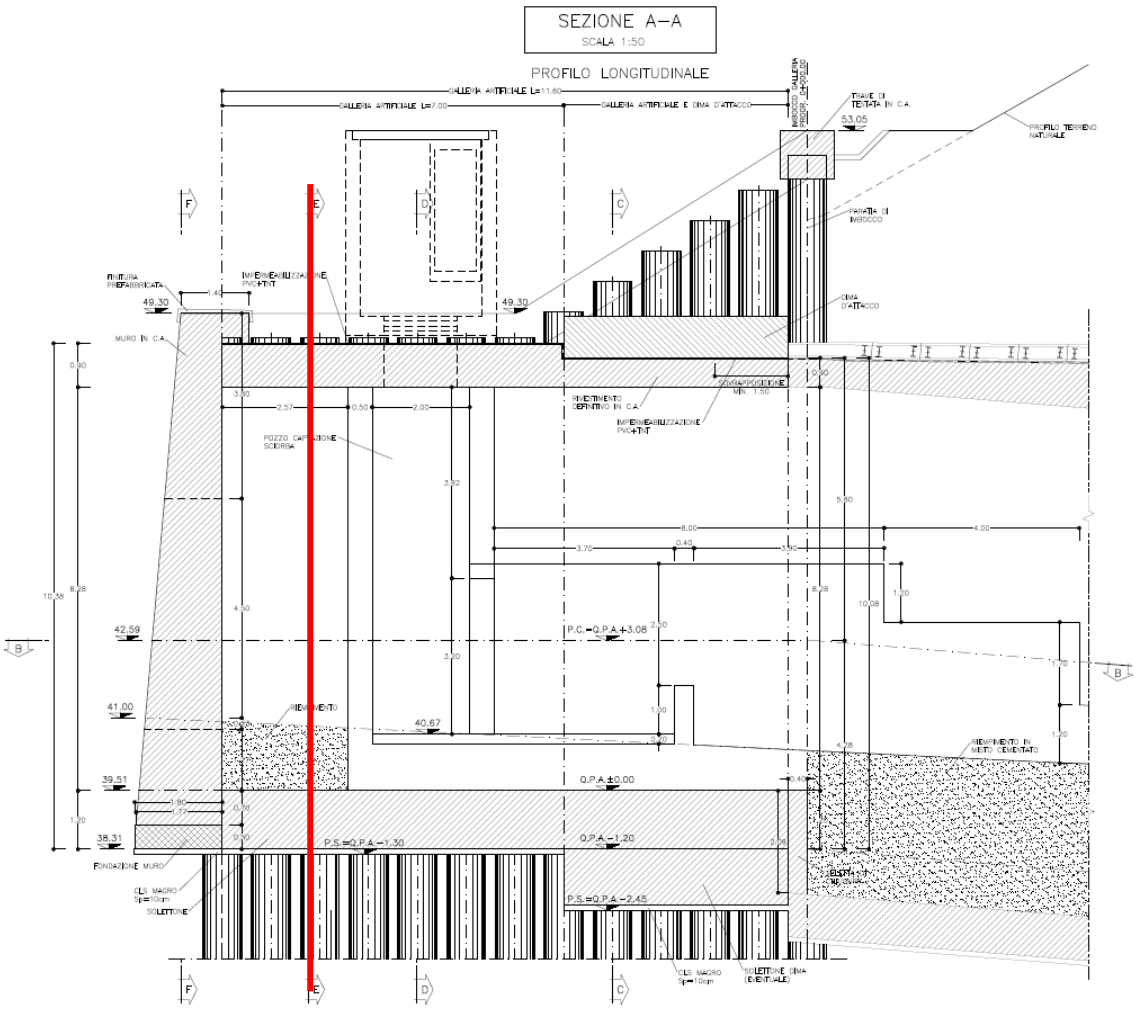



Figura 7-1 – Planimetria con indicazione della sezione di calcolo

### 7.3.1 *Metodologia di analisi*

L'analisi strutturale viene condotta con il codice di calcolo agli elementi finiti SAP2000. Viene eseguita un'analisi piana per metro lineare di struttura nelle sezioni individuate come rappresentative.

La struttura viene modellata con riferimento alla linea d'asse, a mezzo di elementi asta ai quali sono assegnate le caratteristiche geometriche ed inerziali reali.

L'effetto del terreno che circonda la struttura viene schematizzato applicando agli elementi della platea e delle pareti laterali (solo fino a dove il paramento esterno è verticale) delle molle alla Winkler con costante di sottofondo valutata sulla base della rigidezza media del materiale:

$k_{lat}$ = 70000 kN/m$^3$

$k_{base}$ = 135000 kN/m$^3$

Tali molle sono caratterizzate da un comportamento a sola compressione, pertanto qualora per effetto delle condizioni di carico siano sollecitate a trazione, vengono automaticamente ignorate dal codice di calcolo. Tale condizione richiede ovviamente un'analisi di tipo non lineare.

### 7.3.2 *Geometria di calcolo*

Nelle figure seguenti si riporta la geometria considerata per il calcolo. La modellazione ha tenuto in considerazione la variazione dello spessore degli elementi strutturali laddove presente.

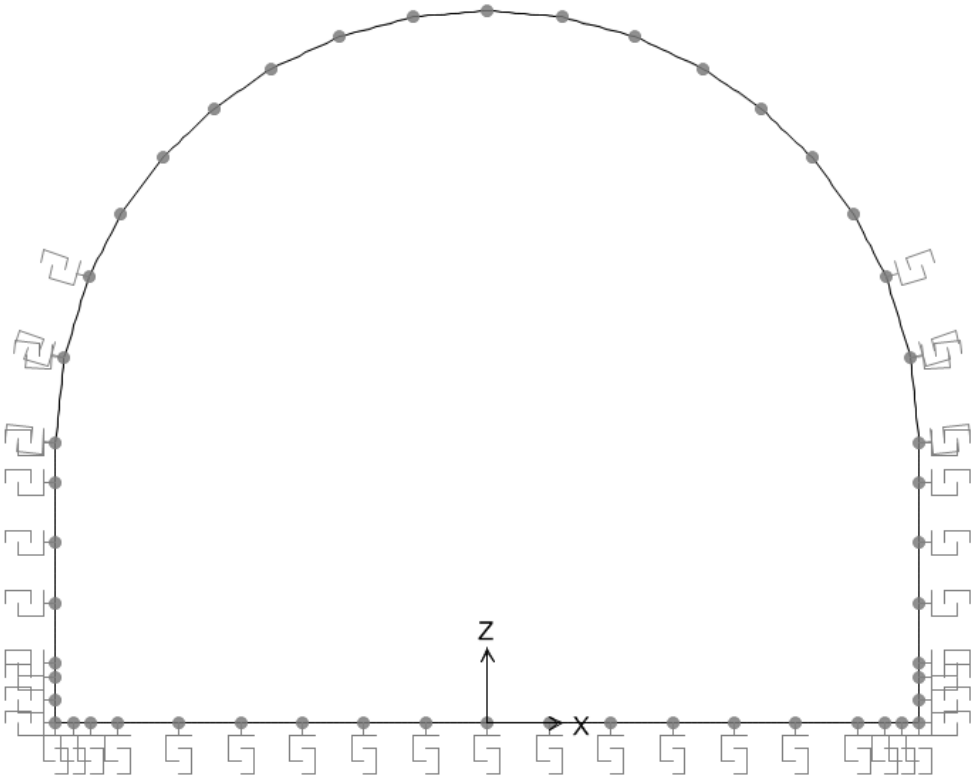



**Figura 7-2 - Sezione 1**

In particolare i piedritti si considerano di spessore pari a 190 cm considerando lo spessore della sezione in calcestruzzo. Le verifiche verranno condotte su 130 cm scontando dunque l'ingombro delle teste di ancoraggio dei tiranti che vincolano la disposizione delle armature.

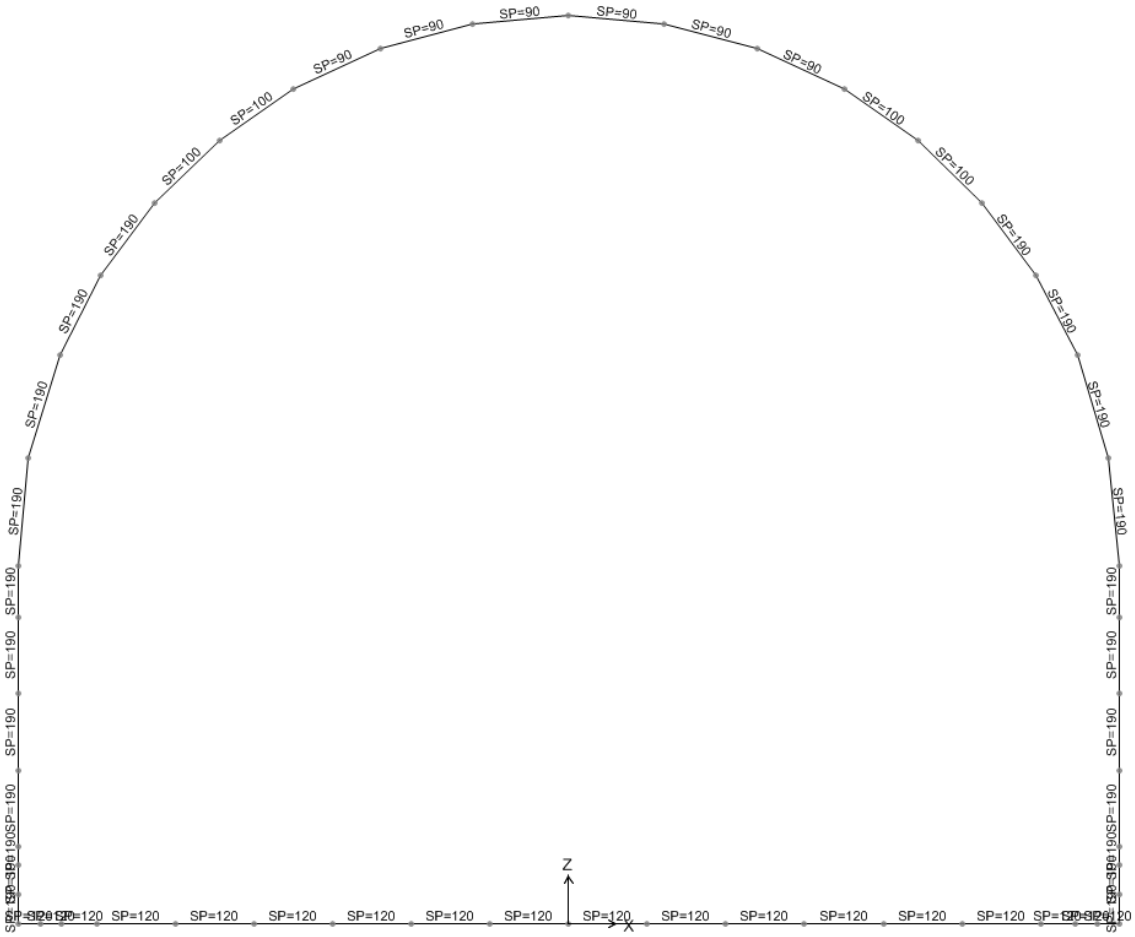



**Figura 7-3 - Sezione 1 – spessori elementi finiti**

## 7.4 Risultati

Di seguito si riporta l'inviluppo dei risultati utilizzati per le verifiche ed in particolare:

- L'inviluppo delle sollecitazioni flettenti per le combinazioni di carico SLU
- L'inviluppo dello sforzo normale per le combinazioni di carico SLU
- L'inviluppo delle sollecitazioni a taglio per le combinazioni di carico SLU
- L'inviluppo delle sollecitazioni flettenti per le combinazioni di carico SLEfrequenti
- L'inviluppo dello sforzo normale per le combinazioni di carico SLE frequenti

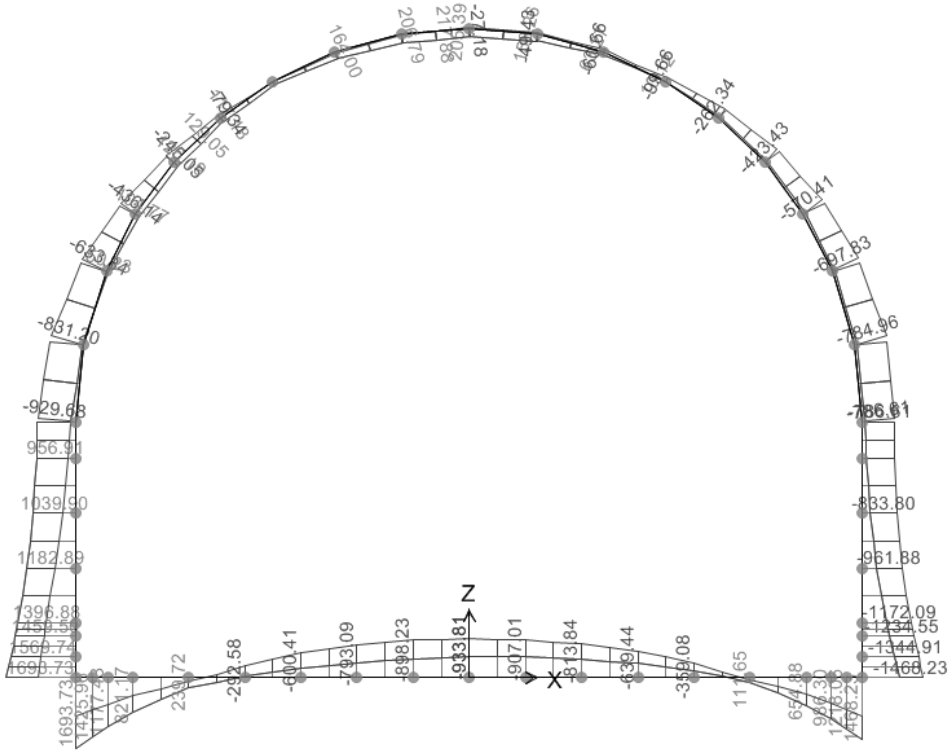



**Figura 7-4 – Inviluppo momento flettente - combinazione SLU**

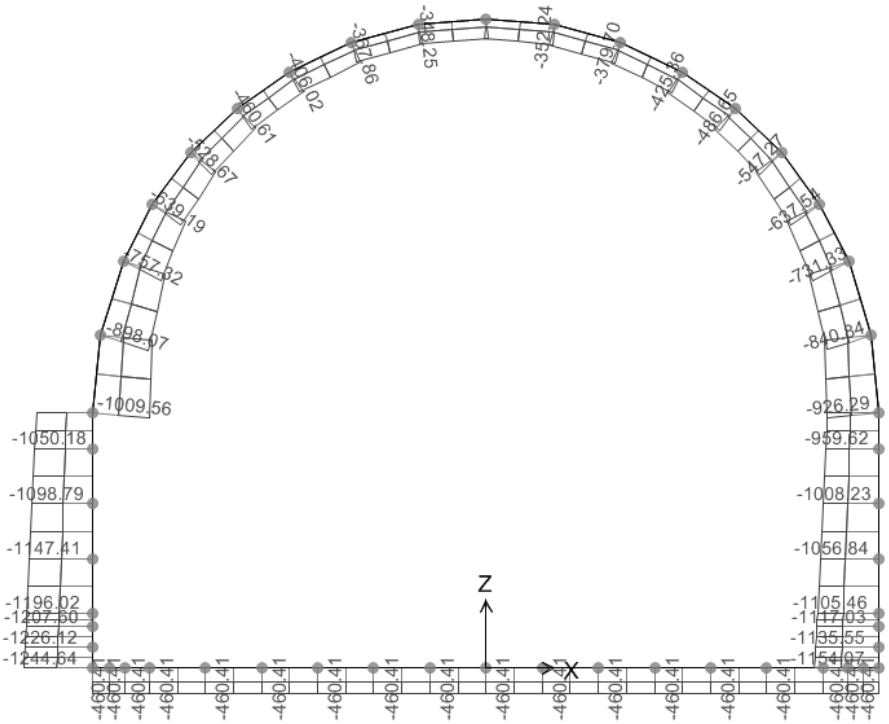



**Figura 7-5 – Inviluppo sforzo normale - combinazione SLU**

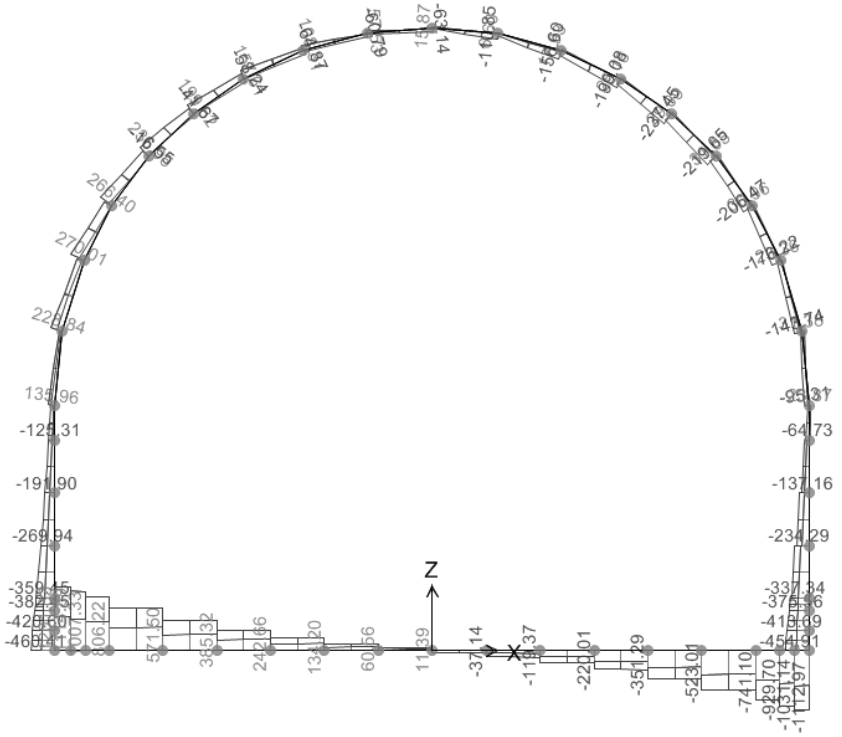



**Figura 7-6 – Inviluppo taglio - combinazione SLU**

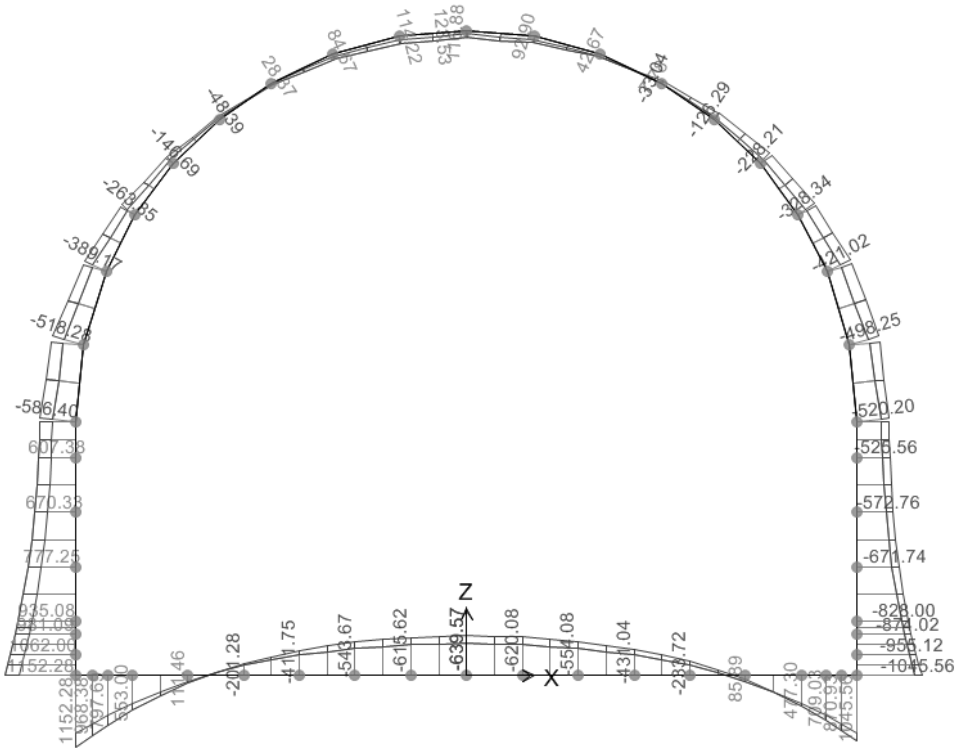



**Figura 7-7 – Inviluppo momento flettente - combinazione SLE frequente**

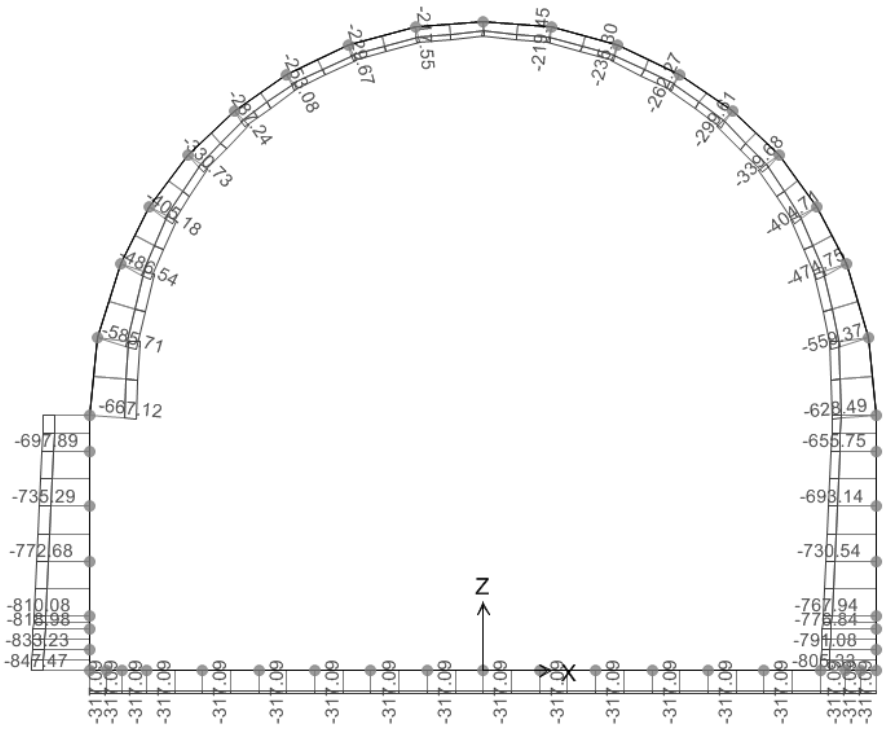



**Figura 7-8 – Inviluppo sforzo normale - combinazione SLE frequente**

Si fa notare che l'anomalia nella rappresentazione degli sforzi normali è dovuta alla convenzione del programma legata all'orientazione degli assi: come si nota dal segno si tratta comunque di sforzi di compressione.

## 7.5 Verifiche strutturali

Di seguito si riportanole verifiche strutturali svolte. Nel dettaglio si verificano le sezioni maggiormente sollecitate in funzione degli spessori.

La tabella seguente riassume le sollecitazioni massime per cui sono state effettuate le verifiche. Per ciascuna sezione valutata in termini di spessore e localizzazione si è considerata la massima azione flettente e il minimo sforzo assiale risultanti dall'inviluppo.

| | | $M_{SLU}$ | $N_{SLU}$ | $M_{SLE}$ | $N_{SLE}$ |
|---|---|---|---|---|---|
| CALOTTA | SP = 90 cm | 217.88 | 135.87 | 123.53 | 140.45 |
| CALOTTA | SP = 100 cm | 423.43 | 211.67 | 228.21 | 214.98 |
| PIEDRITTO | SP = 130 cm | 1569.74 | 635.68 | 1062 | 664.15 |
| SOLETTA INCASTRO | SP = 120 cm | 1425.96 | 255.89 | 968.38 | 297.93 |
| SOLETTA MEZZERIA | SP = 120 cm | 933.81 | 255.89 | 639.57 | 297.93 |

**Tabella 7-8 - Sollecitazioni massime [kN – m]**

Per quanto riguarda le verifiche a stato limite ultimo nella tabella seguente si riassumono i risultati delle verifiche a pressoflessione.

| | | $M_{SLU}$ | $N_{SLU}$ | Armatura tesa | $M_{Rd}$ | FS |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | kNm/m | kN/m | Φmm/cm | kNm/m | - |
| CALOTTA | 90 | 217.88 | 135.87 | Φ20/20 | 562.9 | 2.58 |
| CALOTTA | 100 | 423.43 | 211.67 | Φ20/20 | 663.4 | 1.57 |
| PIEDRITTO | 130 | 1569.74 | 635.68 | Φ20/20 + Φ24/20 | 2149 | 1.37 |
| SOLETTA INCASTRO | 120 | 1425.96 | 255.89 | Φ24/20 + Φ26/20 | 2193 | 1.54 |
| SOLETTA MEZZERIA | 120 | 933.81 | 255.89 | Φ20/10 | 1478 | 1.58 |

**Tabella 7-9 - Verifiche pressoflessione SLU**

Per le verifiche è stata sempre considerata un'armatura a lembo compresso apri a 1Φ20/20.

Si riportano di seguito le verifiche a taglio trascurando lo sforzo normale.

## RESISTENZA A TAGLIO DI PROGETTO

| | | |
|---|---|---|
| b | 1000 | mm |
| h | 900 | mm |
| $A_c$ | 900000 | $mm^2$ |

| | | |
|---|---|---|
| $\Phi_{tr\ (max)}$ | 16 | mm |
| c | 50 | mm |
| $f_{ck}$ | 35.00 | MPa |
| $N_{ed}$ | 0 | kN |
| $V_{ed}$ | 270.01 | kN |

| | | |
|---|---|---|
| **$V_{Rd,c\ (min)}$** | **311.15** | **kN** |
| **$V_{Rd,c}$** | **311.15** | **kN** |

| | | |
|---|---|---|
| n | 5 | |
| Φ | 20 | mm |
| $A_{s,tesa}$ | 1571 | $mm^2$ |
| $\rho_L$ | 0.00175 | |

| | | |
|---|---|---|
| d | 824 | mm |
| k | 1.493 | |
| $f_{cd}$ | 19.83 | MPa |
| $v_{min}$ | 0.378 | |

**NON E' NECESSARIA SPECIFICA ARMATURA A TAGLIO**

**Tabella 7-10 - Verifica a taglio - Calotta sp 90 cm**

## RESISTENZA A TAGLIO DI PROGETTO

| | | |
|---|---|---|
| b | 1000 | mm |
| h | 1300 | mm |
| $A_c$ | 1300000 | $mm^2$ |

| | | |
|---|---|---|
| $\Phi_{tr\ (max)}$ | 16 | mm |
| c | 50 | mm |
| $f_{ck}$ | 32.00 | MPa |
| $N_{ed}$ | 0 | kN |
| $V_{ed}$ | 375.56 | kN |

| | | |
|---|---|---|
| **$V_{Rd,c\ (min)}$** | **403.26** | **kN** |
| **$V_{Rd,c}$** | **403.26** | **kN** |

| | | |
|---|---|---|
| n | 5 | |
| Φ | 20 | mm |
| $A_{s,tesa}$ | 1571 | $mm^2$ |
| $\rho_L$ | 0.00121 | |

| | | |
|---|---|---|
| d | 1224 | mm |
| k | 1.404 | |
| $f_{cd}$ | 18.13 | MPa |
| $v_{min}$ | 0.329 | |

**NON E' NECESSARIA SPECIFICA ARMATURA A TAGLIO**

**Tabella 7-11 - Verifica a taglio – Piedritto sp 130 cm**

## RESISTENZA A TAGLIO DI PROGETTO

| | | |
|---|---|---|
| b | 1000 | mm |
| h | 1200 | mm |
| $A_c$ | 1200000 | $mm^2$ |

| | | |
|---|---|---|
| $\Phi_{tr\ (max)}$ | 16 | mm |
| c | 50 | mm |
| $f_{ck}$ | 35.00 | MPa |
| $N_{ed}$ | 0 | kN |
| $V_{ed}$ | 929.7 | kN |

| | | |
|---|---|---|
| **$V_{Rd,c\ (min)}$** | **394.58** | **kN** |
| **$V_{Rd,c}$** | **394.58** | **kN** |

**PREDISPORRE ARMATURA A TAGLIO**

| | | |
|---|---|---|
| **$V_{ed}$** | **929.7** | **kN** |
| **$V_{Rd}$** | **1148.8** | **kN** |

**LA VERIFICA A TAGLIO E' SODDISFATTA**

| | | |
|---|---|---|
| n | 5 | |
| $\Phi$ | 20 | mm |
| $A_{s,tesa}$ | 1571 | $mm^2$ |
| $\rho_L$ | 0.00131 | |

| | | |
|---|---|---|
| d | 1124 | mm |
| k | 1.422 | |
| $f_{cd}$ | 19.83 | MPa |
| $v_{min}$ | 0.351 | |

**Armatura a taglio - spilli**

| | | |
|---|---|---|
| α | 90 | ° |
| θ | 30 | ° |

| | | |
|---|---|---|
| $\Phi$ | 16 | mm |
| $L_T$ maglia | 300 | mm |
| $L_L$ maglia | 400 | mm |
| $A_{sw}$ | 670.2 | $mm^2$ |
| $A_{sw,eff}$ | 5068.5 | $mm^3$ |

| | | |
|---|---|---|
| $f_{yk}$ | 450 | Mpa |
| $f_{yd}$ | 391 | Mpa |
| d | 1124 | mm |
| z | 1011.6 | mm |
| ν | 0.5 | |

| | | |
|---|---|---|
| $\sigma_{cp}$ | 0 | Mpa |
| $\alpha_{cw}$ | 1 | |

| | | |
|---|---|---|
| **$V_{Rd,s}$** | **1148.8** | **kN** |
| **$V_{Rd,max}$** | **4343.9** | **kN** |

**Tabella 7-12 - Verifica a taglio – Soletta sp 120 cm**

Le verifiche tensionali e di apertura delle fessure si riportano nelle tabelle seguenti per le sezioni strutturali verificate.

| | | |
|---|---|---|
| M | 123.53 | kNm |
| N | 140.45 | kN |
| b | 1000 | mm |
| h | 900 | mm |
| $R_{ck}$ | 40 | MPa |
| $f_{ck}$ | 33.2 | MPa |
| $f_{ctm}$ | 3.10 | MPa |
| $E_{cm}$ | 33643 | MPa |
| $E_s$ | 210000 | MPa |
| $\alpha_e$ | 15.00 | - |

| | | |
|---|---|---|
| x | 243.6 | mm |
| $\sigma_s$ | 61.34 | MPa |
| $\sigma_c$ | 1.716 | MPa |
| $\sigma_{s,lim}$ | 313.04 | MPa |
| $\sigma_{c,lim-QP}$ | 14.94 | MPa |

| | | |
|---|---|---|
| $\varepsilon_{sm,clc}$ | -5.10E-04 | - |
| $\varepsilon_{sm,min}$ | 1.75E-04 | - |
| $\varepsilon_{sm}$ | 1.75E-04 | - |
| $\Delta_{smax}$ | 635.66 | mm |
| $w_d$ | 0.111 | mm |

| | | |
|---|---|---|
| $c_{netto}$ | 50 | mm |
| $\Phi_{staffe}$ | 16 | mm |
| d | 824 | mm |
| $n_{barre\ tese}$ | 5 | - |
| $\Phi_{barre\ tese}$ | 20.0 | mm |
| $A_\Phi$ | 314 | $mm^2$ |
| $A_s$ | 1571 | $mm^2$ |
| $h_{c,eff}$ | 190.0 | mm |
| $A_{c,eff}$ | 190000 | $mm^2$ |
| $\rho_{eff}$ | 0.008 | - |
| $k_t$ | 0.4 | - |
| $k_1$ | 0.8 | - |
| $k_2$ | 0.5 | - |
| $k_3$ | 3.4 | - |
| $k_4$ | 0.425 | - |

| Calcolo diametro equivalente | | |
|---|---|---|
| $\Phi_1$ | 20 | mm |
| $n_1$ | 5 | - |
| $\Phi_1$ | | mm |
| $n_1$ | | - |
| $\Phi_{eq}$ | 20.0 | mm |

**Tabella 7-13 - Verifica pressoflessione SLE – Calotta sp 90 cm**

| | | |
|---|---|---|
| M | 228.21 | kNm |
| N | 214.98 | kN |
| b | 1000 | mm |
| h | 1000 | mm |
| $R_{ck}$ | 40 | MPa |
| $f_{ck}$ | 33.2 | MPa |
| $f_{ctm}$ | 3.10 | MPa |
| $E_{cm}$ | 33643 | MPa |
| $E_s$ | 210000 | MPa |
| $\alpha_e$ | 15.00 | - |

| | | |
|---|---|---|
| x | 253.7 | mm |
| $\sigma_s$ | 105 | MPa |
| $\sigma_c$ | 2.651 | MPa |
| $\sigma_{s,lim}$ | 313.04 | MPa |
| $\sigma_{c,lim-QP}$ | 14.94 | MPa |

| | | |
|---|---|---|
| $\varepsilon_{sm,clc}$ | -3.03E-04 | - |
| $\varepsilon_{sm,min}$ | 3.00E-04 | - |
| $\varepsilon_{sm}$ | 3.00E-04 | - |
| $\Delta_{smax}$ | 635.66 | mm |
| $w_d$ | 0.191 | mm |

| | | |
|---|---|---|
| $c_{netto}$ | 50 | mm |
| $\Phi_{staffe}$ | 16 | mm |
| d | 924 | mm |
| $n_{barre\ tese}$ | 5 | - |
| $\Phi_{barre\ tese}$ | 20.0 | mm |
| $A_\Phi$ | 314 | $mm^2$ |
| $A_s$ | 1571 | $mm^2$ |
| $h_{c,eff}$ | 190.0 | mm |
| $A_{c,eff}$ | 190000 | $mm^2$ |
| $\rho_{eff}$ | 0.008 | - |
| $k_t$ | 0.4 | - |
| $k_1$ | 0.8 | - |
| $k_2$ | 0.5 | - |
| $k_3$ | 3.4 | - |
| $k_4$ | 0.425 | - |

| Calcolo diametro equivalente | | |
|---|---|---|
| $\Phi_1$ | 20 | mm |
| $n_1$ | 5 | - |
| $\Phi_1$ | | mm |
| $n_1$ | | - |
| $\Phi_{eq}$ | 20.0 | mm |

**Tabella 7-14 - Verifica pressoflessione SLE – Calotta sp 100 cm**

| | | |
|---|---|---|
| M | 1062 | kNm |
| N | 664.15 | kN |
| b | 1000 | mm |
| h | 1300 | mm |
| $R_{ck}$ | 40 | MPa |
| $f_{ck}$ | 33.2 | MPa |
| $f_{ctm}$ | 3.10 | MPa |
| $E_{cm}$ | 33643 | MPa |
| $E_s$ | 210000 | MPa |
| $\alpha_e$ | 15.00 | - |

| | | |
|---|---|---|
| x | 413.3 | mm |
| $\sigma_s$ | 169.8 | MPa |
| $\sigma_c$ | 5.86 | MPa |
| $\sigma_{s,lim}$ | 313.04 | MPa |
| $\sigma_{c,lim-QP}$ | 14.94 | MPa |

| | | |
|---|---|---|
| $\varepsilon_{sm,clc}$ | 4.26E-04 | - |
| $\varepsilon_{sm,min}$ | 4.85E-04 | - |
| $\varepsilon_{sm}$ | 4.85E-04 | - |
| $\Delta_{smax}$ | 412.46 | mm |
| $w_d$ | 0.200 | mm |

| | | |
|---|---|---|
| $c_{netto}$ | 50 | mm |
| $\Phi_{staffe}$ | 16 | mm |
| d | 1222.909 | mm |
| $n_{barre\ tese}$ | 10 | - |
| $\Phi_{barre\ tese}$ | 22.2 | mm |
| $A_\Phi$ | 386 | $mm^2$ |
| $A_s$ | 3864 | $mm^2$ |
| $h_{c,eff}$ | 192.7 | mm |
| $A_{c,eff}$ | 192727.3 | $mm^2$ |
| $\rho_{eff}$ | 0.020 | - |
| $k_t$ | 0.4 | - |
| $k_1$ | 0.8 | - |
| $k_2$ | 0.5 | - |
| $k_3$ | 3.4 | - |
| $k_4$ | 0.425 | - |

| Calcolo diametro equivalente | | |
|---|---|---|
| $\Phi_1$ | 20 | mm |
| $n_1$ | 5 | - |
| $\Phi_1$ | 24 | mm |
| $n_1$ | 5 | - |
| $\Phi_{eq}$ | 22.2 | mm |

**Tabella 7-15 - Verifica pressoflessione SLE – Piedritto sp 130 cm**

| | | |
|---|---|---|
| M | 968.38 | kNm |
| N | 297.93 | kN |
| b | 1000 | mm |
| h | 1200 | mm |
| $R_{ck}$ | 40 | MPa |
| $f_{ck}$ | 33.2 | MPa |
| $f_{ctm}$ | 3.10 | MPa |
| $E_{cm}$ | 33643 | MPa |
| $E_s$ | 210000 | MPa |
| $\alpha_e$ | 15.00 | - |

| | | |
|---|---|---|
| x | 370.01 | mm |
| $\sigma_s$ | 167.5 | MPa |
| $\sigma_c$ | 5.503 | MPa |
| $\sigma_{s,lim}$ | 313.04 | MPa |
| $\sigma_{c,lim-QP}$ | 14.94 | MPa |

| | | |
|---|---|---|
| $\varepsilon_{sm,clc}$ | 4.74E-04 | - |
| $\varepsilon_{sm,min}$ | 4.79E-04 | - |
| $\varepsilon_{sm}$ | 4.79E-04 | - |
| $\Delta_{smax}$ | 394.09 | mm |
| $w_d$ | 0.189 | mm |

| | | |
|---|---|---|
| $c_{netto}$ | 50 | mm |
| $\Phi_{staffe}$ | 16 | mm |
| d | 1121.48 | mm |
| $n_{barre\ tese}$ | 10 | - |
| $\Phi_{barre\ tese}$ | 25.0 | mm |
| $A_\Phi$ | 492 | $mm^2$ |
| $A_s$ | 4924 | $mm^2$ |
| $h_{c,eff}$ | 196.3 | mm |
| $A_{c,eff}$ | 196300 | $mm^2$ |
| $\rho_{eff}$ | 0.025 | - |
| $k_t$ | 0.4 | - |
| $k_1$ | 0.8 | - |
| $k_2$ | 0.5 | - |
| $k_3$ | 3.4 | - |
| $k_4$ | 0.425 | - |

| Calcolo diametro equivalente | | |
|---|---|---|
| $\Phi_1$ | 26 | mm |
| $n_1$ | 5 | - |
| $\Phi_1$ | 24 | mm |
| $n_1$ | 5 | - |
| $\Phi_{eq}$ | 25.0 | mm |

**Tabella 7-16 - Verifica pressoflessione SLE – Solettasp 120 cm – incastro**

| | | |
|---|---|---|
| M | 639.57 | kNm |
| N | 297.93 | kN |
| b | 1000 | mm |
| h | 1200 | mm |
| $R_{ck}$ | 40 | MPa |
| $f_{ck}$ | 33.2 | MPa |
| $f_{ctm}$ | 3.10 | MPa |
| $E_{cm}$ | 33643 | MPa |
| $E_s$ | 210000 | MPa |
| $\alpha_e$ | 15.00 | - |

| | | |
|---|---|---|
| x | 330 | mm |
| $\sigma_s$ | 154.1 | MPa |
| $\sigma_c$ | 4.27 | MPa |
| $\sigma_{s,lim}$ | 313.04 | MPa |
| $\sigma_{c,lim-QP}$ | 14.94 | MPa |

| | | |
|---|---|---|
| $\varepsilon_{sm,clc}$ | 2.88E-04 | - |
| $\varepsilon_{sm,min}$ | 4.40E-04 | - |
| $\varepsilon_{sm}$ | 4.40E-04 | - |
| $\Delta_{smax}$ | 430.03 | mm |
| $w_d$ | 0.189 | mm |

| | | |
|---|---|---|
| $c_{netto}$ | 50 | mm |
| $\Phi_{staffe}$ | 16 | mm |
| d | 1124 | mm |
| $n_{barre\ tese}$ | 10 | - |
| $\Phi_{barre\ tese}$ | 20.0 | mm |
| $A_\Phi$ | 314 | $mm^2$ |
| $A_s$ | 3142 | $mm^2$ |
| $h_{c,eff}$ | 190.0 | mm |
| $A_{c,eff}$ | 190000 | $mm^2$ |
| $\rho_{eff}$ | 0.017 | - |
| $k_t$ | 0.4 | - |
| $k_1$ | 0.8 | - |
| $k_2$ | 0.5 | - |
| $k_3$ | 3.4 | - |
| $k_4$ | 0.425 | - |

| Calcolo diametro equivalente | | |
|---|---|---|
| $\Phi_1$ | 20 | mm |
| $n_1$ | 10 | - |
| $\Phi_1$ | | mm |
| $n_1$ | | - |
| $\Phi_{eq}$ | 20.0 | mm |

**Tabella 7-17 - Verifica pressoflessione SLE – Soletta sp 120 cm – mezzeria**

## 7.6 Verifica a galleggiamento

Di seguito si riporta la verifica a galleggiamento nel caso di lungo termine in cui si considera come forza stabilizzante il solo peso proprio della struttura.

L'analisi è svolta al metro in direzione longitudinale.

$F_{inst} = 3.74 \cdot 10 \cdot 14.20 = 531.08$ kN/m

$F_{stab} = G_{galleria} = 55.18 \cdot 25 = 1379.5$ kN/m

$0.9\ F_{stab} / 1.1\ F_{inst} = 2.13$

# 8 GALLERIA NATURALE

## 8.1.1 Criteri di verifica dei pre-rivestimenti galleria naturale

### 8.1.1.1 Note generali

I pre-rivestimenti sono stati verificati al solo stato limite ultimo dato il loro carattere temporaneo.Leverifiche,svolte su pre-rivestimenti di spessore maggiori di 10 cm, sono state condotte in accordo a quanto prescritto dalla normativa di riferimento (NTC 2008) valutando le tensioni massime in acciaio e calcestruzzo dovute all'effetto combinato delle azioni interne agenti. Nel dettaglio la verifica si considera soddisfatta quando risultano verificate le seguenti relazioni:

$\sigma_{s,SLU}<f_{yd}$

$\sigma_{c,SLU}<f_{cd}$

dove i valori delle massime resistenze di progetto sono valutati come

$f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s$

$f_{cd}=f_{ck}/\gamma_c$

per la valutazione del fattore di sicurezza si è utilizzata la procedura automatica del programma ad elementi finiti usato per la modellazione (Phase 2.0) che implementa la procedura di calcolo proposta da C. Carranza Torres e M. Diederichs basata sulla costruzioni di diagrammi di capacità ("Mechanicalanalysis of circularliners with particularreference to composite supports. For example, liners consisting of shotcrete and steel sets" – Tunnelling and Underground Space technology24 (2009) 506-532) e descrittabrevemente in seguito.

### 8.1.1.2 Verifiche di resistenza allo Stato Limite Ultimo

Come accennato al paragrafo precedente il programma di calcolo utilizzato implementa la procedura proposta da da C. Carranza Torres e M. Diederichs. Tale metodo prevede che nel calcolo delle sollecitazioni il pre-rivestimento venga schematizzato attraverso una sezione equivalente le cui caratteristiche geometriche (spessore e larghezza) vengono valutate a partire dalle rigidezze assiali e flessionali delle singole componenti. Coerentemente si ricavano i parametri di rigidezza della sezione equivalente e il modulo elastico del materiale. In tal modo il programma valuta un unico valore di azione interna per il pre-rivestimento dal quale verranno dedotti a valle dell'analisi i valori da considerare per le singole componenti, ovvero centine e spritz beton. Tale equivalenza è valutata basandosi sull'ipotesi fondamentale che i due materiali siano rigidamente connessi e che pertanto si deformano in modo uguale sia sotto carichi assiali che a flessione.

Una volta determinate le azioni interne agenti sui prerivestimenti si valuta il fattore di sicurezza rispetto al valore resistente associato alla sezione. Questo confronto viene realizzato mediante la rappresentazione dei diagrammi di capacità per le singole componenti.

Tali diagrammi vengono realizzati considerando l'azione accoppiata di momento flettente-sforzo normale e taglio-sforzo normale. Nel dettaglio si tratta della definizione di domini di resistenza associati ad un certo fattore di sicurezza prescelto.

Per quanto riguarda il caso di pressoflessione le tensioni massima e minima possono essere valutate a partire dallo sforzo normale e dal momento flettente agenti sulla sezione stessa (N e M) attraverso la relazione:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{J} \cdot \frac{t}{2}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{A} - \frac{M}{J} \cdot \frac{t}{2}$$

Dove A è l'area della sezione, J è il momento d'inerzia e t è lo spessore. Per determinare il fattore di sicurezza è necessario confrontare le massime/minime tensioni con il limite ammissibile da normativa, ovvero:

$$FS = \frac{\sigma_{amm}}{\sigma_{\max/\min}}$$

Sostituendo le prime equazioni nella terza è possibile pertanto determinare per i differenti valori di momento flettente il corrispondente sforzo normale associato al fattore di sicurezza prescelto.

$$N = -\frac{|M|At}{2J} + \frac{\sigma_{amm}A}{FS}$$

$$N = \frac{|M|At}{2J} + \frac{\sigma_{amm}A}{FS}$$

Analogamente si può procedere per il caso di taglio e sforzo normale per il quale si riguarda all'articolo citato per dettagli.

Per quanto riguarda le strutture in oggetto, dato che le analisi sono condotte in combinazione rara, si considereranno i seguenti valori del fattore di sicurezza:

$FS_s = 1.3 \cdot 1.05 = 1.365$

$FS_c = 1.3 \cdot 1.5 = 1.95$

### 8.1.2 Criteri di verifica dei rivestimenti definitivi

#### 8.1.2.1 Note generali

I criteri di verifica adottati per il calcolo delle armature sono quelli presenti nella normativa italiana NTC'08 al capitolo 4, per le sezioni in cemento armato inflesse e presso inflesse, sia per lo Stato Limite Ultimo che per lo Stato Limite di Esercizio. Le caratteristiche meccaniche dei materiali strutturali utilizzati per le verifiche sono riportati nei capitoli precedenti.

#### 8.1.2.2 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio

Si considereranno i limiti imposti dalle NTC'08 sulle tensioni di compressione nel calcestruzzo per combinazione di carico quasi permanente:

$\sigma_c < 0.25 f_{ck}$ (calcestruzzo non armato)

$\sigma_c < 0.45 f_{ck}$ (calcestruzzo armato)

Per l'acciaio invece vale la limitazione sotto riportata. Tale limite è imposto dalla norma per la combinazione di carico rara:

$\sigma_s < 0.80 f_{yk}$ (acciaio di armatura)

### *8.1.2.3 Stato limite di fessurazione*

In ordine di severità crescente si distinguono i seguenti stati limite:

a) stato limite di decompressione nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0

b) stato limite di formazione delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_t \leq \frac{f_{ctk}}{\gamma_m}$$

c) stato limite di apertura delle fessure nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$w_1$ = 0,2 mm
$w_2$ = 0,3 mm
$w_3$ = 0,4 mm

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione.

Condizioni ambientali

Le condizioni ambientali, ai fini della valutazione della durabilità delle strutture in calcestruzzo, possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive.

La tabella 4.1.III delle NTC raccoglie le classi di esposizione per ogni condizione ambientale:

| 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 |

**Tabella 8-1 – Descrizione delle condizioni ambientali**

Nel caso in esame si considera l'opera sottoposta a condizioni XC4.

**Tabella C4.1.IV** *Copriferri minimi in mm*

| | | | barre da c.a. elementi a piastra | | barre da c.a. altri elementi | | cavi da c.a.p. elementi a piastra | | cavi da c.a.p. altri elementi | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $C_{min}$ | $C_o$ | ambiente | $C \geq C_o$ | $C_{min} \leq C < C_o$ | $C \geq C_o$ | $C_{min} \leq C < C_o$ | $C \geq C_o$ | $C_{min} \leq C < C_o$ | $C \geq C_o$ | $C_{min} \leq C < C_o$ |
| C25/30 | C35/45 | ordinario | 15 | 20 | 20 | 25 | 25 | 30 | 30 | 35 |
| C28/35 | C40/50 | aggressivo | 25 | 30 | 30 | 35 | 35 | 40 | 40 | 45 |
| C35/45 | C45/55 | molto ag. | 35 | 40 | 40 | 45 | 45 | 50 | 50 | 50 |

**Tabella 8-2: Copriferri minimi**

Si mantiene pertanto un copriferro di 5 cm impiegando un calcestruzzo di classe C32/40.

Sensibilità delle armature alla corrosione

Le armature si distinguono in due gruppi: armature sensibili e armature poco sensibili. Appartengono al primo gruppo gli acciai da precompresso (con stato tensionale imposto). Appartengono al secondo gruppo gli acciai ordinari.

Le armature del manufatto oggetto di analisi appartengono al gruppo delle armature poco sensibili.

Scelta degli stati limite di fessurazione

Nella tabella sottostante sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle esigenze sopra riportate.

**Tabella 4.1.IV** – *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 | $\leq w_1$ |

**Tabella 8-3: Stato limite di fessurazione**

Le armature della galleria, oggetto della presente relazione, appartengono al gruppo delle armature poco sensibili e si trovano in condizioni ambientali aggressive.

Per la verifica dello stato limite di fessurazione si fa quindi riferimento al limite di apertura delle fessure $w_1$ pari a 0.2 mm sia per le azioni quasi permanenti.

Stato limite di apertura delle fessure

Il valore caratteristico di calcolo di apertura delle fessure ($w_d$) non deve superare i valori nominali $w_1$, $w_2$, $w_3$ secondo quanto riportato nella Tabella riportata in precedenza.

Il valore caratteristico di calcolo è dato da: $w_d = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{smax}$

dove$\varepsilon_{sm}$ è la deformazione media delle barre d'armatura $\varepsilon_{sm}$e$\Delta_{smax}$ è la distanza massima tra le fessure.

Per il calcolo di $\varepsilon_{sm}$ e $\Delta_{smax}$si utilizzano le formulazioni riportate nella circolare esplicativa alle NTC 2008. Cui si rimanda per i dettagli.

### *8.1.2.4 Verifiche di resistenza allo Stato Limite Ultimo*

Pressoflessione

Per la valutazione della resistenza ultima delle sezioni di elementi monodimensionali si adottano le seguenti ipotesi:

- 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.

Si assumeranno come diagrammi tensione-deformazione i diagrammi parabola-rettangolo e elastico perfettamente plastico per calcestruzzo e acciaio, rispettivamente.

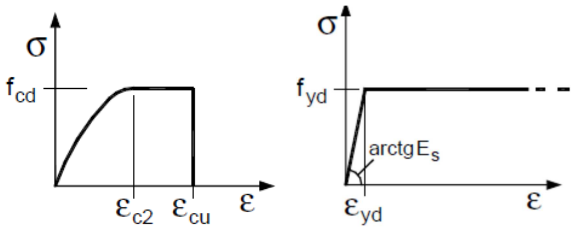



**Figura 8.1: Diagrammi σ–ε [NTC 2008]**

Per la classe di calcestruzzo adoperata i valori di deformazione $\varepsilon_{c2}$ ed $\varepsilon_{cu}$ valgono rispettivamente 0.2% e 0.35%. La deformazione ultima $\varepsilon_{yd}$ dell'acciaio è pari all'1%.

Con riferimento alla sezione pressoinflessa in figura, la verifica di resistenza si conduce controllando che:

$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$

Dove:

$M_{Rd}$ è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a $N_{Ed}$;

$N_{Ed}$ è il valore di calcolo della componente assiale dell'azione;

$M_{Ed}$ è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

Le sollecitazioni di progetto sono ottenute moltiplicando, per opportuni fattori amplificativi, i valori caratteristici derivanti dall'analisi numeriche. Nella fattispecie, essendo i carichi sui rivestimenti di natura permanente e compiutamente definita, il fattore moltiplicativo è stato assunto pari a 1.3.

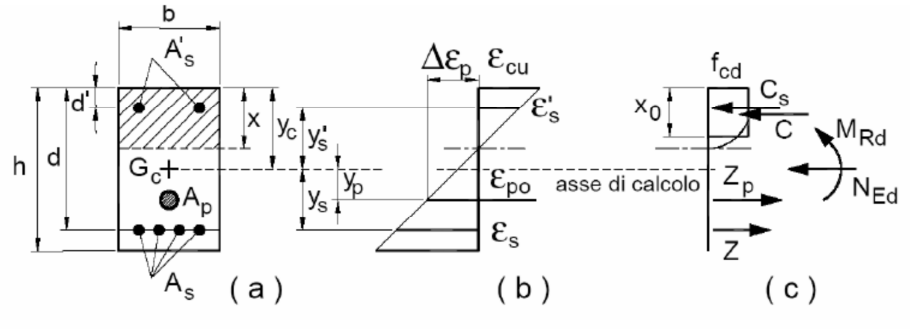



**Figura 8.2: Sezione pressoinflessa [NTC 2008]**

Taglio

Per quanto riguarda gli elementi che prevedono una armatura a flessione la resistenza verrà valutata con la seguente formulazione:

$$V_{Rd} = \left\{ \frac{1}{\gamma_c} 0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (\upsilon_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

nella quale:

$\gamma_c = 1.5$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$$

$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} < 0.02$ rapporto geometrico di armatura longitudinale

$$\upsilon_{\min} = 0.035 \cdot \sqrt{k^3 \cdot f_{ck}}$$

$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0.2 f_{cd}$ tensione media di compressione della sezione

essendo*d* l'altezza utile e $b_w$ la larghezza minima della sezione.

La verifica di resistenza è soddisfatta se vale la seguente disuguaglianza:$V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Nel caso in cui la verifica sopra riportata non risulti soddisfatta si prevede l'installazione di una specifica armatura a taglio. La resistenza dell'elemento strutturale si valuta dunque come:

$V_{Rd}$ = min( $V_{Rsd}$, $V_{Rcd}$)

In cui:

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot ctg\,\theta$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot ctg\,\theta \Big/ \left(1 + ctg^2\theta\right)$$

Per il significato dei simboli si faccia riferimento allo specifico capitolo di normativa (4.1.2.1.3.2).

Per quanto riguarda le sezioni armate solo con fibre metalliche si considereranno i limiti imposti dalle NTC'08 sulle tensioni tangenziali nel calcestruzzo:

$\tau_c < 0.21\, f_{ctk}$ (calcestruzzo non armato)

dove $f_{ctk}$ è il valore caratteristico della resistenza a trazione del calcestruzzo. Le verifiche verranno espresse in termini di taglio resistente valutato attraverso la relazione:

$$\tau = \frac{3}{2} \cdot \frac{T}{A}$$

## 8.2 Fase di diagnosi

### 8.2.1 *Previsione del comportamento della galleria e dell'ammasso allo scavo*

L'apertura di una cavità in un materiale caratterizzato da un campo di tensioni naturali preesistente indisturbato, dovuto essenzialmente a carichi litostatici e a sforzi tettonici, porta a una generale ridistribuzione degli sforzi, sia in direzione trasversale che longitudinale, con conseguente incremento delle tensioni al contorno della galleria e già oltre il fronte di scavo.

Si genera così un nuovo campo tensionale che tende a far evolvere l'ammasso intorno al cavo verso una nuova situazione di equilibrio diversa da quella naturale, dando luogo a fenomeni deformativi.

Sulla base delle conoscenze dei terreni interessati dalle gallerie, è possibile, elaborando anche le esperienze maturate in lavori analoghi, svolgere delle previsioni sul comportamento dei terreni allo scavo, necessarie alla definizione degli interventi di stabilizzazione e degli schemi di avanzamento.

Queste previsioni sono strettamente connesse con lo studio dello stato tenso-deformativo instauratosi nell'ammasso al contorno della galleria e indotto dalle operazioni di scavo.

La previsione delle modalità di avanzamento in sotterraneo è stata principalmente condotta secondo l'approccio del "Metodo per l'Analisi delle Deformazioni Controllate nelle Rocce e nei Suoli (ADECO-RS)". Sulla base dei dati raccolti in fase di studio geologico e di caratterizzazione geomeccanica degli ammassi da attraversare, sono state effettuate le previsioni di comportamento tenso-deformativo della galleria in assenza di interventi, ed in particolare modo la previsione sul "comportamento deformativo del fronte di scavo", il quale riveste notevole importanza nella definizione delle condizioni di stabilità, a breve e lungo termine, e degli interventi più idonei per garantirle. Il comportamento del fronte è principalmente condizionato da:

- le caratteristiche di resistenza e deformabilità dell'ammasso connesse con le varie strutture geologiche che interessano le gallerie;
- il comportamento del materiale nel breve e lungo termine: rigonfiamento, squeezing, fluage e rilasci tensionali;
- i carichi litostatici corrispondenti alle coperture in gioco;
- la forma e le dimensioni della sezione di scavo;
- lo schema di avanzamento e la tipologia dello scavo.

Il comportamento del fronte di scavo, al quale è legato quello della cavità, può essere sostanzialmente di tre tipi: "stabile", "stabile a breve termine" e "instabile", come di seguito brevemente illustrato.

GALLERIE A FRONTE STABILE (CASO A)

Se il fronte di scavo è stabile, ciò significa che lo stato tensionale al contorno della cavità in prossimità del fronte si mantiene in campo prevalentemente elastico e i fenomeni deformativi osservabili sono di piccola entità e tendono a esaurirsi rapidamente. In questo caso anche il comportamento del cavo sarà stabile (rimanendo prevalentemente in campo elastico) e quindi non si rendono necessari interventi preventivi di consolidamento. Saranno sufficienti, nel breve termine, interventi di confinamento delle pareti di scavo, e nel lungo termine, la realizzazione del rivestimento definitivo.

GALLERIE A FRONTE STABILE A BREVE TERMINE (CASO B)

Questa condizione si verifica quando lo stato tensionale indotto dall'apertura della cavità supera le caratteristiche di resistenza meccanica del materiale al fronte, che non ha più un comportamento di tipo

elastico, ed assume un comportamento di tipo elasto-plastico. I fenomeni deformativi connessi con tale ridistribuzione delle tensioni sono più accentuati che nel caso precedente ne consegue una decompressione dell'ammasso roccioso al fronte che porta a una riduzione della resistenza. Questa decompressione deve essere opportunamente regimata, nel breve termine, mediante adeguati interventi di contenimento e, in funzione dei tassi deformativi, di preconsolidamento al fronte, in grado di contenere l'ammasso e condurlo verso condizioni di stabilità; diversamente lo stato tenso-deformativo può evolvere verso condizioni di instabilità del cavo. Il rivestimento definitivo costituirà il supporto del cavo a lungo termine.

GALLERIE A FRONTE INSTABILE (CASO C)

L'instabilità progressiva del fronte di scavo è attribuibile ad una accentuazione dei fenomeni deformativi in campo plastico, che risultano immediati e più rilevanti, manifestandosi prima ancora che avvenga lo scavo oltre il fronte stesso. L'incremento di deformazioni nell'ammasso roccioso portano a un decadimento rapido e progressivo delle caratteristiche meccaniche. Il contenimento dei fenomeni deformativi deve avvenire prima dell'arrivo del fronte di scavo e richiede pertanto interventi di preconsolidamento sistematici in avanzamento che consentiranno di creare artificialmente quell' effetto arco capace di far evolvere la situazione verso configurazioni di equilibrio stabile nel breve termine. Il rivestimento definitivo costituirà il supporto del cavo a lungo termine.

La definizione delle categorie di comportamento secondo il Metodo ADECO viene effettuata procedendo alla valutazione comparata e sistematica di tre fattori:

- entità del fenomeno deformativo al fronte e a scavo avvenuto
- entità della fascia plasticizzata al fronte e a scavo avvenuto
- andamento della linea caratteristica (forma e ampiezza del tratto elastico e plastico)

In particolare, in questo caso, sulla base delle caratteristiche dei materiali si è considerato in linea generale per la definizione della classe di comportamento quanto di seguito:

- se la convergenza prevista al fronte è inferiore allo 0.5% del raggio medio, il comportamento è di classe A; se invece la convergenza prevista al fronte è maggiore dello 0.5% ma inferiore al 1.5% del raggio medio il comportamento è di classe B, altrimenti di classe C;
- se la fascia plastica risulta non rilevante (inferiore a 0.5 volte il raggio) il comportamento è di classe A; se invece la fascia plastica è maggiore di 0.5 volte il raggio ma inferiore a 1.5 volte il raggio il comportamento è di classe B, altrimenti di classe C;
- si valuta la forma della linea caratteristica del cavo; in classe A questa è quasi interamente lineare (tratto elastico); in classe B compare una parte curva (tratto plastico) ma non rilevante; in classe C il tratto curvo è rilevante e generalmente, a pressione nulla, le convergenze del cavo non sono compatibili con lo scavo o hanno andamento asintotico senza mai convergere.

### 8.2.2 Analisi di stabilità del fronte e del cavo

#### 8.2.2.1 Procedura operativa

Sulla base degli elementi raccolti nella fase conoscitiva, nella fase di diagnosi vengono sviluppate le previsioni sul comportamento deformativo del fronte e del cavo in assenza di interventi, al fine di giungere all'individuazione di tratte a comportamento omogeneo, suddivise nelle categorie di comportamento precedentemente descritte.

Si sono pertanto individuati differenti settori dell'opera caratterizzati da comuni caratteristiche geomeccaniche (range GSI dell'ammasso), implementando le analisi di previsione del comportamento deformativo del fronte e del cavo in relazione allo stato tensionale dell'ammasso in cui si collocano i settori geo-meccanicamente omogenei.

Il comportamento dell'ammasso allo scavo mediante le curve caratteristiche del cavo derivate secondo la soluzione proposta da Carranza-Torres (2004 - Elasto-plastic solution of tunnel problems using the generalized form of the Hoek-Brown failure criterion – International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Proceedings of the ISRM SINOROCK 2004 Symposium, edited by J.A. Hudson and Xia – Ting Feng, Volume 41, Issue 3) basata sul criterio di rottura Hoek-Brown generalizzato, per mezzo elastico perfettamente plastico e riferite alla qualità geomeccanica media dell'ammasso nell'ambito di ciascun settore omogeneo individuato (assunzione del parametro GSI medio del range identificato nel Profilo Geologico di previsione).

Sono state effettuate, per la fase di diagnosi analisi di tipo probabilistico mediante il programma RocSupport, per le seguenti sezioni:

- Sezione 1: 30 metri di copertura, Flysch Monte Antola
- Sezione 2: 50 metridi copertura, Flysch Monte Antola
- Sezione 3: 100 metridi copertura, Flysch Monte Antola
- Sezione 4: 135 metridi copertura, Flysch Monte Antola

Si riporta, di seguito,la tabella relativa ai parametri geomeccanici attribuiti alle sezioni su cui è stata condotta l'analisi probabilistica. Alle pagine successive sono forniti gli istogrammi relativi alle distribuzioni di probabilità assunte per i differenti parametri meccanici.

| | | $\sigma_c$ | | | GSI | | | E | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| v | mi | Range ristretto | m ristretto | sqm ristretto | Range ristretto | m ristretto | sqm ristretto | Range | media |
| [-] | [-] | [Mpa] | [Mpa] | [MPa] | [-] | [-] | [-] | [Gpa] | [Gpa] |
| 0.25 | 12 | 20 - 70 | 45 | 8.34 | 55 - 65 | 60 | 1.67 | 1277- 22875 | 9.360 |

**Figura 8-3: Range parametri geomeccanici formazione FMA Sezioni da 1 a 4**

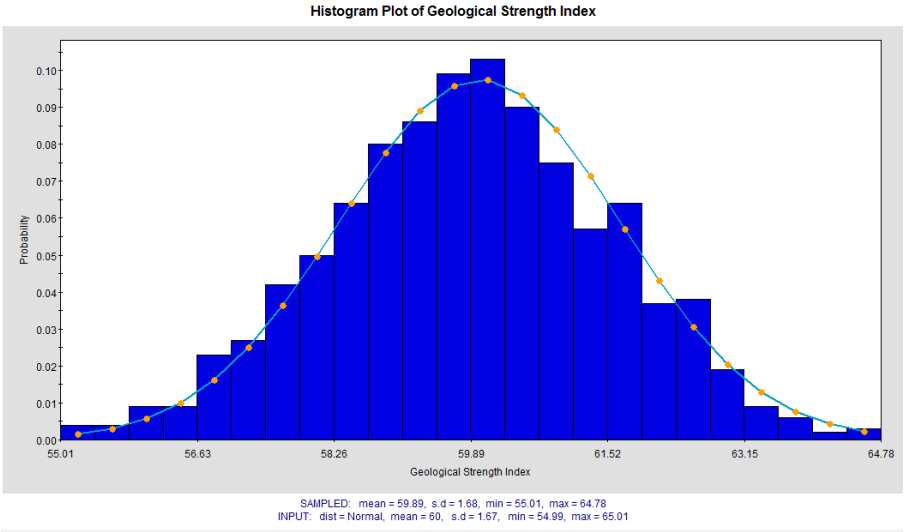



**Figura 8-4 –Distribuzione GSi interpretata dal programma RocSupport**

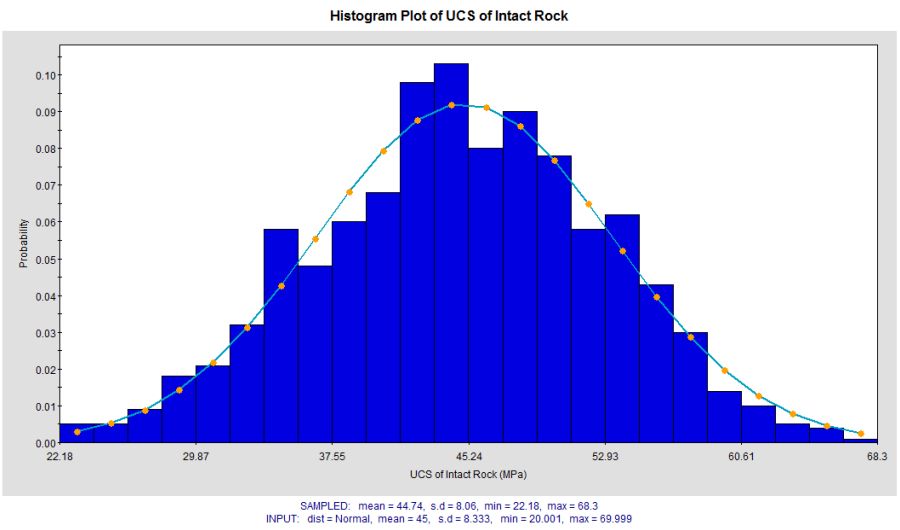



**Figura 8-5 – Distribuzione UCS interpretata dal programma RocSupport**

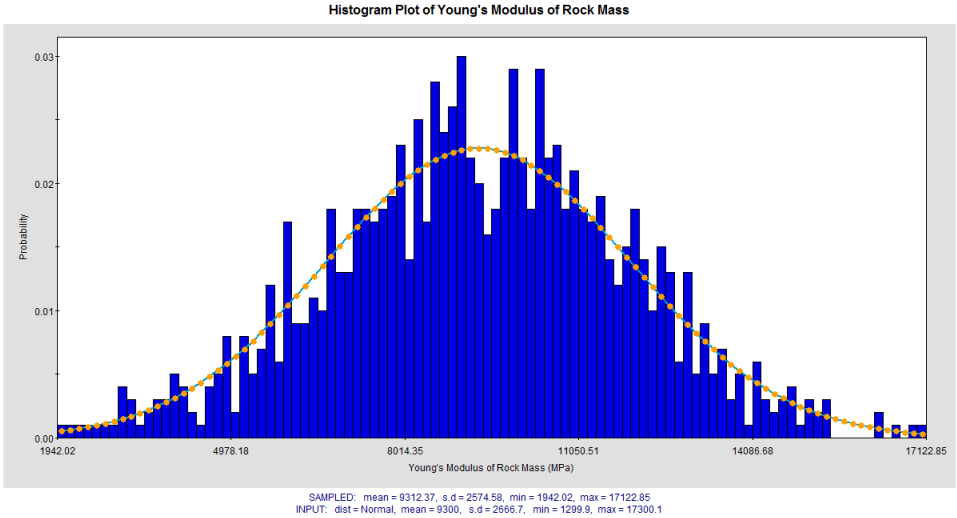



**Figura 8-6 – Distribuzione "E" interpretata dal programma RocSupport**

La differenziazione in base alle copertura è stata dettata dal fatto che all'interno del medesimo settore è presente una variabilità della copertura in calotta. Per questo motivo, sono fornite le curve caratteristiche associate alla copertura minore e maggiore previste.

E' stata, infatti, effettuata una diagnosi per le seguenti coperture:

Ad ogni copertura è stato associato uno stress in situ [MPa] come riportato nella tabella seguente

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Coperture indagate | [m] | [m] | [m] | [m] |
| | 30 | 50 | 100 | 135 |
| Peso unità di volume | [kN/m3] | [kN/m3] | [kN/m3] | [kN/m3] |
| | 26 | 26 | 26 | 26 |
| In-situ stress | [Mpa] | [Mpa] | [Mpa] | [Mpa] |
| | 0.78 | 1.3 | 2.6 | 3.51 |

**Figura 8.7: "In-situ stress" relativo alle coperture indagate**

Le curve sono state calcolate assumendo una cavità cilindrica di raggio 6.21 m, corrispondente ad un raggio equivalente della sezione scavata in tradizionale.

### *8.2.2.2 Esito delle analisi*

Per ogni sezione di calcolo (copertura), si riportano i seguenti grafici:

- Curva caratteristica: "Support pressure [MPa] – Wall Displacement [mm]", calcolata sulla media dei parametri le cui distribuzioni sono state elaborate statisticamente.

- Distribuzione cumulativa della convergenza: "Cumulativ probability [%] – Final wall displacement [mm]", derivata dall'implementazione degli scenari di calcolo sviluppati tramite selezione automatica dei parametri (campionamento con Metodo di Monte Carlo) nell'ambito delle specifiche distribuzioni statistiche fornite al software di calcolo.

- Distribuzione cumulativa del raggio plastico derivata dall'implementazione degli scenari di calcolo sviluppati tramite selezione automatica dei parametri (campionamento con Metodo di Monte Carlo) nell'ambito delle specifiche distribuzioni statistiche fornite al software di calcolo.

## Sezione 1 – Copertura: 30 metri

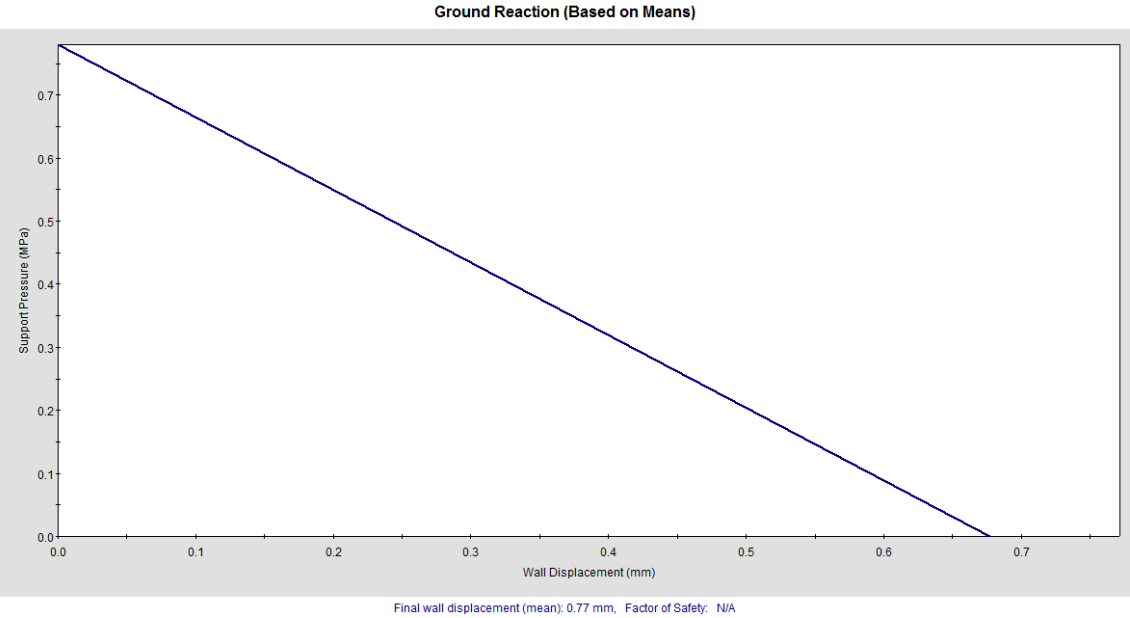



**Figura 8.8: "Support pressure [MPa] – Wall Displacement [mm]" –Sezione 1: 30 metri**




**Figura 8.9: "Cumulativ probability [%] – Final wall displacement [mm]" – Sezione 1: 30 metri**

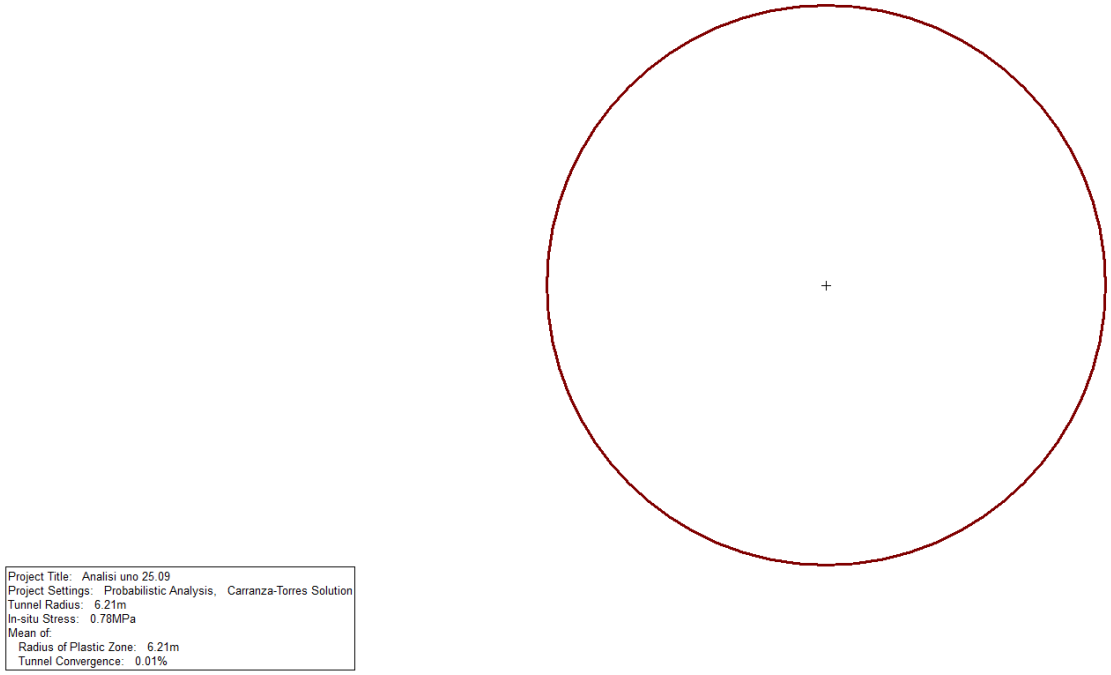



**Figura 8-10–Distribuzione cumulativa del raggio plastico – Sezione 1: 30 metri**

## Sezione 2 – Copertura: 50 metri

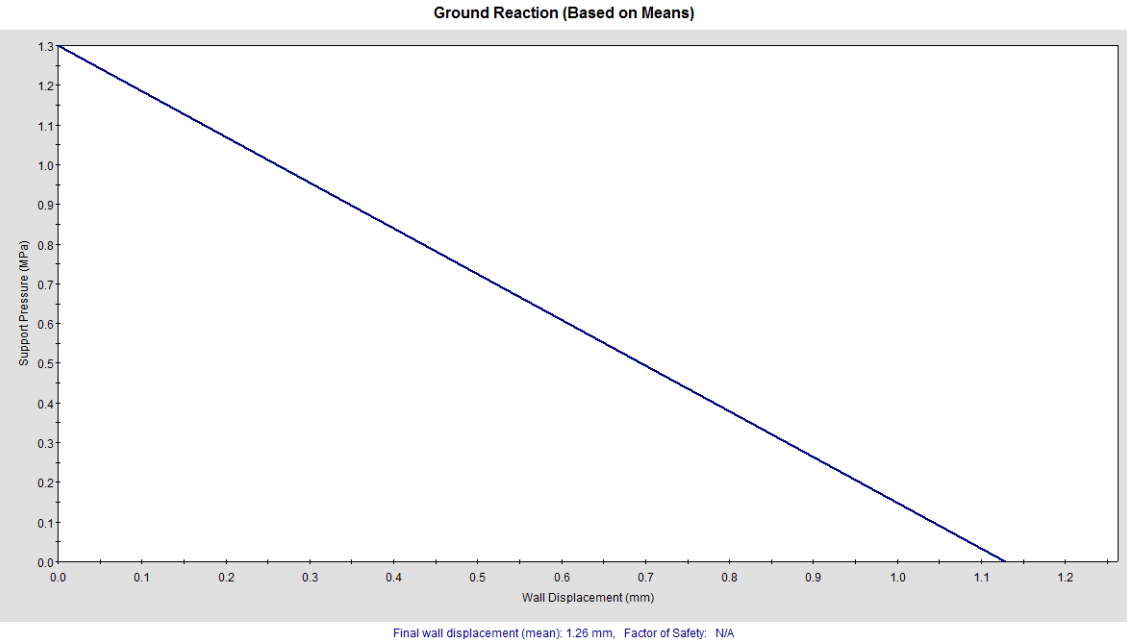



**Figura 8.11: "Support pressure [MPa] – Wall Displacement [mm]" –Sezione 2: 50 metri**

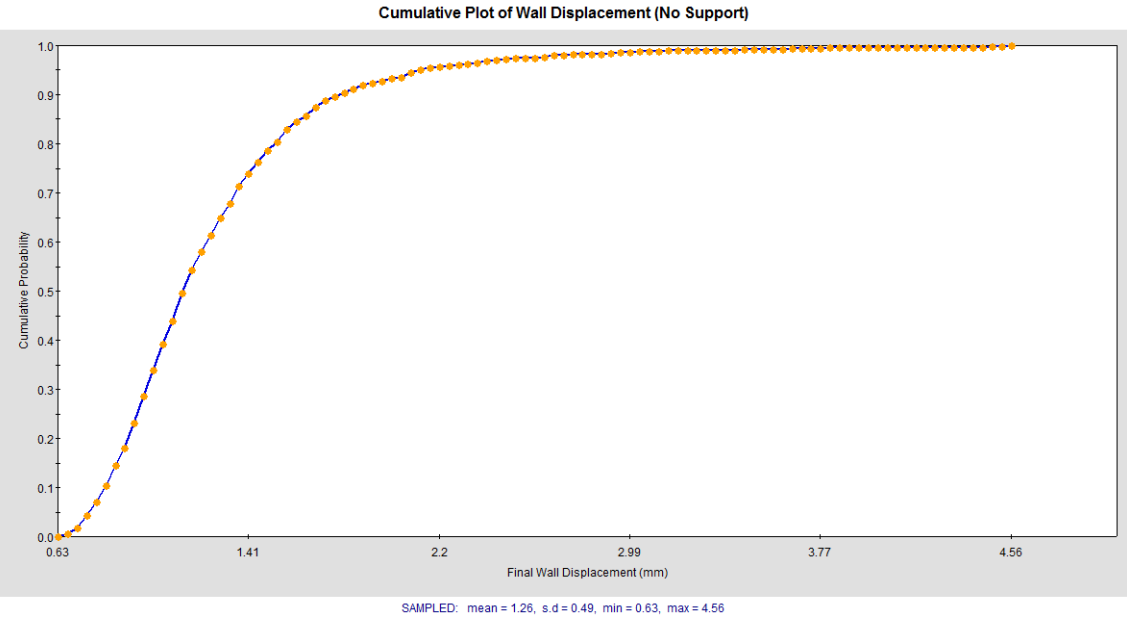



**Figura 8.12: "Cumulativ probability [%] – Final wall displacement [mm]" – Sezione 2: 50 metri**

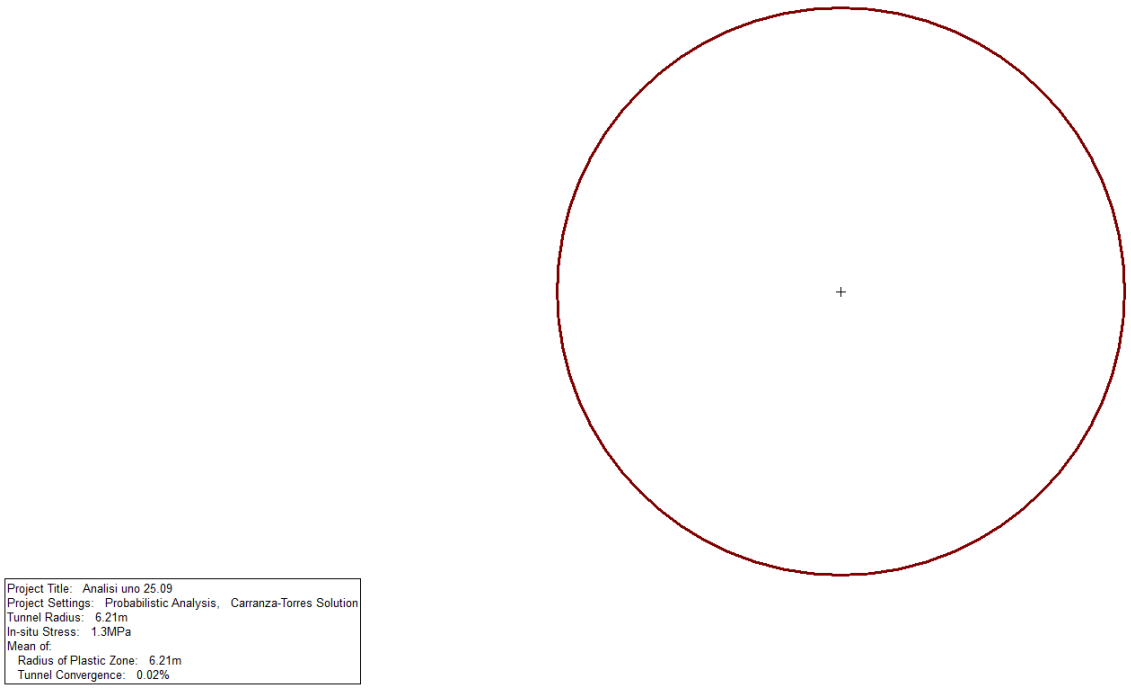



**Figura 8-13–Distribuzione cumulativa del raggio plastico – Sezione 2: 50 metri**

## Sezione 3 – Copertura: 100 metri




**Figura 8.14: "Support pressure [MPa] – Wall Displacement [mm]" –Sezione 3: 100 metri**

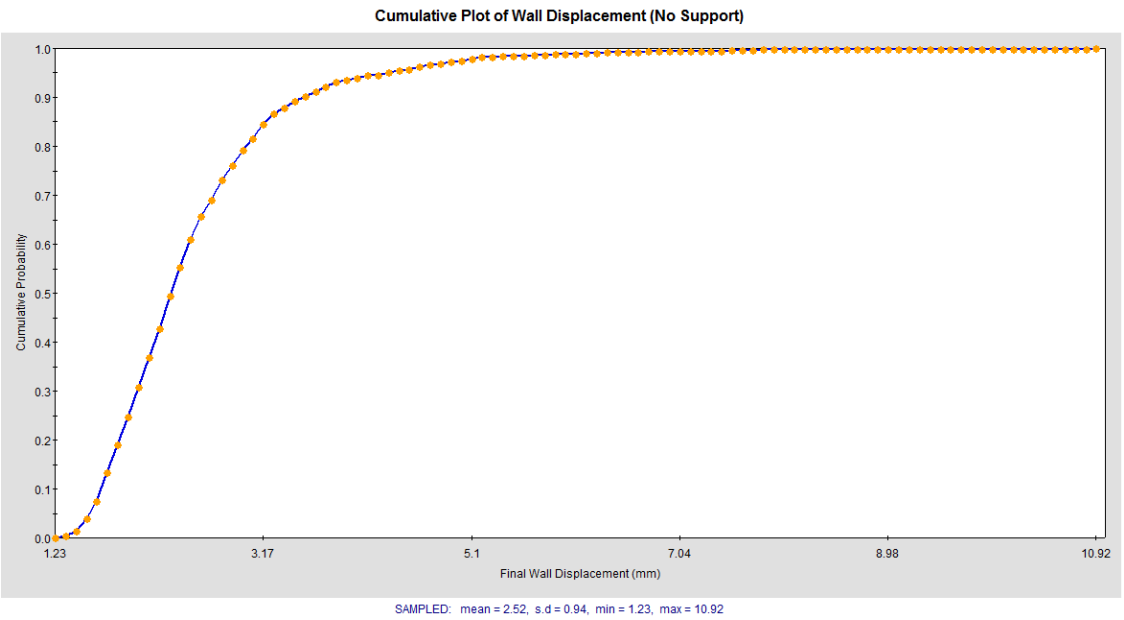



**Figura 8.15: "Cumulativ probability [%] – Final wall displacement [mm]" – Sezione 3: 100 metri**

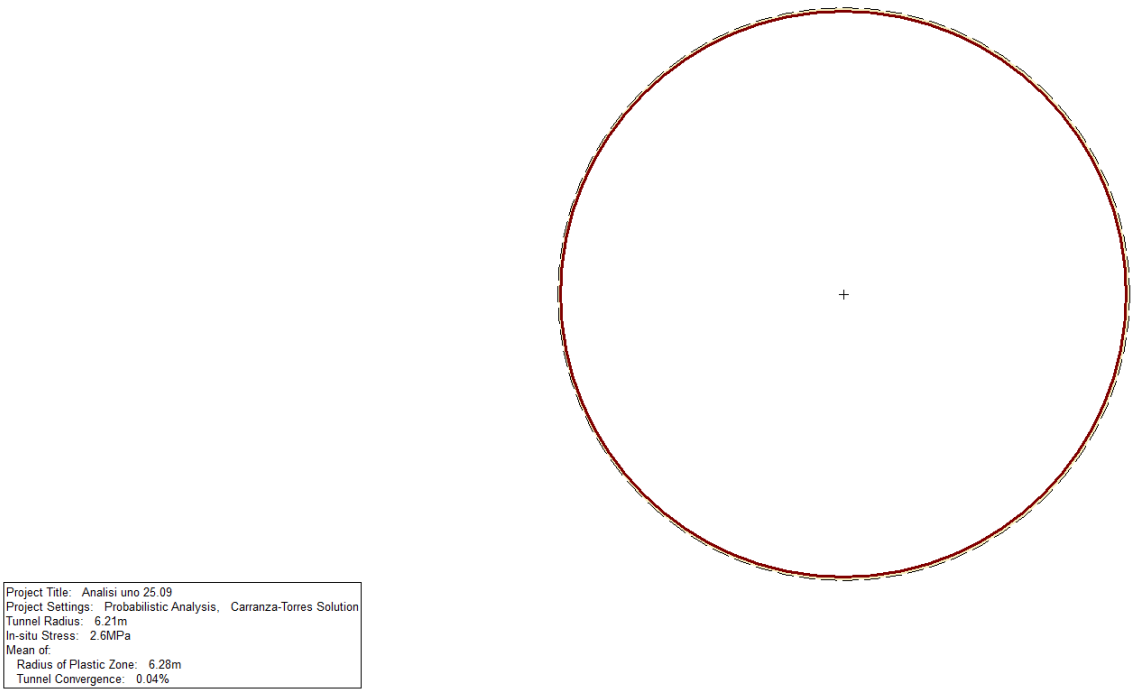



**Figura 8-16–Distribuzione cumulativa del raggio plastico – Sezione 3: 100 metri**

## Sezione 4 – Copertura: 135 metri

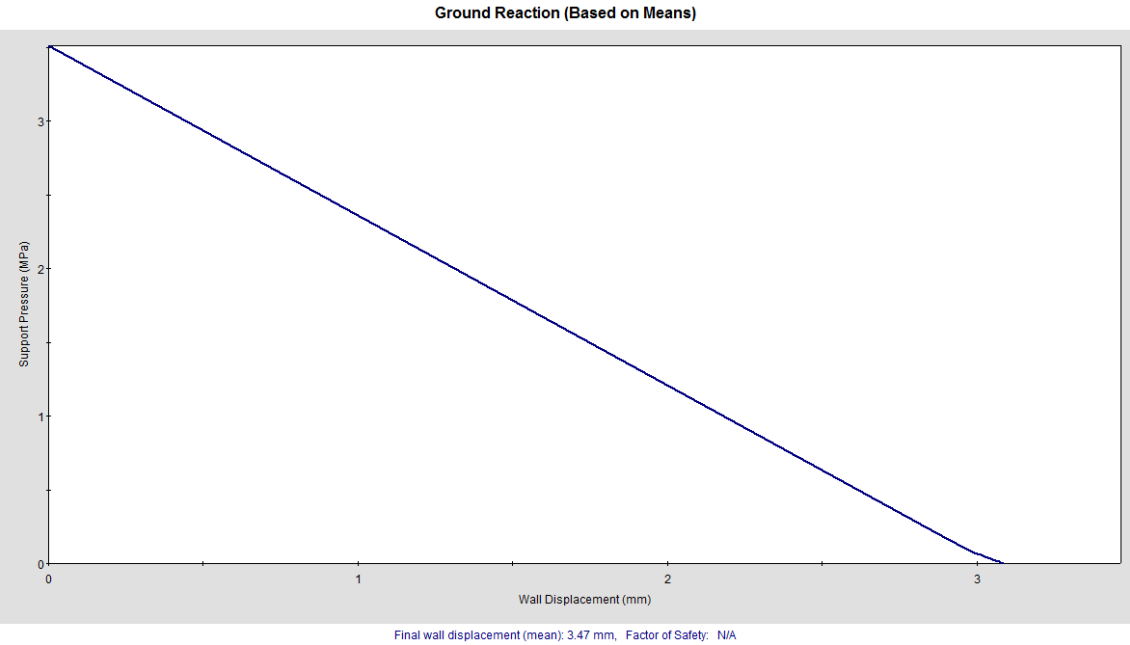



**Figura 8.17: "Support pressure [MPa] – Wall Displacement [mm]"– Sezione 4: 135 metri**

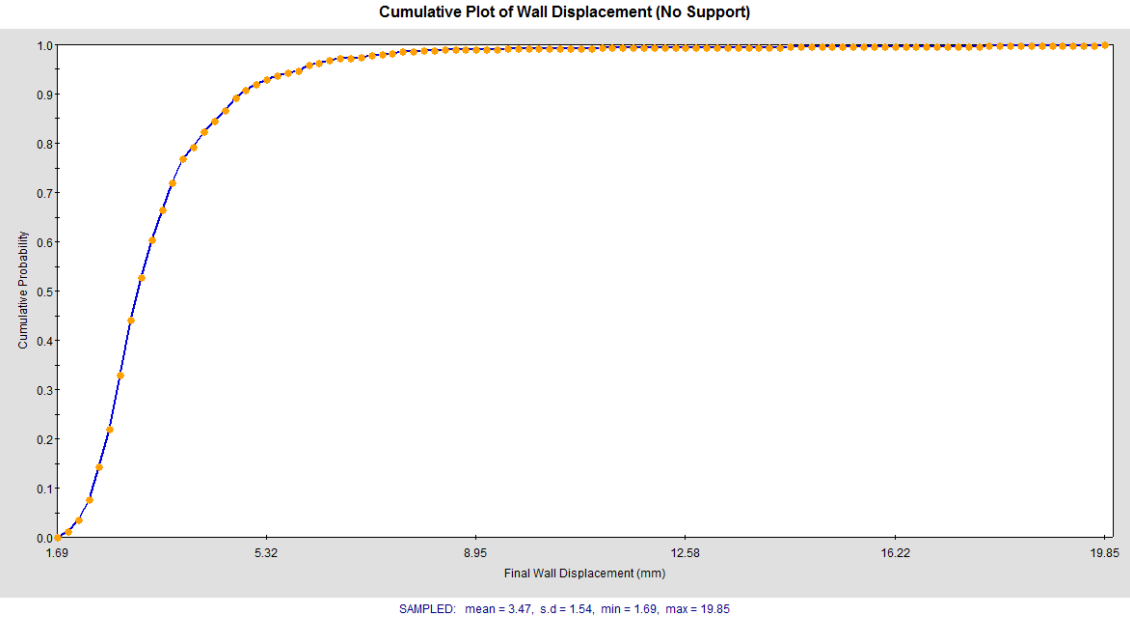



**Figura 8.18: "Cumulativ probability [%] – Final wall displacement [mm]" – Sezione 4: 135 metri**

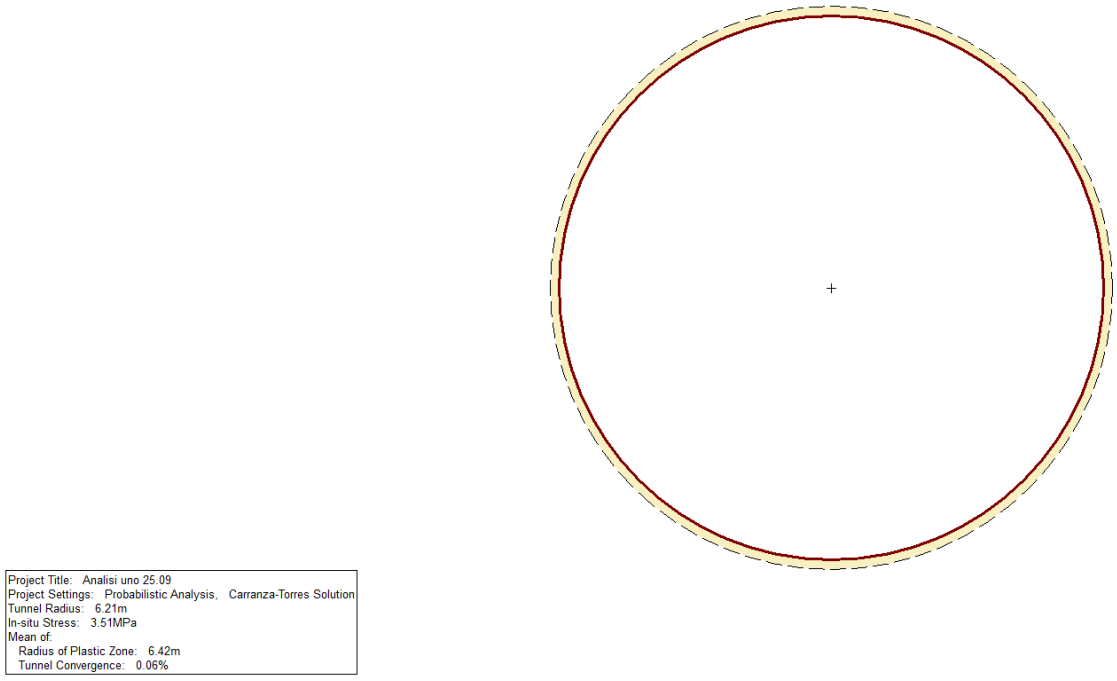



**Figura 8-19–Distribuzione cumulativa del raggio plastico – Sezione 4: 135 metri**

### *8.2.2.3 Quadro di sintesi delle classi di comportamento dell'ammasso all'apertura del cavo*

Nella tabella che segue sono esplicitate, per ogni sezione, le classi di comportamento allo scavo identificate sulla scorta delle analisi tenso-deformative dell'ammasso al contorno del cavo. Per i criteri di attribuzione delle classi di scavo si rimanda a quanto già descritto in precedenza. I risultati esplicitati sono riferiti all'esito delle analisi di convergenza basate sui parametri medi delle distribuzioni statistiche elaborate.

| Sezione | Copertura | Raggio tunnel | Spostamento Radiale (fronte) | Convergenza (fronte) | Raggio plastico (cavo) | Classe di comportamento media |
|---|---|---|---|---|---|---|
| [-] | [m] | [m] | [mm] | [%] | [m] | [-] |
| 1 | 30 | 6.21 | 0.21 | 0.01 | 6.21 | A |
| 2 | 50 | 6.21 | 0.35 | 0.01 | 6.21 | A |
| 3 | 100 | 6.21 | 0.7 | 0.01 | 6.28 | A |
| 4 | 135 | 6.21 | 0.95 | 0.02 | 6.41 | A |

**Tabella 4 - Attribuzione Classe di comportamento Sezioni da 1 a 4**

Si osserva che il comportamento medio dell'ammasso a livello del fronte è stabile (classe A), in tutti i casi di analisi considerati.

Per quanto riguarda i tratti a coperture inferiori di 30 metri, non è stata effettuata un'analisi con RocSupport perché valutata non rappresentativa. Per queste sezioni, tuttavia, sono stati previsti, per limitare fenomeni di subsidenza, interventi di consolidamento in avanzamento che hanno interessato sia il fronte che il cavo.

## 8.3 Fase di terapia

In fase di Terapia vengono associati alla categoria di comportamento individuata gli interventi di consolidamento, preconsolidamento e rivestimento più adatti, che definiscono la sezione tipo "media", in funzione delle caratteristiche meccaniche dell'ammasso.

Nel seguito si i riportano nel dettaglio gli interventi previsti e la sequenza delle fasi esecutive per ciascuna sezione tipo prevista per la galleria. In corso d'opera potrà essere ulteriormente verificata l'adeguatezza di tali sezioni sulla base dei rilievi geostrutturali e del comportamento deformativo del fronte (estrusioni) e del cavo (convergenze, cedimenti), in rapporto alle lavorazioni condotte secondo le fasi e cadenze prestabilite nel progetto.

Per la distribuzione lungo il tracciato delle varie sezioni tipo d'avanzamento si faccia riferimento ai profili geomeccanici.

### *8.3.1 Sezione tipo Ab*

#### *8.3.1.1 Fasi Esecutive*

Successivamente alla posa in opera di drenaggi sub-orizzontali in avanzamento (3+3 tubi di lunghezza L=24,0 m, da prevedere solo in presenza d'acqua) si provvederà all'esecuzione dello scavo a piena sezione mediante esplosivo, con sfondi di profondità massima pari a 3,00 m, sagomando il fronte a forma concava e provvedendo ad un accurato disgaggio meccanico di tutti i blocchi potenzialmente instabili.

Dopo ogni sfondo verrà messo in opera uno strato di spritz-beton fibrorinforzato con spessore sp.=10,0 cm in corrispondenza della tratta appena scavata e disgaggiata, contestualmente verrà eseguito un tampone di spritz beton fibrorinforzato sul fronte di scavo, con spessore pari a 10,0 cm. Ad una distanza di 1,0 m dal fronte verrà quindi eseguita la perforazione e posa in opera dell'intervento di bullonatura al contorno, costituito da 12/13 barre ø24 ad aderenza migliorata, di lunghezza L≥4,50 m, disposti a maglia 1,50 x 1,50 m.

Verrà quindi posato il secondo strato di spritz-beton fibrorinforzatoal contorno con spessore sp.=10,0 cm, fino al raggiungimento di uno spessore totale di 20,0 cm.

Il getto delle murette e dell'arco rovescio verrà eseguito ad una distanza dal fronte regolata in funzione del comportamento deformativo del cavo (eventualmente sarà possibile realizzare prima le murette e successivamente l'arco rovescio). Si provvederà quindi alla realizzazione di un ultimo strato di spritz beton di regolarizzazione (senza utilizzo di fibre, spessore sp.=5,0 cm) a cui seguiranno la messa in opera dell'impermeabilizzazione e il getto immediatamente successivo del rivestimento definitivo di calotta. Anche il getto della calotta sarà eseguito ad una distanza dal fronte regolata in funzione del comportamento deformativo del cavo.

#### *8.3.1.2 Interventi previsti*

La sezione tipo Ab è costituita dai seguenti interventi:

- n° 3+3 drenaggi di lunghezza L = 24,00 m ogni 3 sfondi (eventuali in presenza d'acqua);
- 12/13 bulloni radiali ø24 ad aderenza miglioratain acciaio B450 C, di lunghezza L≥4,50 m, maglia 1,50 m (trasv.) x 1,50 m (long.);
- Spritz-beton fibrorinforzato al contorno sp. 20,0 cm (10,0 cm + 10,0 cm);
- Spritz-beton di regolarizzazione al contorno sp. 5,0 cm;

- Spritz-beton fibrorinforzato al fronte di scavo sp. 10,0 cm a fine sfondo (profondità massima pari a 3,0 m);
- Murette e arco rovescio in CLS di spessore 0,80 m, gettato ad una distanza dal fronte variabile in funzione del comportamento deformativo del cavo;
- Rrivestimento definitivo in CLS di spessore 0,70 m, gettato ad una distanza dal fronte variabile in funzione del comportamento deformativo del cavo;
- Impermeabilizzazione con teli in PVC.

### 8.3.2 *Sezione tipo Ac*

#### 8.3.2.1 *Fasi Esecutive*

Successivamente alla posa in opera di drenaggi sub-orizzontali in avanzamento (3+3 tubi di lunghezza L=24,0 m, da prevedere solo in presenza d'acqua) si provvederà all'esecuzione dello scavo a piena sezione mediante esplosivo, con sfondi di profondità massima pari a 2,40 m, sagomando il fronte a forma concava e provvedendo ad un accurato disgaggio meccanico di tutti i blocchi potenzialmente instabili.

Dopo ogni sfondo verrà messo in opera uno strato di spritz-beton fibrorinforzato con spessore sp.=10,0 cm in corrispondenza della tratta appena scavata e disgaggiata, contestualmente verrà eseguito un tampone di spritz beton fibrorinforzato sul fronte di scavo, con spessore pari a 10,0 cm. Ad una distanza di 0,6 m dal fronte si procederà quindi alla messa in opera delle centine 1 HEA 160 disposte a passo 1,20 m, collegate alle altre mediante apposite catene.

Verrà quindi posato il secondo strato di spritz-beton fibrorinforzato al contorno con spessore sp.=15,0 cm, fino al raggiungimento di uno spessore totale di 25,0 cm.

Il getto delle murette e dell'arco rovescio verrà eseguito ad una distanza dal fronte regolata in funzione del comportamento deformativo del cavo (eventualmente sarà possibile realizzare prima le murette e successivamente l'arco rovescio). Si provvederà quindi alla realizzazione di un ultimo strato di spritz beton di regolarizzazione (senza utilizzo di fibre, spessore sp.=5,0 cm) a cui seguiranno la messa in opera dell'impermeabilizzazione e il getto immediatamente successivo del rivestimento definitivo di calotta. Anche il getto della calotta sarà eseguito ad una distanza dal fronte regolata in funzione del comportamento deformativo del cavo.

#### 8.3.2.2 *Interventi previsti*

La sezione tipo Ac è costituita dai seguenti interventi:

- n° 3+3 drenaggi di lunghezza L = 24,00 m ogni 4 sfondi (eventuali in presenza d'acqua);
- Centine metalliche 1 HEA 160, passo 1,20 m;
- Spritz-beton fibrorinforzato al contorno sp. 25,0 cm (10,0 cm + 15,0 cm);
- Spritz-beton di regolarizzazione al contorno sp. 5,0 cm;
- Spritz-beton fibrorinforzato al fronte di scavo sp. 10,0 cm a fine sfondo (profondità massima pari a 2,4 m);
- Murette e arco rovescio in CLS di spessore 0,80 m, gettato ad una distanza dal fronte variabile in funzione del comportamento deformativo del cavo;

- Rrivestimento definitivo in CLS di spessore 0,70 m, gettato ad una distanza dal fronte variabile in funzione del comportamento deformativo del cavo;
- Impermeabilizzazione con teli in PVC.

### 8.3.3 *Sezione tipo B0v*

#### *8.3.3.1 Fasi Esecutive*

Verrà eseguito un intervento di presostegnoin calotta mediante la posa in opera di 36 tubi metallici Ø 114/10mm, attrezzati mediante 2 vlv/m iniettate ad alta pressione, di lunghezza pari a 14,0 m e con sovrapposizione pari a 4,0 m. Il campo di avanzamento è quindi di 10,0 m. Successivamente si provvederà alla posa in opera di drenaggi sub-orizzontali in avanzamento (3+3 tubi di lunghezza L=24,0 m, da prevedere solo in presenza d'acqua) e quindi all'esecuzione dello scavo a piena sezione mediante mezzi meccanici, con sfondi di profondità massima pari a 1,00 m, sagomando il fronte a forma concava e provvedendo ad un accurato disgaggio meccanico di tutti i blocchi potenzialmente instabili.

Dopo ogni sfondo verrà messo in opera uno strato di spritz-beton fibrorinforzato con spessore sp.=10,0 cm in corrispondenza della tratta appena scavata e disgaggiata, contestualmente verrà eseguito un tampone di spritz beton fibrorinforzato sul fronte di scavo, con spessore pari a 10,0 cm (20,0 cm a fine campo di avanzamento). Ad una distanza di 0,5 m dal fronte si procederà quindi alla messa in opera delle centine 2IPN 180 disposte a passo 1,00 m, collegate alle altre mediante apposite catene.

Verrà quindi posato il secondo strato di spritz-beton fibrorinforzato al contorno con spessore sp.=20,0 cm, fino al raggiungimento di uno spessore totale di 30,0 cm.

Il getto delle murette e dell'arco rovescio verrà eseguito ad una distanza massima di 3,0 Ø dal fronte. Si provvederà quindi alla realizzazione di un ultimo strato di spritz beton di regolarizzazione (senza utilizzo di fibre, spessore sp.=5,0 cm) a cui seguiranno la messa in opera dell'impermeabilizzazione e il getto immediatamente successivo del rivestimento definitivo di calotta ad una distanzamassima dal fronte di 6,0 Ø.

#### *8.3.3.2 Interventi previsti*

La sezione tipo B0v è costituita dai seguenti interventi:

- Presostegno al contorno con n°36 tubi metallici Ø114,0 mm, sp.=10,0mmvalvolati (2 vlv/m) e iniettati, L=14,0 m sovrapposizione 4,0 m;
- n° 3+3 drenaggi di lunghezza L = 24,00 m ogni campo di avanzamento (eventuali in presenza d'acqua);
- Centine metalliche 2IPN 180, passo 1,00 m;
- Spritz-beton fibrorinforzato al contorno sp. 30,0 cm (10,0 cm + 20,0 cm);
- Spritz-beton di regolarizzazione al contorno sp. 5,0 cm;
- Spritz-beton fibrorinforzato al fronte di scavo sp. 10,0 cm a fine sfondo (profondità massima pari a 1,0 m). Lo spessore verrà incrementato a sp. 20,0 cm a fine campo di avanzamento;
- Murette e arco rovescio in C.A. di spessore 0,90 m, gettato ad una distanza dal fronte ≤ 3,0 Ø;
- Rivestimento definitivo in C.A. di spessore 0,60÷1,30 m, gettato ad una distanza dal fronte ≤ 6,0 Ø;

- Impermeabilizzazione con teli in PVC.

### 8.3.4 *Sezione tipo B2v*

#### *8.3.4.1 Fasi Esecutive*

Verrà eseguito un intervento di consolidamento al fronte mediante la posa in opera di 40 tubi in VTR Ø 60/40 mm cementati di lunghezza pari a 18,0 m e con sovrapposizione pari a 8,0 m. Il campo di avanzamento è quindi di 10,0 m.

Successivamente si provvederà alla realizzazione di un intervento di presostegnoin calotta mediante la posa in opera di 36 tubi metallici Ø 114/10mm , attrezzati mediante 2 vlv/m iniettate ad alta pressione, di lunghezza pari a 14,0 m e con sovrapposizione pari a 4,0 m. Si provvederà quindi alla posa in opera di drenaggi sub-orizzontali in avanzamento (3+3 tubi di lunghezza L=24,0 m, da prevedere solo in presenza d'acqua) e quindi all'esecuzione dello scavo a piena sezione mediante mezzi meccanici, con sfondi di profondità massima pari a 1,00 m, sagomando il fronte a forma concava e provvedendo ad un accurato disgaggio meccanico di tutti i blocchi potenzialmente instabili.

Dopo ogni sfondo verrà messo in opera uno strato di spritz-beton fibrorinforzato con spessore sp.=10,0 cm in corrispondenza della tratta appena scavata e disgaggiata, contestualmente verrà eseguito un tampone di spritz beton fibrorinforzato sul fronte di scavo, con spessore pari a 10,0 cm (20,0 cm a fine campo di avanzamento). Ad una distanza di 0,5 m dal fronte si procederà quindi alla messa in opera delle centine 2IPN 180 disposte a passo 1,00 m, collegate alle altre mediante apposite catene.

Verrà quindi posato il secondo strato di spritz-beton fibrorinforzato al contorno con spessore sp.=20,0 cm, fino al raggiungimento di uno spessore totale di 30,0 cm.

Il getto delle murette e dell'arco rovescio verrà eseguito ad una distanza massima di 3,0 Ø dal fronte. Si provvederà quindi alla realizzazione di un ultimo strato di spritz beton di regolarizzazione (senza utilizzo di fibre, spessore sp.=5,0 cm) a cui seguiranno la messa in opera dell'impermeabilizzazione e il getto immediatamente successivo del rivestimento definitivo di calotta ad una distanzamassima dal fronte di 6,0 Ø.

#### *8.3.4.2 Interventi previsti*

La sezione tipo B2v è costituita dai seguenti interventi:

- Preconsolidamento al fronte con n°40 tubi in VTR Ø60,0 mm, sp.=10,0 mm cementati, L=18,0 m sovrapposizione 8,0 m;
- Presostegno al contorno con n°36 tubi metallici Ø114,0 mm, sp.=10,0mmvalvolati (2 vlv/m) e iniettati, L=14,0 m sovrapposizione 4,0 m;
- n° 3+3 drenaggi di lunghezza L = 24,00 m ogni campo di avanzamento (eventuali in presenza d'acqua);
- Centine metalliche 2IPN 180, passo 1,00 m;
- Spritz-beton fibrorinforzato al contorno sp. 30,0 cm (10,0 cm + 20,0 cm);
- Spritz-beton di regolarizzazione al contorno sp. 5,0 cm;
- Spritz-beton fibrorinforzato al fronte di scavo sp. 10,0 cm a fine sfondo (profondità massima pari a 1,0 m). Lo spessore verrà incrementato a sp. 20,0 cm a fine campo di avanzamento;

- Murette e arco rovescio in C.A. di spessore 0,90 m, gettato ad una distanza dal fronte ≤ 3,0 Ø;
- Rivestimento definitivo in C.A. di spessore 0,60÷1,30 m, gettato ad una distanza dal fronte ≤ 6,0 Ø;
- Impermeabilizzazione con teli in PVC.

### *8.3.5 Sezione tipo C2v*

#### *8.3.5.1 Fasi Esecutive*

Si prevede, in prima fase, l'esecuzione di un tampone di impermeabilizzazione al contorno, da realizzarsi mediante 53 tubi in PVC Ø 60/40mmvalvolati (3 vlv/m) e iniettati di lunghezza L=18,0 m, posti in opera con sovrapposizione pari a 8,0 m.Il campo di avanzamento è quindi di 10,0 m.

Verrà quindi eseguito un intervento di consolidamento al fronte mediante la posa in opera di 64 tubi in VTR Ø 60/40 mm cementati di lunghezza pari a 18,0 m e con sovrapposizione pari a 8,0 m e successivamente un intervento di presostegnoin calotta mediante la posa in opera di 36 tubi metallici Ø 114/10mm , attrezzati mediante 2 vlv/m iniettate ad alta pressione, di lunghezza pari a 14,0 m e con sovrapposizione pari a 4,0 m.

Si provvederà poi alla posa in opera di drenaggi sub-orizzontali in avanzamento (3+3 tubi di lunghezza L=24,0 m, da prevedere solo in presenza d'acqua) e quindi all'esecuzione dello scavo a piena sezione mediante mezzi meccanici, con sfondi di profondità massima pari a 1,00 m, sagomando il fronte a forma concava e provvedendo ad un accurato disgaggio meccanico di tutti i blocchi potenzialmente instabili.

Dopo ogni sfondo verrà messo in opera uno strato di spritz-beton fibrorinforzato con spessore sp.=5,0 cm in corrispondenza della tratta appena scavata e disgaggiata, contestualmente verrà eseguito un tampone di spritz beton fibrorinforzato sul fronte di scavo, con spessore pari a 10,0 cm (20,0 cm a fine campo di avanzamento). Ad una distanza di 0,5 m dal fronte si procederà quindi alla messa in opera delle centine 2IPN220 disposte a passo 1,00 m, collegate alle altre mediante apposite catene.

Verrà quindi posato il secondo strato di spritz-beton fibrorinforzato al contorno con spessore sp.=25,0 cm, fino al raggiungimento di uno spessore totale di 30,0 cm.

Il getto delle murette e dell'arco rovescio verrà eseguito ad una distanza massima di 3,0 Ø dal fronte. Si provvederà quindi alla realizzazione di un ultimo strato di spritz beton di regolarizzazione (senza utilizzo di fibre, spessore sp.=5,0 cm) a cui seguiranno la messa in opera dell'impermeabilizzazione e il getto immediatamente successivo del rivestimento definitivo di calotta ad una distanzamassima dal fronte di 6,0 Ø.

#### *8.3.5.2 Interventi previsti*

La sezione tipo C2v è costituita dai seguenti interventi:

- Tampone di impermeabilizzazione al contorno con n°53 tubi in PVC Ø60,0 mm, sp.=10,0mmvalvolati (3 vlv/m) e iniettati, L=18,0 m sovrapposizione 8,0 m;
- Preconsolidamento al fronte con n°64 tubi in VTR Ø60,0 mm, sp.=10,0 mm cementati, L=18,0 m sovrapposizione 8,0 m;
- Presostegno al contorno con n°36 tubi metallici Ø114,0 mm, sp.=10,0mmvalvolati (2 vlv/m) e iniettati, L=14,0 m sovrapposizione 4,0 m;

- n° 3+3 drenaggi di lunghezza L = 24,00 m ogni campo di avanzamento (eventuali in presenza d'acqua);
- Centine metalliche 2IPN220, passo 1,00 m;
- Spritz-beton fibrorinforzato al contorno sp. 30,0 cm (5,0 cm + 25,0 cm);
- Spritz-beton di regolarizzazione al contorno sp. 5,0 cm;
- Spritz-beton fibrorinforzato al fronte di scavo sp. 10,0 cm a fine sfondo (profondità massima pari a 1,0 m). Lo spessore verrà incrementato a sp. 20,0 cm a fine campo di avanzamento;
- Murette e arco rovescio in C.A. di spessore 0,90 m, gettato ad una distanza dal fronte ≤ 3,0 Ø;
- Rivestimento definitivo in C.A. di spessore 0,60÷1,30 m, gettato ad una distanza dal fronte ≤ 6,0 Ø;
- Impermeabilizzazione con teli in PVC.

## 8.4 Analisi numeriche agli elementi finiti

Dopo una presentazione delle sezioni di calcolo ritenute rappresentative per fornire un riscontro delle scelte progettuali adottate, in questo capitolo vengono descritti alcuni aspetti comuni a tutte le analisi, posticipando ai capitoli seguenti la descrizione dettagliata dei modelli e delle fasi di calcolo.

### *8.4.1 Individuazione delle sezioni di calcolo*

Ai fini del dimensionamento e della verifica degli interventi di sostegno provvisorio e definitivo da porsi in opera nell'ambito della realizzazione della galleria naturale scavata con metodo tradizionale che costituisce la finestra di accesso alla galleria scolmatricedelBisagno, si è individuata una sezione rappresentativa corrispondente alle massime coperture.

Sezione 1 – pk 0+390 –Max Copertura - sezione tipo Ab

La sezione di analisi è in corrispondenza delle massime coperture (circa 133m dalla calotta della sezione). Il substrato roccioso di riferimento è il Flysch del Monte Antola (GSI 60, medio del range risultato durante la fase di caratterizzazione dell'ammasso). Il dimensionamento e la verifica sono condotti nei riguardi degli interventi previsti nella sezione di scavo e consolidamento tipo Ab (definita in ragione delle risultanze della fase di Diagnosi).

Sezione 2 – pk 0+010 –Scuola - sezione tipo C2v

La sezione di analisi è effettuata nel tratto di galleria in tradizionale all'imbocco della finestra di accesso, a valle del muro di sostegno della Scuola Professionale Vespertina, a sinistra di una Chiesaa tergo di un'opera di sostegno (si veda Figura 8-20 ). La galleria è scavata in parte in terreni di matrice fine, in parte nell'ammasso roccioso (cappellaccio di alterazione del Flysh del Monte Antola e roccia poco fratturata). Il terreno di ricoprimento (copertura circa 7.3 m) è costituito da riporto antropico e terreni poco addensati. Il dimensionamento e la verifica sono condotti nei riguardi degli interventi previsti nella sezione di scavo e consolidamento tipo C2v (definita in ragione delle risultanze della fase di Diagnosi).

### *8.4.2 Procedura operativa di analisi*

Le sezioni sopra individuate come rappresentative del tratto in esame sono state analizzate mediante un modello ad elementi finiti. L'analisi numerica su modelli bidimensionali è articolata secondo stage successivi di calcolo, a simulare le fasi di scavo e posa in opera degli interventi di sostegno provvisorio e definitivo del cavo.

Si sono introdotte, secondo la consueta procedura operativa, un sistema di forze fittizie di scavo agenti in direzione ortogonale al profilo di scavo medesimo, di entità progressivamente ridotta secondo una legge di taratura basata su modelli numerici assial-simmetrici specificatamente sviluppati per le sezioni di analisi che prevedevano coperture maggiori o uguali a 3 diametri.

Laddove la copertura risulta inferiore a 3 diametri si è fatto riferimento alla letteratura tecnica specifica (Panet).

Gli elementi strutturali che costituiscono rivestimenti definitivi e prerivestimenti sono stati modellati coerentemente alle loro reali caratteristiche geometriche.

Nel seguito dopo una presentazione del procedimento di taratura del rilascio tensionale sono descritte le fasi di calcolo e le modalità di schematizzazione dei vari elementi strutturali

### 8.4.2.1 *Procedimento operativo per la taratura del rilascio tensionale progressivo dell'ammasso nei modelli di calcolo bidimensionali*

La procedura operativa per la taratura è nello specifico consistita nei seguentistep operativi:

1. Sviluppo di modello assial-simmetrico specifico per la sezione di calcolo, tramite software FEM Phase 2 – v 8.0. Sono stati riprodotti i differenti sfondi di scavo, corrispondentemente alla massima lunghezza di sfondo prevista dal Progetto (variabile in relazione alla metodologia di scavo, ovvero con mezzi meccanici o con esplosivo). Le analisi sono state implementate modellando l'ammasso roccioso come continuo isotropo con legame costitutivo elasto plastico perfetto o con caduta di resistenza su valori residui, in relazione alla qualità geomeccanica dell'ammasso. Si propongono a seguire, le immagini del modello assial-simmetrico implementatoper la sezione di calcolo relativa alle massime coperture.

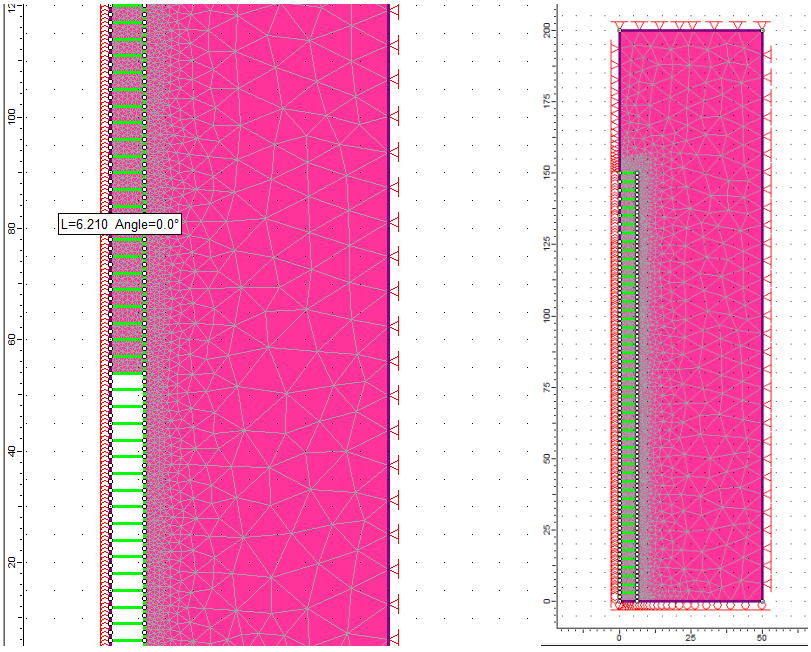



**Figura 8-21 – Immagini dei modelli assial-simmetrici implementati per la sezione di calcolo relativa alle massime coperture (133 metri)**

Si è pertanto ottenuto, dal suddetto modello assial-simmetrico, il profilo longitudinale di spostamento (LoadDisplacementProfile - LDP), per galleria non rivestita, funzionale alla taratura delle forze fittizie di scavo dei modelli numerici bidimensionali.

Si propone, il profilo longitudinale di spostamento derivato dal modello assial-simmetrico della sezione di calcolo relativa alla massima copertura (133 metri).

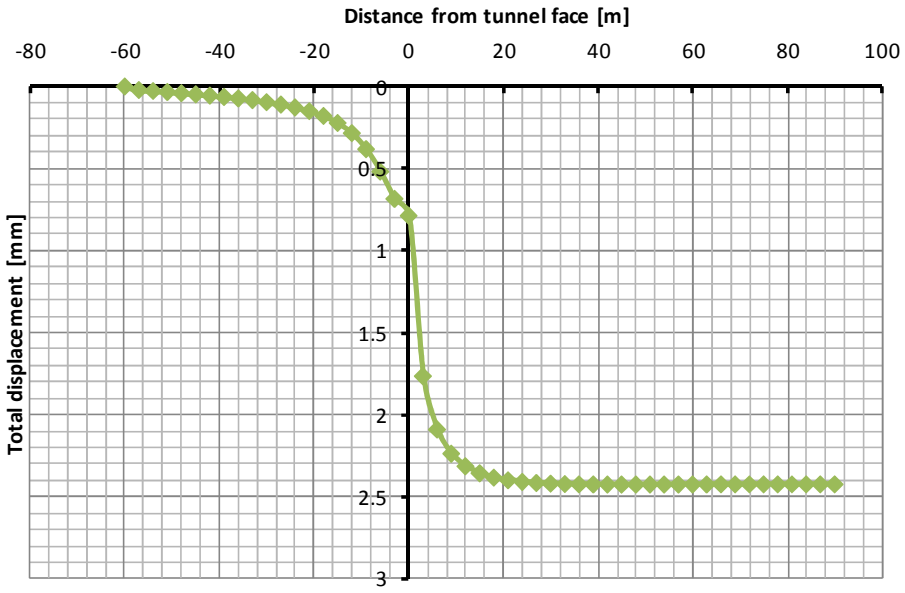



**Figura 8-22 – Profilo longitudinale di spostamento -sezione di calcolo relativo alla massima copertura (133 metri)**

Per le sezioni di copertura inferiore ai 3 diametri la procedura di taratura è stata svolta utilizzando metodi presenti in letteratura come di seguito specificato.

2. Sviluppo, per ogni sezione di calcolo, del corrispondente modello numerico bidimensionale ad elementi finiti, riproducendo la quota del piano campagna, anche alle maggiori coperture, per poter cogliere quanto meglio lo stato di sforzo in situ, prima della realizzazione dello scavo. Si è quindi derivata dal suddetto modello, la curva caratteristica del cavo non rivestito, introducendo un sistema di forze fittizie di scavo (applicate sul profilo di scavo medesimo, implementando la specifica funzionalità del software Phase 2 – Stress Field Vector), uguali e contrarie allo stato tensionale originario, entro l'ammasso, in corrispondenza del profilo di scavo, progressivamente ridotte a 0, attraverso successivi step di calcolo. Le analisi sono state implementate modellando l'ammasso roccioso come continuo isotropo con legame costitutivo elasto plastico perfetto o con caduta di resistenza su valori residui, in relazione alla qualità geomeccanica dell'ammasso. Nei casi in cui l'avanzamento preveda un preconsolidamento al contorno del cavo questo è stato riprodotto numericamente con un cambiamento di materiale nell'intorno del cavo: si è considerata una fascia di spessore e ampiezza radiale pari a quelli minimi previsti dai documenti di progetto. Nelle sezioni a basse coperture gli interventi eseguiti, interessando principalmente i terreni, contribuiscono ad un miglioramento delle caratteristiche meccaniche in termini di coesione e modulo elastico. Le specifiche caratteristiche geomeccaniche del preconsolidamentosono state valutate considerando il contesto geotecnico ed il trattamento previsto. Per i dettagli si faccia riferimento alla descrizione delle sezioni di calcolo.

   Si propone la curva caratteristica del cavo derivata per via numerica dai modelli di calcolo FEM, per la sezione di calcolo relativa alla massima copertura (133 metri).

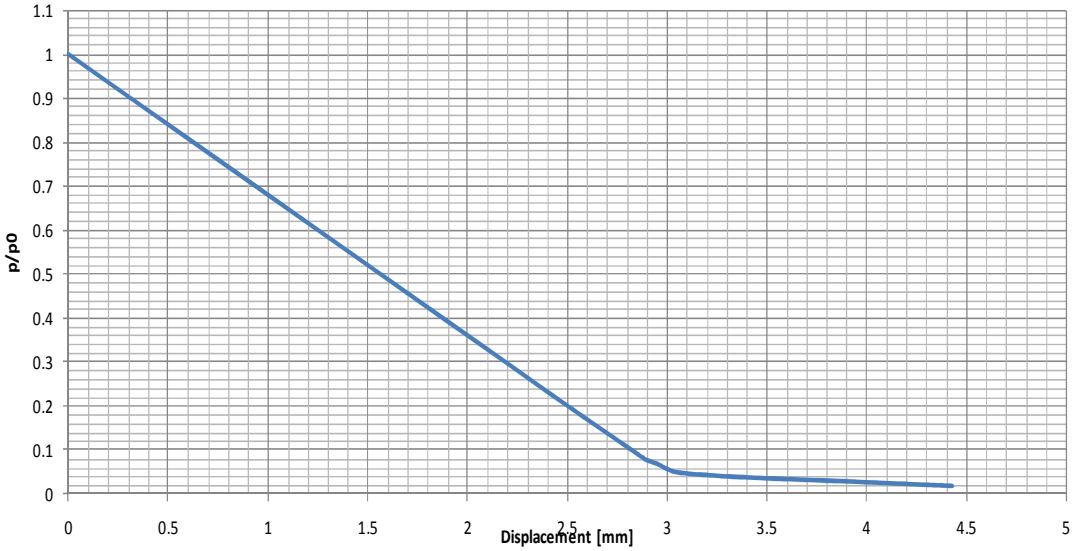



**Figura 8-23 – Curva caratteristica (spostamento medio del cavo) -sezione di calcolo relativo alla massima copertura (133 metri)**

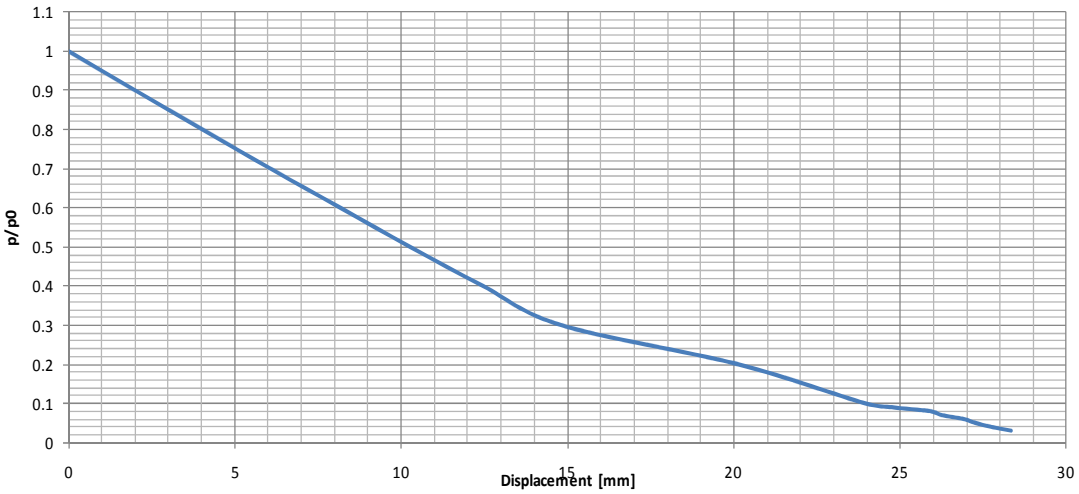



**Figura 8-24 – Curva caratteristica (spostamento in chiave calotta) -sezione 2 (Scuola)**

3. Definizione dello spostamento radiale corrispondente (tramite LDP) all'apertura del cavo (fronte) ed alla distanza dal fronte di scavo all'atto dell'installazione dei rivestimenti provvisionali successivi ad ogni singolo sfondo/volata (in relazione alla metodologia di scavo adottata per le differenti sezioni tipo) ed attribuzione della corrispondente riduzione percentuale applicata alle forze fittizie di scavo (determinata attraverso la curva caratteristica) rispetto al valore corrispondente allo stato tensionale inziale in situ (Relax).

   Nel caso di coperture inferiori ai 3 diametri si è fatto riferimento al modello della curva di Panet. Per stimare cautelativamente gli spostamenti in superficie (proporzionali alle convergenze) si è assunto un relax al fronte pari al 40 %. I successivi relax sono stati tarati sulla curva di Panet.

### 8.4.2.2 *Fasi di calcolo*

Definiti i Relax percentuali corrispondenti ai fenomeni di rilascio tensionale entro l'ammasso, all'altezza del fronte e, a distanza da esso variabile, per i singoli successivi sfondi/volati, si è proceduto all'implementazione dei modelli di calcolo bidimensionali, articolati su più stage successivi. Si propone a seguire la sequenza tipica degli step di calcolo per le sezioni di scavo tradizionale:

1. Inizializzazione dello stato tensionale entro l'ammasso.
2. Rimozione degli elementi shell all'interno del profilo di scavo e contestuale applicazione, sul contorno, delle forze fittizie di scavo (pressioni), di entità pari allo stato tensionale locale in situ, in corrispondenza del profilo di scavo medesimo – al termine di tale step di calcolo è imposto il reset del campo di spostamento entro l'ammasso, definendo pertanto il tasso tenso-deformativo all'interno dell'ammasso di riferimento per il dimensionamento degli interventi di sostegno provvisorio e definitivo.
3. Apertura del fronte di scavo, con relativa riduzione delle forze fittizie di scavo, secondo la procedura di taratura già descritta.
4. Effettuazione del primo sfondo/volata ed installazione dei rivestimenti provvisori;
5. Effettuazione dei successivi sfondi/volate con opportuno adeguamento delle caratteristiche meccaniche dei pre-rivestimenti, per effetto della maturazione dello spritz beton.
   Si è altresi considerata la seguente curva di maturazione dello spritz beton C28/35 (Evoluzione del modulo elastico dello spritz).

$$E_t = E_{28} \cdot (1 - e^{-0.42t})$$

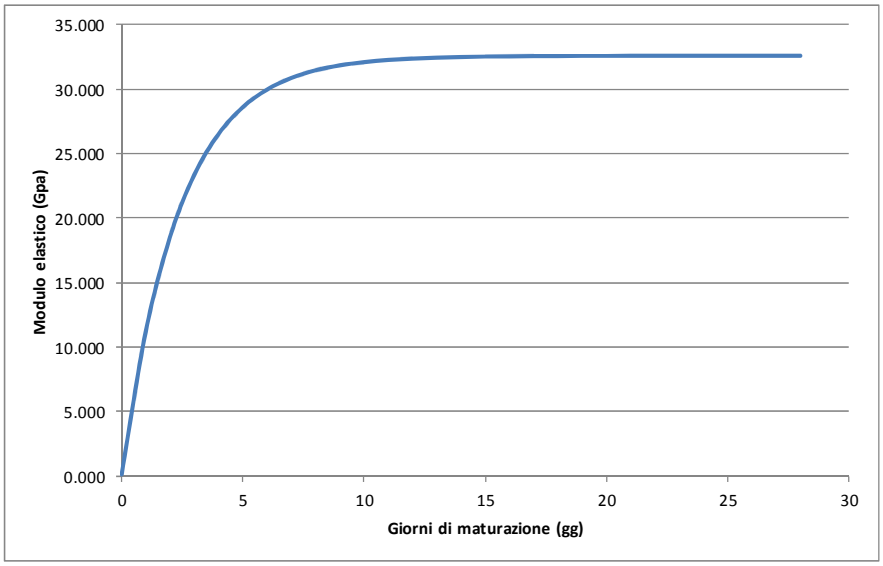



**Figura 8-25 - evoluzione del modulo elastico dello spritz beton per effetto della maturazione**

Ai paragrafi che seguono, relativi alle singole sezioni di analisi, è descritta compiutamente l'evoluzione dei parametri meccanici dello spritz beton, in corrispondenza dei differenti step di calcolo (aumento progressivo del modulo elastico, della resistenza a compressione e della resistenza a trazione).

6. Avvenuta maturazione dello spritz beton (28 gg, con avanzamento corrispondente del fronte di scavo in relazioni alle produzioni medie giornaliere considerate).
7. Installazione dei rivestimenti definitivi. Disattivazione rivestimenti provvisori.

8. Inserimento del battente idraulico presente in situ mediante carico applicato alle pareti del cavo.
9. Applicazione del sisma

Al fine di valutare l'influenza della falda e del sisma separatamente è stata effettuata un'analisi parallela nella quale non è stato applicato il battente idraulico.

### *8.4.2.3 Modellazione dei bulloni*

I bulloni sono stati modellati come elementi monodimensionali ad attrito del tipo fullybonded. Il software Phase 2 implementa nello specifico la tipologia Shear Bolt (Swellex/Split Sets), basata sull'equazione di equilibrio del bullone da roccia completamente ancorato di Farmer (1975) e Hyett (1996).

$$AE_b \frac{d^2 u_x}{dx^2} + F_s = 0$$

*Farmer, I.W. (1975), Stress distribution along a resin grouted rock anchor, Int. J. of Rock Mech. And Mining Sci&Geomech. Abst., 12, 347-351. Hyett A.J. Moosavi M. and Bawden W.F. (1996), Load distribution along fully grouted bolts, with emphasis on cable bolt reinforcement, Int. J. Numer and Analytical meth. In Geomech, 20, 517-544*

Dove$F_s$ è la forza di taglio per unità di lunghezza, A è l'area del bullone e $E_b$ è il modulo elastico del bullone.

### *8.4.2.4 Modellazione dei prerivestimenti*

I pre-rivestimenti del cavo costituiti da uno o più strati di spritz beton inglobanti, eventualmente, le centine, sono modellati come elementi beam solidali al profilo di scavo e, pertanto, agli elementi shell riproducenti l'ammasso al contorno dello scavo medesimo. In presenza di rivestimenti costituiti da spritz e centine, il software di calcolo Phase 2 calcola autonomamente le caratteristiche di rigidezza equivalenti del rivestimento così composto, considerando in particolare il passo di installazione delle centine metalliche e l'evoluzione temporale delle proprietà meccaniche dello spritz beton. Il software calcola altresì l'aliquota di carico tramessa dall'ammasso, nei differenti step di calcolo, ai singoli componenti del rivestimento provvisorio (centine / spritz), corrispondentemente ai rapporti di rigidezza dei medesimi. La trattazione dettagliata di tale approccio di calcolo è contenuta al paragrafo 8.1.1della presente relazione.

### *8.4.2.5 Modellazione dei rivestimenti definitivi gettati in opera*

I rivestimenti definitivi, ai fini della valutazione dei fenomeni di interazione con l'ammasso, sono stati modellati con elementi shell, secondo l'effettivo spessore previsto. Allo scopo di derivare le caratteristiche di sollecitazione, sono stati introdotti degli elementi beam monodimensionali in posizione baricentrica rispetto ai rivestimenti stessi. A tali elementi beam sono state attribuite caratteristiche inerziali proprie dei rivestimenti (spessori) e moduli elastici inferiori di 6 ordini di grandezza rispetto a quello che compete al calcestruzzo giunto a maturazione. La rigidezza flessionale di tali elementi beam risulta pertanto irrisoria rispetto alla rigidezza dei rivestimenti definitivi modellati come elementi shell ai quali essi risultano, comunque, perfettamente solidali. Il campo di deformazione sugli elementi beam è pertanto quello reale, pertanto, tramite amplificazione delle caratteristiche di sollecitazione (N, M, V) restituite dal software di calcolo, in misura di 6 ordini di grandezza, si perviene agli effettivi valori dello sforzo assiale, momento flettente e taglio con i quali condurre le verifiche sezionali.

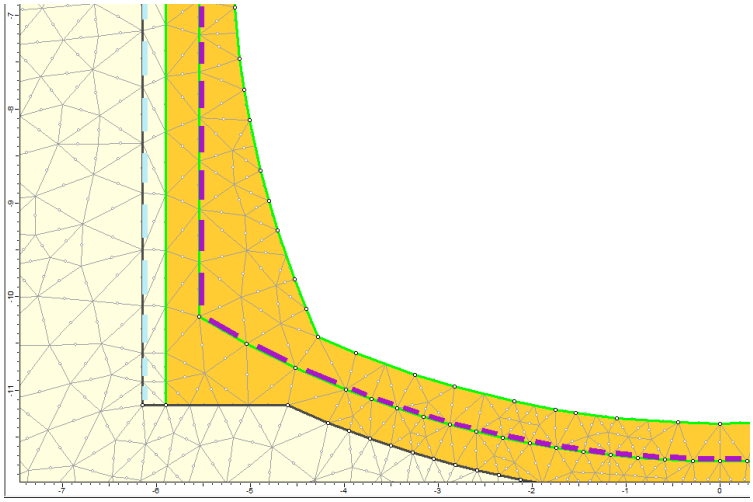


**Figura 8-26 - Particolare modellazione rivestimenti definitivi**

### *8.4.3 Descrizione delle sezioni di calcolo e presentazione dei risultati*

Nel presente paragrafo si propongono, per ogni sezione di analisi, la descrizione del modello di calcolo implementato e l'illustrazione dei principali risultati in termini di evoluzione del regime tenso-deformativo nell'ammasso e di caratteristiche di sollecitazione nei rivestimenti provvisori e definitivi.

Lo stato tenso-deformativo nell'ammasso si riferisce allo step di calcolo cui corrisponde il massimo rilascio tensionale.

I diagrammi delle caratteristiche di sollecitazione entro i rivestimenti definitivi competono allo stage di calcolo caratterizzato dalle massime azioni, considerato dimensionante ai fini progettuali.

#### *8.4.3.1 Sezione 1 - MaxCopertura*

La sezione di analisi è in corrispondenza delle massime coperture (133 m dalla calotta della sezione). Il substrato roccioso di riferimento è il Flysch del Monte Antola, con la presenza di detriti di versante in superficie e un livello di cappellaccio di alterazione. Date le alte coperture il profilo della sezione è stato linearizzato a partire dal valore della copertura in calotta perché non influente ai fini di calcolo.

Il modello di calcolo ha dimensioni 200m*200m discretizzato con una mesh triangolare di 6 nodi per elemento (n° nodi: 11599, n° elementi 5758).

In ragione delle risultanze della fase di Diagnosi, la sezione di scavo e consolidamento prevista è la Ab (Figura 8-27). Per tutti i dettagli della sezione si veda il Paragrafo 8.3, di seguito vengono riportate le caratteristiche e gli spessori degli interventi inseriti nel modello di calcolo:

| Spritz beton | | |
|---|---|---|
| Classe | C28/35 | |
| Rck | 35 | MPa |
| Spessore | 0.20 | m |
| $f_{ctk}$ | 2.33 | MPa |
| E | 32588 | MPa |
| ν | 0.2 | - |

| Swellex/Split-set bolt | | |
|---|---|---|
| Tensile capacity | 0.2 | MN |
| Residual tensile capacity | 0 | MN |
| Area tributary | 480.42 | mm2 |
| E_bolt | 210 | GPa |
| Bond strength | 0.3 | MN/m |
| Residual Bond Strength | 0.3 | MN/m |
| Bond ShearStiffness | 200 | MN/m/m |
| Out-of-planespacing | 1.5 | m |
| Face plates | attached | |
| Pre-tensioning | 0 | |
| Pre-tensionin force | costant in install stage | |
| Bolt Model | Plastic | |
| Allow Joint to shear bolt | yes | |
| Length | 4.5 | m |

| Rivestimento definitivo | | |
|---|---|---|
| Classe | C32/40 | |
| Rck | 40 | MPa |
| Spessore | 0.8 | m |
| $f_{ctk}$ | 2.51 | MPa |
| E | 33643 | MPa |
| v | 0.2 | - |

**Tabella 8-5 - Tabelle riassuntive interventi sezione 1 (MaxCoperture)**

Dato che la sezione presenta spessori differenti per il rivestimento definitivo nel modello è stato inserito lo spessore medio. Le verifiche strutturali svolte al Paragrafo 8.5 tengono in considerazione lo spessore reale della sezione.

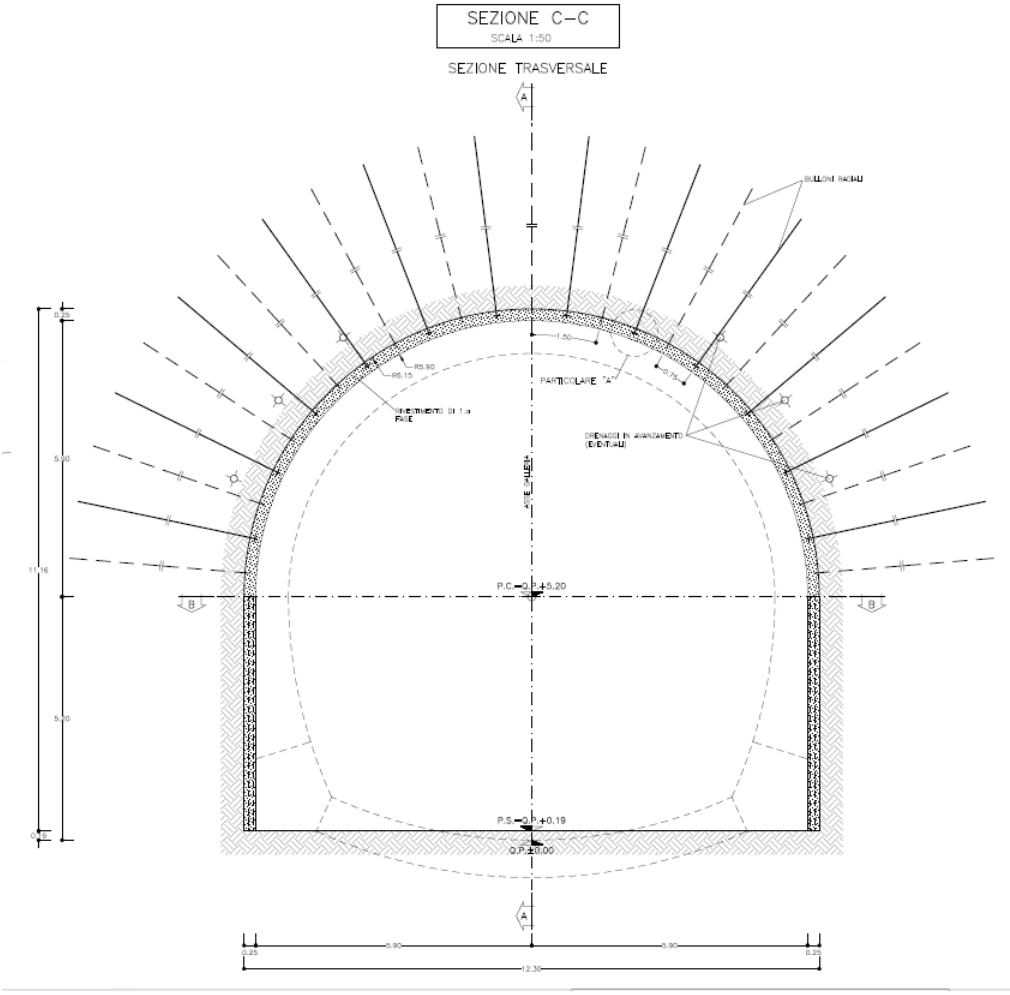



**Figura 8-28 – Sezione tipo Ab (Scavo e consolidamenti)**

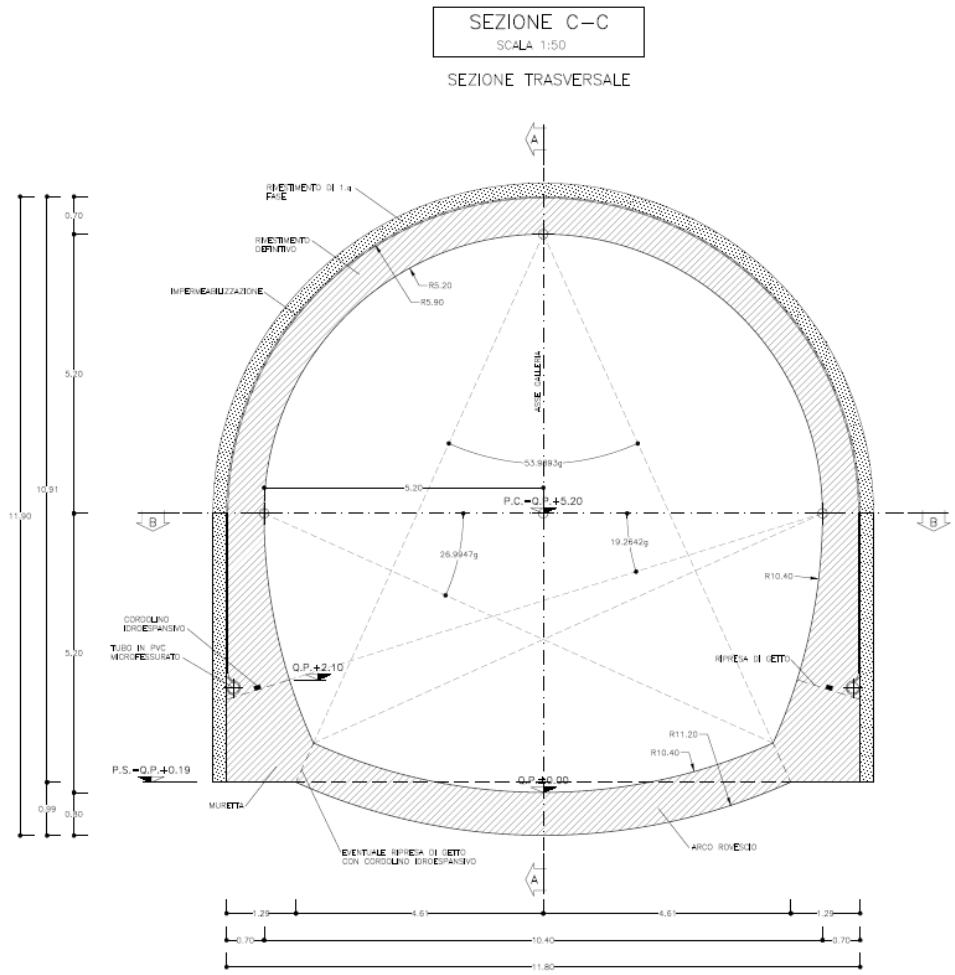



**Figura 8-29 – Sezione tipo Ab (carpenteria)**

La stratigrafia della sezione di calcolo è costituita da una fascia di 55 m di detriti, di 6.5 m di cappellaccio di alterazione, e ammasso roccioso di Flysch del Monte Antola. Il coefficiente di spinta a riposo è stato assunto pari a 1 perché la sezione si trova ad alte coperture. I parametri geomeccanici delle unità geotecniche sono le seguenti:

| Sezione - Alte Coperture | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | γ | ν | φ' | c' | φ'res | c' res | E | | | | | |
| | [kN/m3] | [-] | [°] | [kPa] | [°] | [kPa] | [MPa] | | | | | |
| Coltre detritica | 19 | 0.3 | 25 | 10 | 22 | 0 | 25 | | | | | |
| | γ | ν | UCS | GSI | Erm | mi | MR | mb | s | mb_res | s_res | D |
| | [kN/m3] | [-] | [MPa] | [-] | [MPa] | [-] | [-] | [-] | [-] | [-] | [-] | [-] |
| Cappellaccio | 25 | 0.25 | 10 | 25 | 250 | 12 | 400 | 0.824 | 0.0002 | 0.824 | 0.0002 | 0 |
| FMA | 26 | 0.25 | 45 | 60 | 9360 | 12 | 400 | 2.876 | 0.01174 | 1.438 | 0 | 0 |

**Tabella 8-6 - Tabella riassuntiva materiali sezione 1 (MaxCoperture)**

Il battente idraulico agente in questa sezione è pari a 71.5 m misurato dalla chiave calotta del cavo. In accordo a quanto riportato nella relazione idrogeologica nella formazione del Flysch del Monte Antola si è considerato un abbattimento del 70% del carico idraulico (H=21.5m).

Si propongono le immagini significative del modello di calcolo nel suo complesso ed in corrispondenza del cavo.

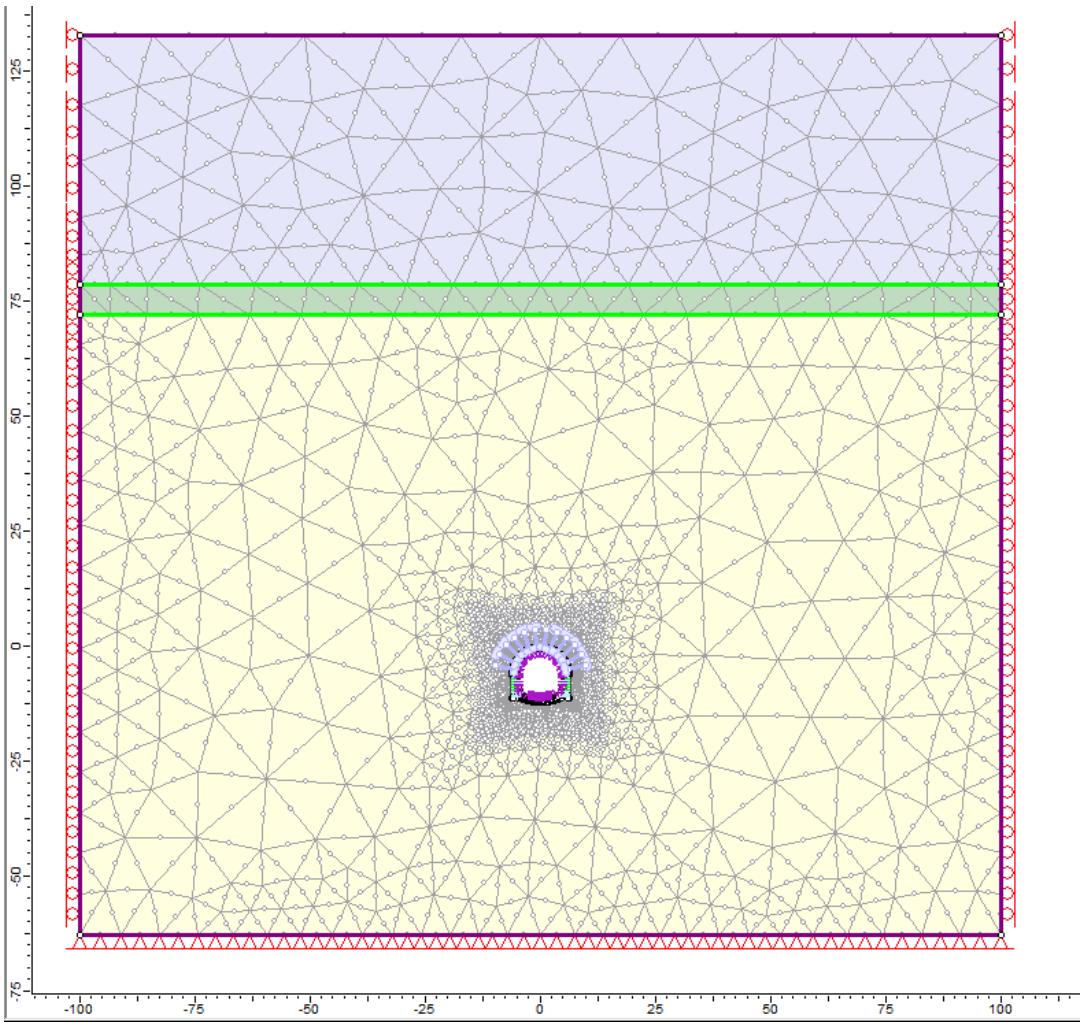



**Figura 8-30 - Modello sezione 1**

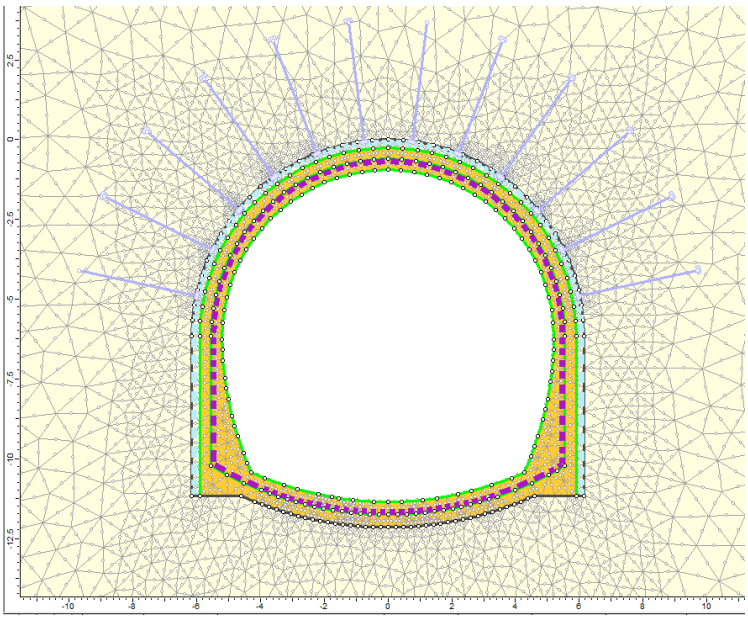


**Figura 8-31– Modello sezione 1- Particolare in corrispondenza del cavo**

Si riporta nella tabella seguente una descrizione sintetica delle fasi di calcolo considerate nell'analisi della sezione in oggetto. Nella presente sezione si è previsto un avanzamento medio di 3m/g.

| n FASI | DESCRIZIONE | p/p0 |
|---|---|---|
| 1 | Inizializzazione sforzi | 0 |
| 2 | p=1+reset spostamenti | 1 |
| 3 | Fronte | 0.749 |
| 4 | 1°sfondo | 0.437 |
| 5 | 2°:spritz+bulloni | 0.334 |
| 6 | 3°sfondo | 0.286 |
| 7 | 4°sfondo | 0.262 |
| 8 | 7°sfondo | 0.235 |
| 9 | 11°sfondo | 0.228 |
| 10 | 30°sfondo | 0.227 |
| 11 | scarico | 0.050 |
| 12 | rive def | 0 |
| 13 | falda | 0 |
| 14 | sisma+falda | 0 |

**Tabella 2 - Fasi di calcolo**

Per valutare gli effetti dell'azione sismica sul rivestimento definitivo disaccoppiati dall'azione del carico idraulico è stata svolta un'analisi analoga a quella sopra descritta in cui alla Fase 13 è stato imposta la sola accelerazione sismica.

Nel calcolo è stata considerata una evoluzione nel tempo delle caratteristiche di rigidezza e resistenza dello spritz beton. Si riporta una sintesi delle assunzioni fatte nella tabella seguente.

| n FASI | E(t) /E(28gg) | $f_{ck}(t)$ /$f_{ck}$(28gg) | $f_{tck}(t)$ /$f_{tck}$(28gg) |
|---|---|---|---|
| 1 | 0 | 0 | 0 |
| 2 | 0 | 0 | 0 |
| 3 | 0 | 0 | 0 |
| 4 | 0 | 0 | 0 |
| 5 | 0 | 0 | 0 |
| 6 | 0.343 | 0.424 | 0.670 |
| 7 | 0.568 | 0.578 | 0.765 |
| 8 | 0.878 | 0.761 | 0.871 |
| 9 | 0.977 | 0.858 | 0.925 |
| 10 | 1.000 | 1.000 | 1.000 |

**Tabella 7 - Curva di maturazione dello spritz**

Si riportano i risultati dell'analisi in termini di plasticizzazioni e spostamenti massimi (in corrispondenza della fase di relax 100%).

L'estensione delle plasticizzazioni al contorno del cavo è contenuta per effetto del consolidamento radiale (bulloni superswellex pm24). Si rileva come i fenomeni di plasticizzazione, essenzialmente connessi al superamento del limite di resistenza a taglio dell'ammasso, siano limitati nell'estensione e concentrati alla base dei piedritti. La risposta deformativa del cavo sostenuto dai pre-rivestimenti è dell'ordine dei 2-5 mm, con valori massimi nella mezzeria dell'arco rovecio.

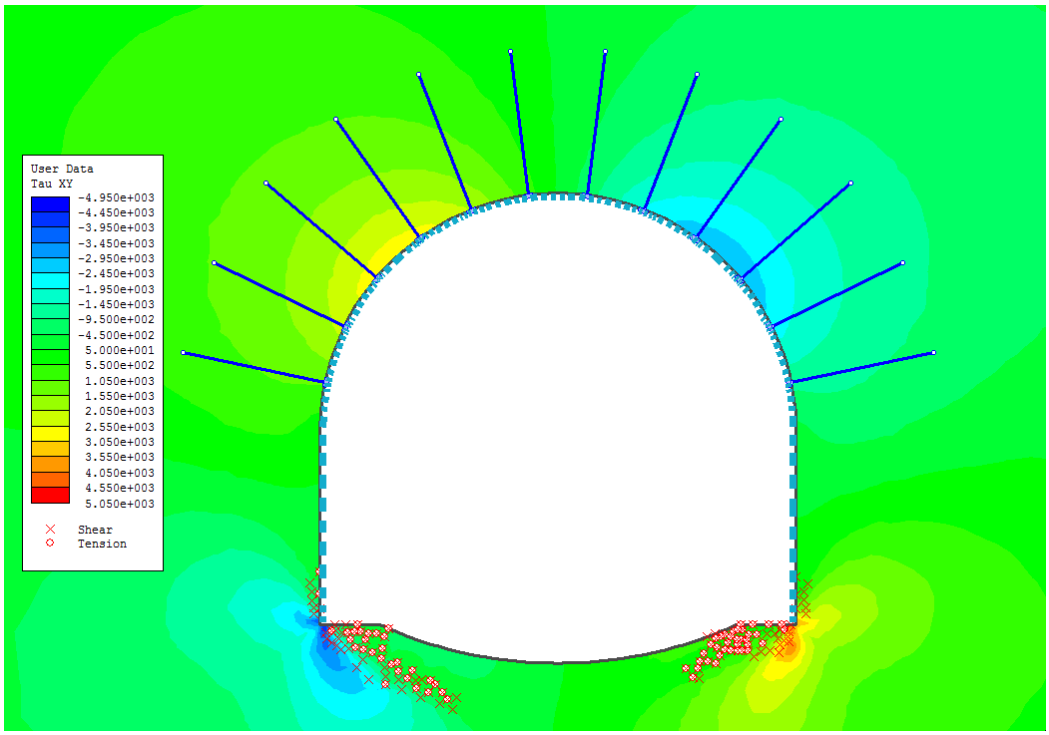



**Figura 8-32 - Sforzi di taglio con indicazione dei punti plasticizzati**

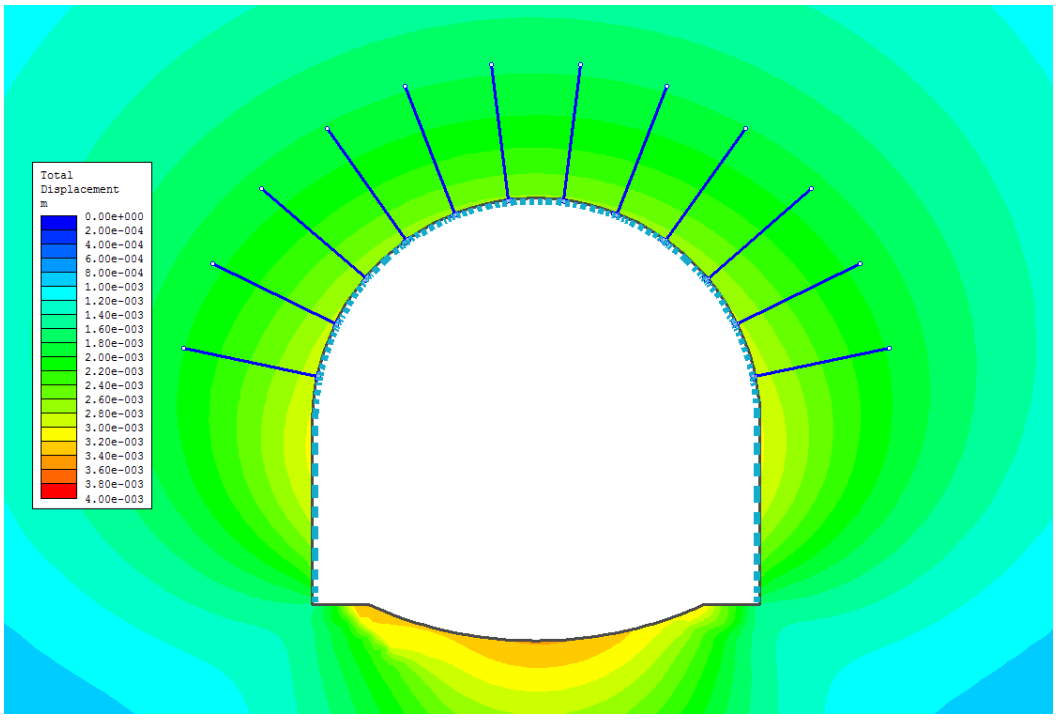



**Figura 8-33 - Total displacement**

Si riportano nel seguito i diagrammi delle sollecitazioni allo stato limite di esercizio dei rivestimenti definitivi nella fase dell' applicazione del rivestimento definitivo e nell'applicazione della sola sollecitazione falda. Per quanto riguarda le azioni allo stato limite ultimo si è riportato anche la fase della sola applicazione del sisma e la fase dell'azione combinata falda più sisma.Si riportano separatamente le azioni relative alla zona dell' arco rovescio e della zona relativa alla calotta e ai piedritti.

Azioni S.L.U. Arco rovescio

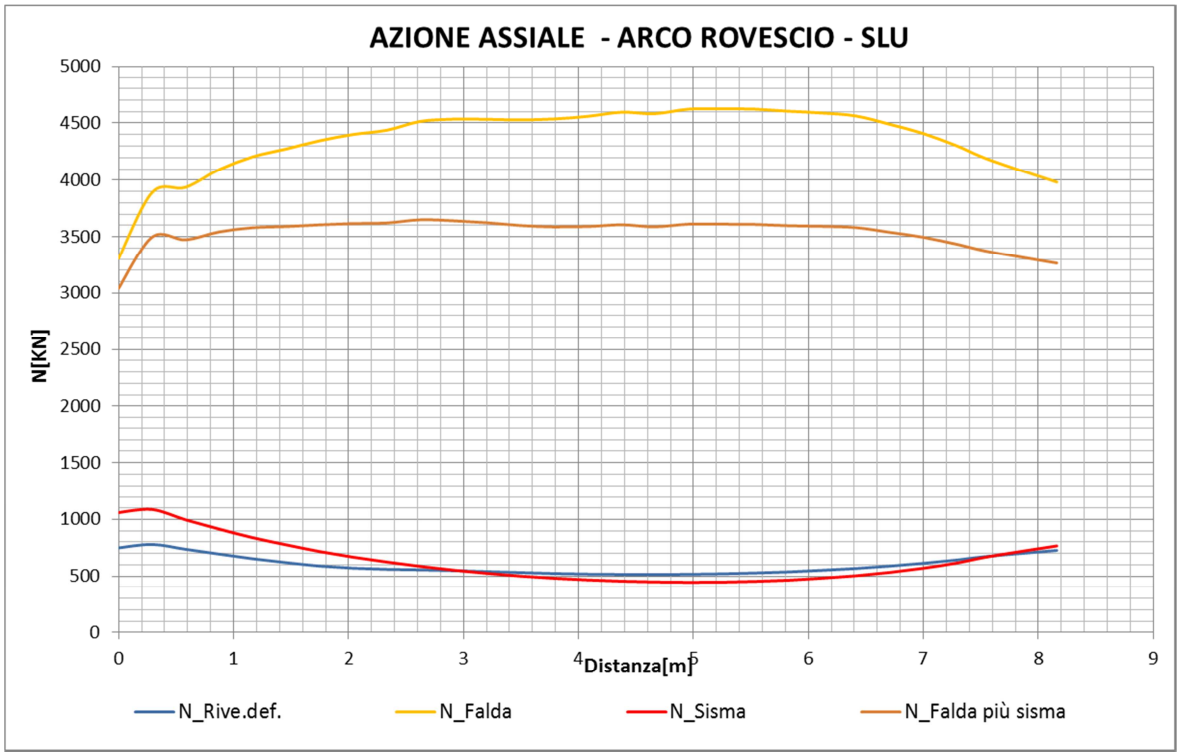



**Figura 8-34– Sollecitazione assiale - arco rovescio – S.L.U.**

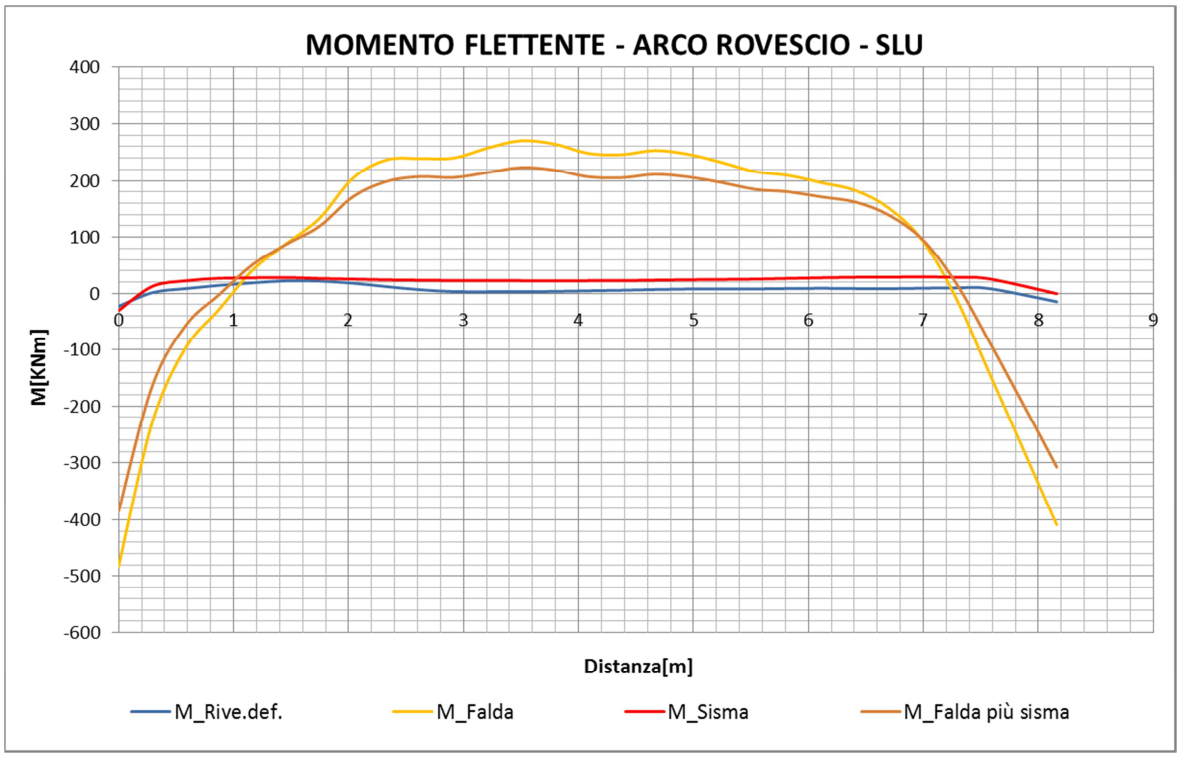



**Figura 8-35 - Sollecitazione flettente - arco rovescio – S.L.U.**

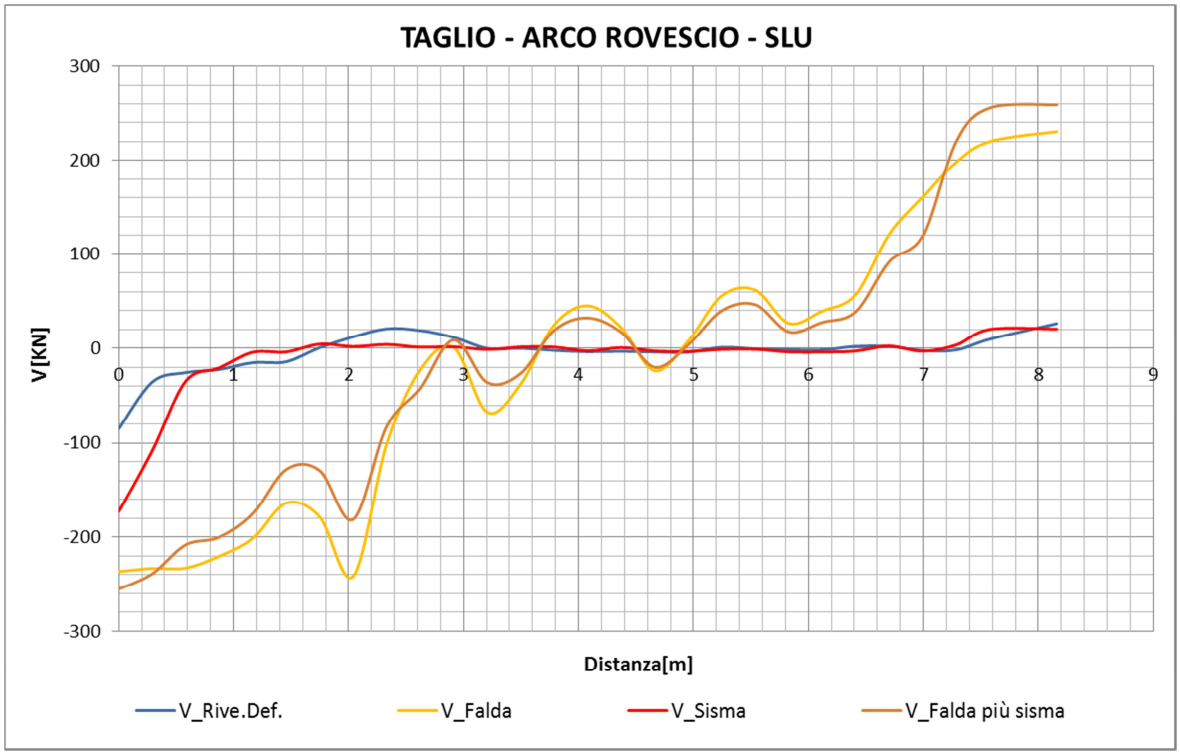



**Figura 8-36 – Sollecitazione a taglio - arco rovescio – S.L.U.**

Azioni S.L.E. Arco rovescio

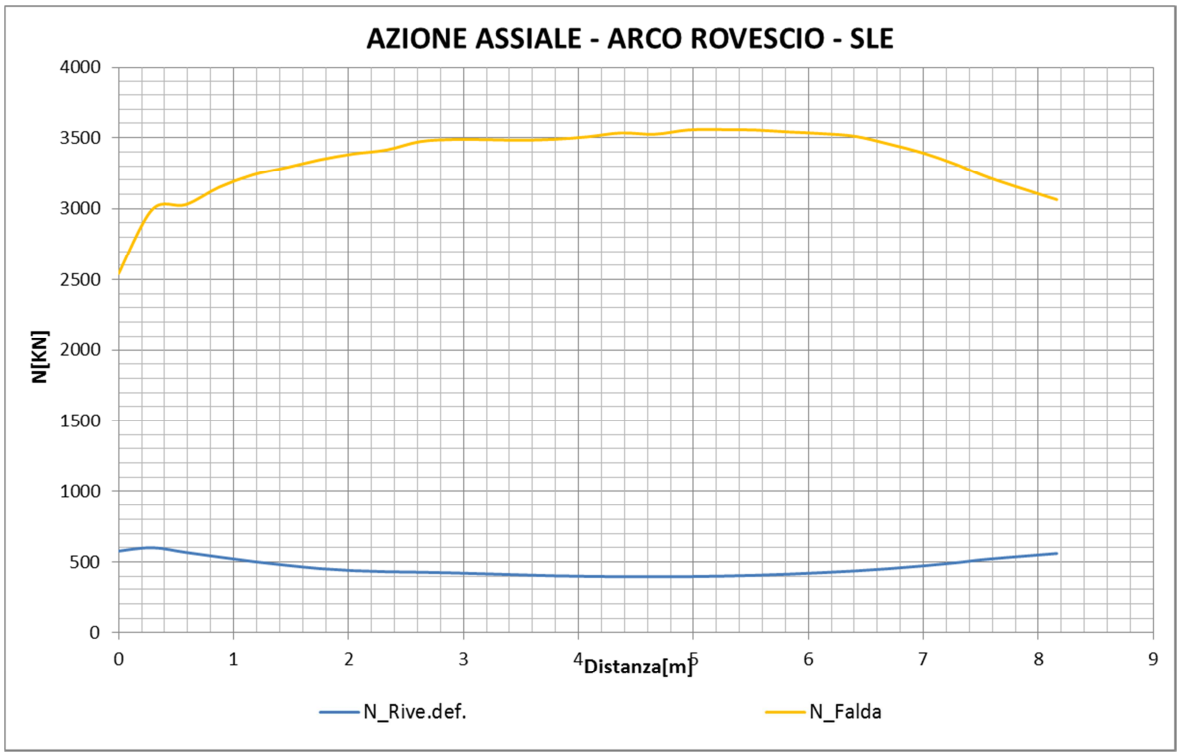



**Figura 8-37– Sollecitazione assiale - arco rovescio – S.L.E.**

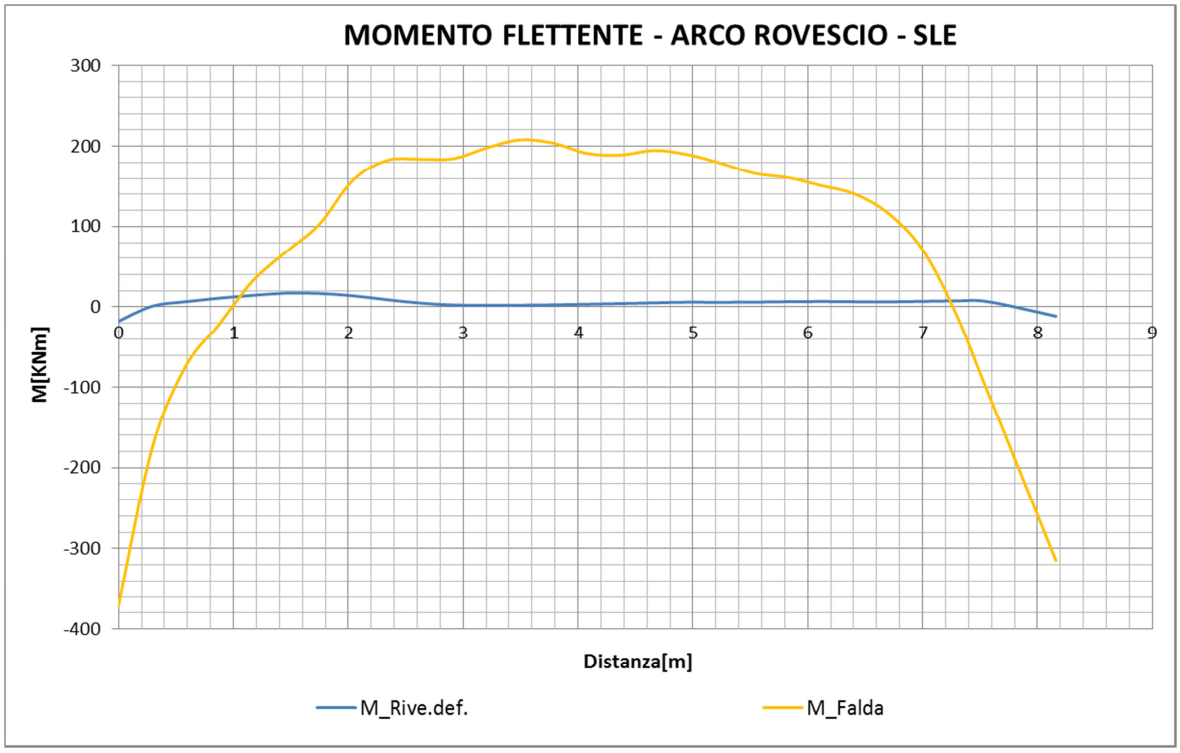



**Figura 8-38 - Sollecitazione flettente - arco rovescio – S.L.E.**

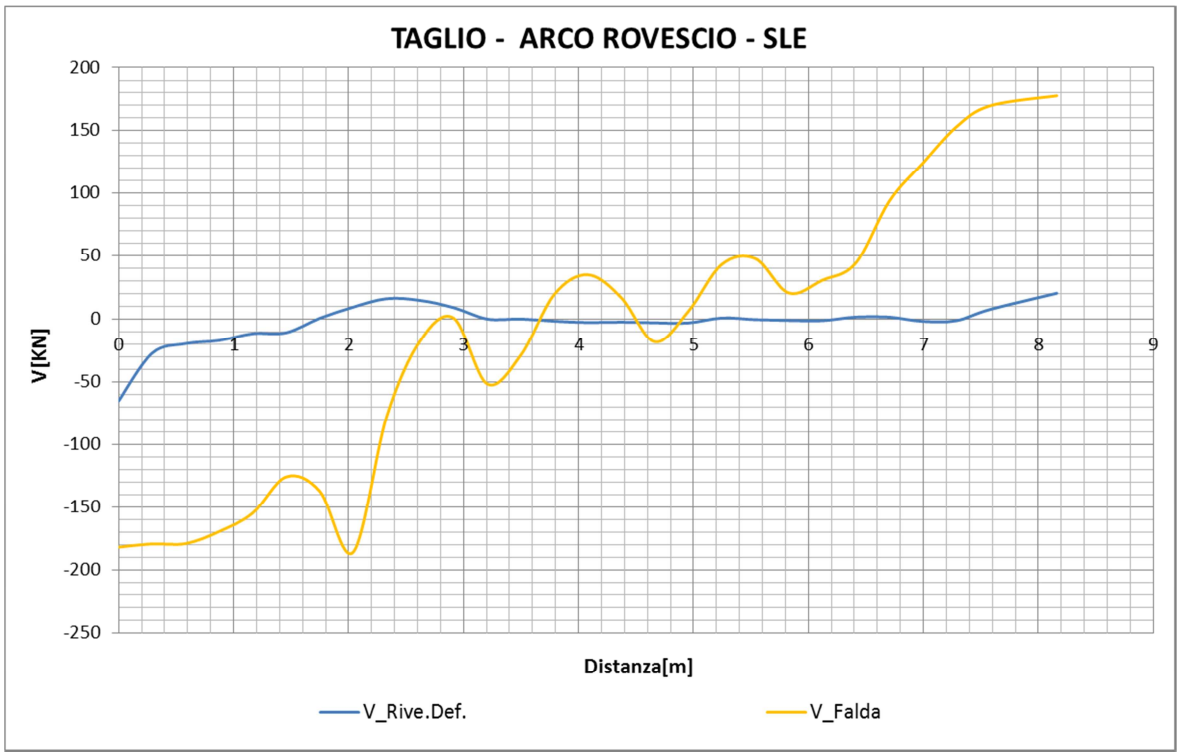



**Figura 8-39 – Sollecitazione a taglio - arco rovescio – S.L.E.**

Azioni S.L.U. Calotta piedritti

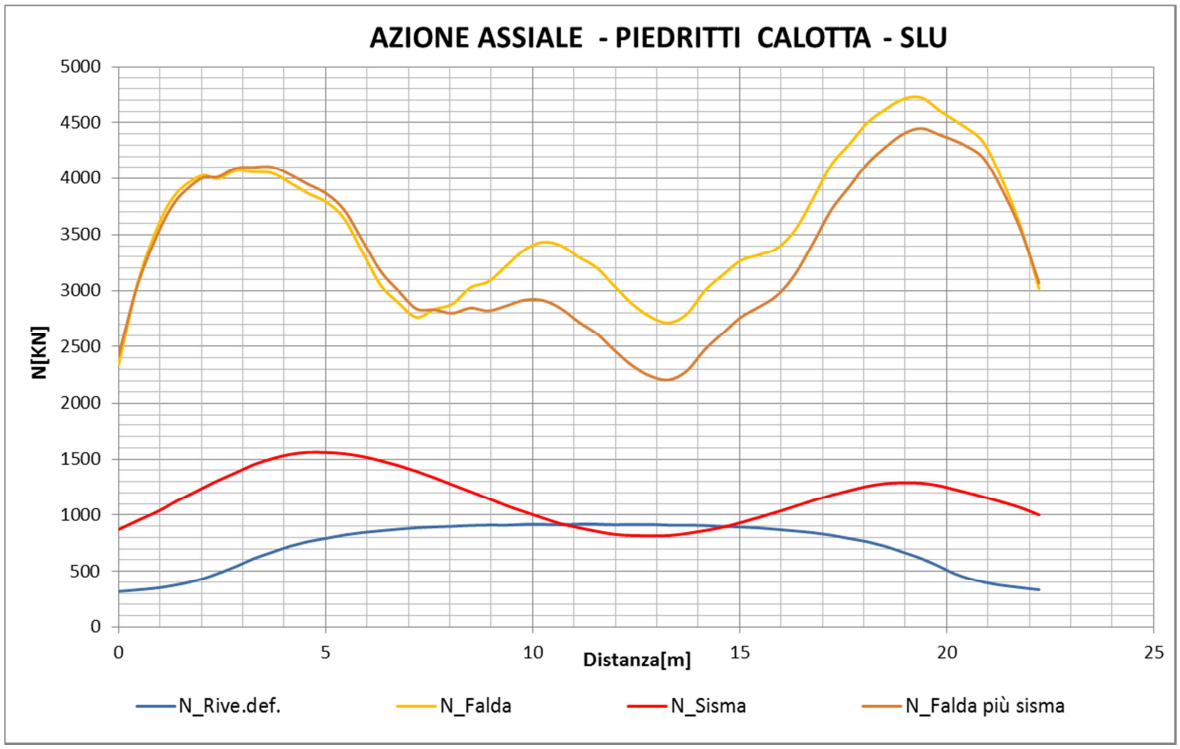



**Figura 8-40 – Sollecitazione assiale – calotta piedritti – S.L.U.**

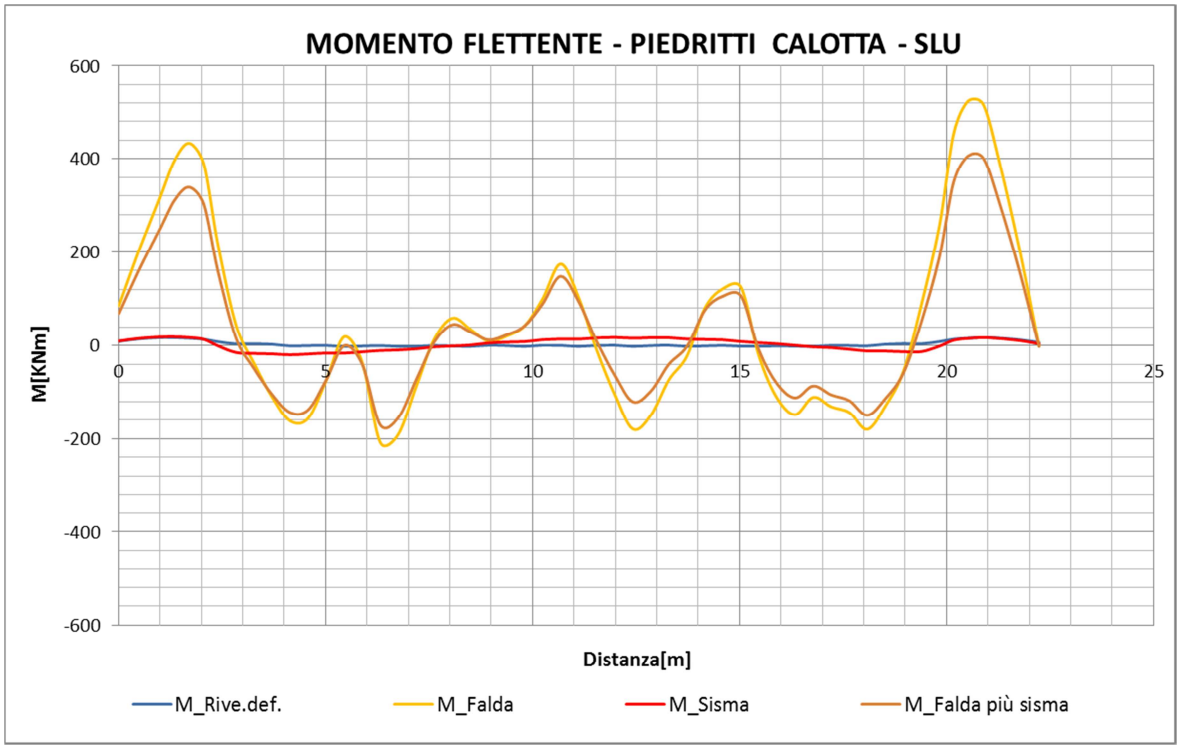



**Figura 8-41 – Sollecitazione flettente – calotta piedritti – S.L.U.**

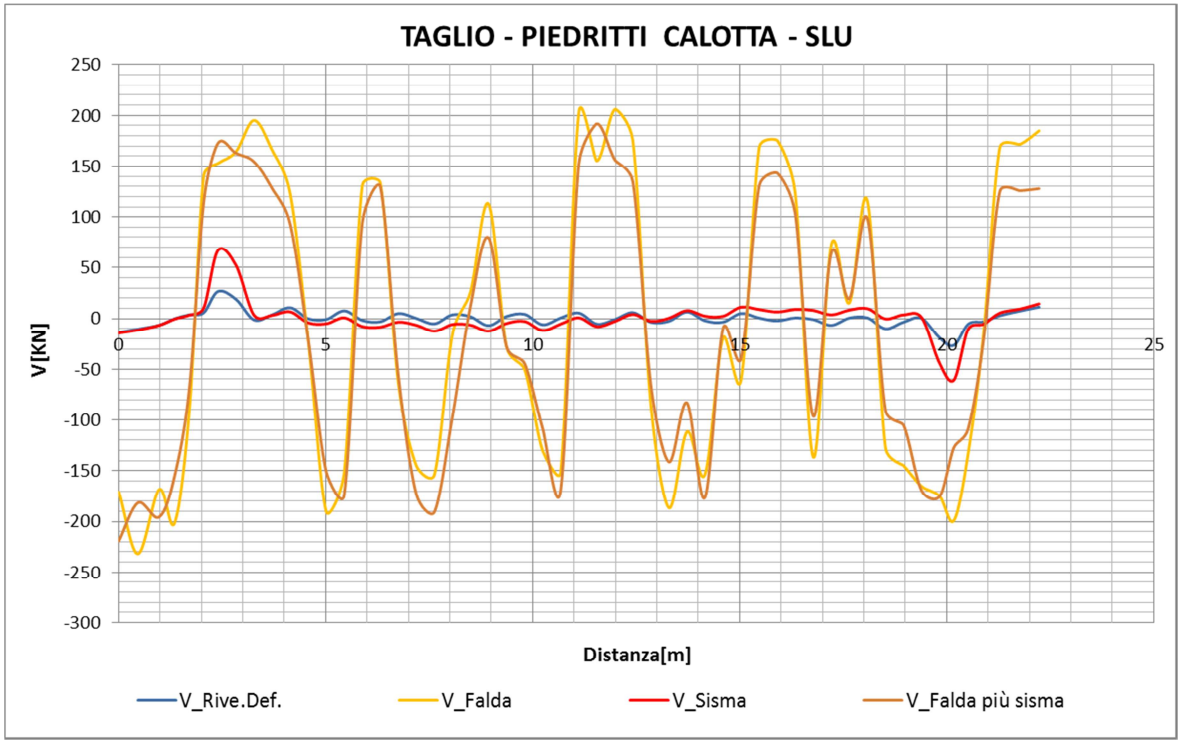



**Figura 8-42 – Sollecitazione a taglio – calotta piedritti – S.L.U.**

Azioni S.L.E. Calotta piedritti

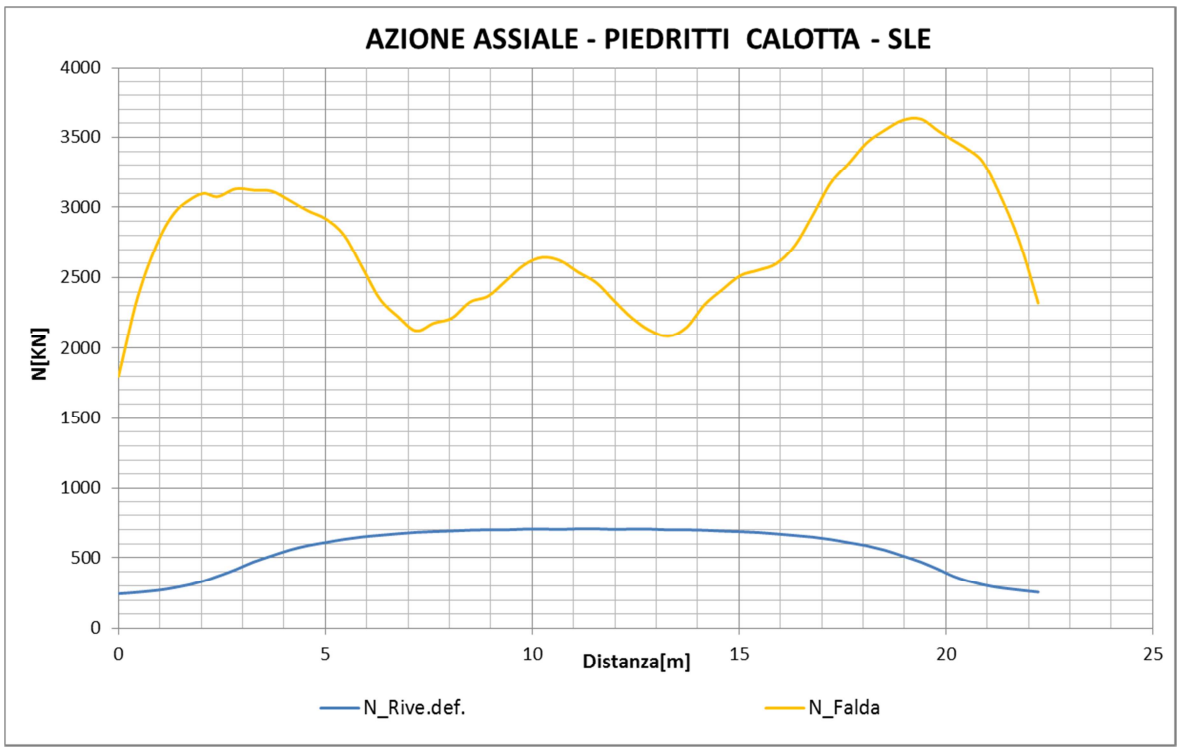



**Figura 8-43 – Sollecitazione assiale – calotta piedritti – S.L.E.**

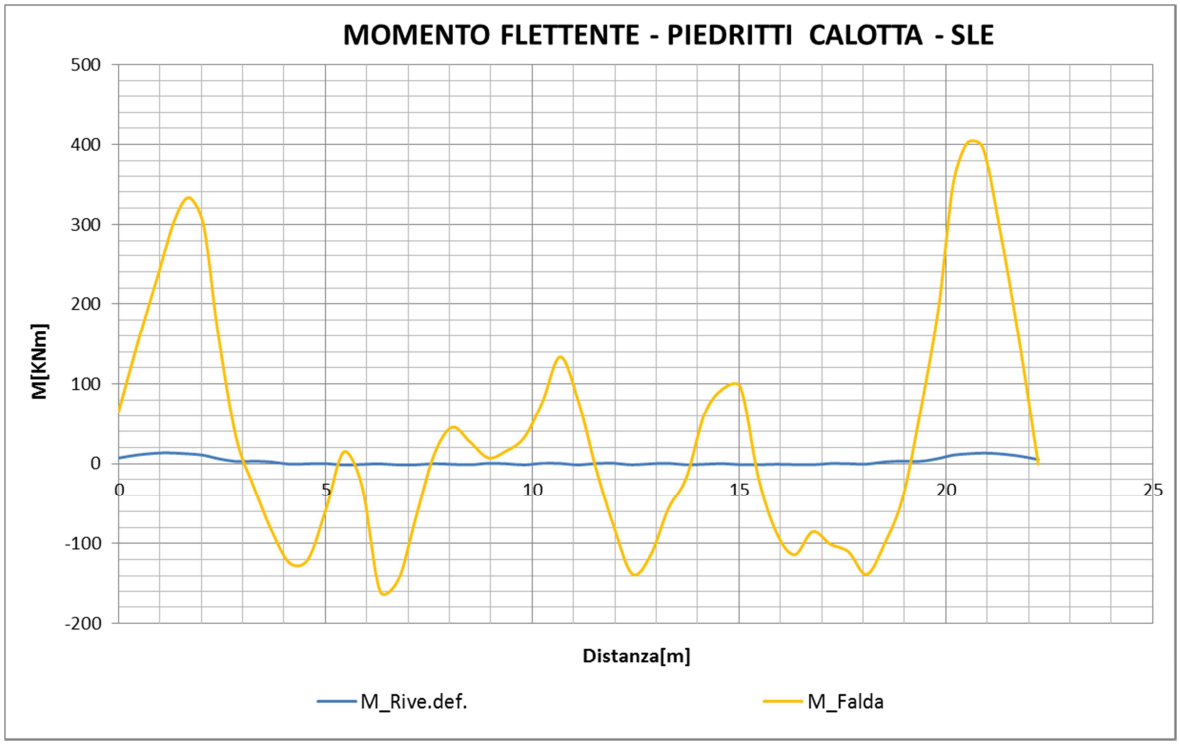



**Figura 8-44 – Sollecitazione flettente – calotta piedritti – S.L.E.**

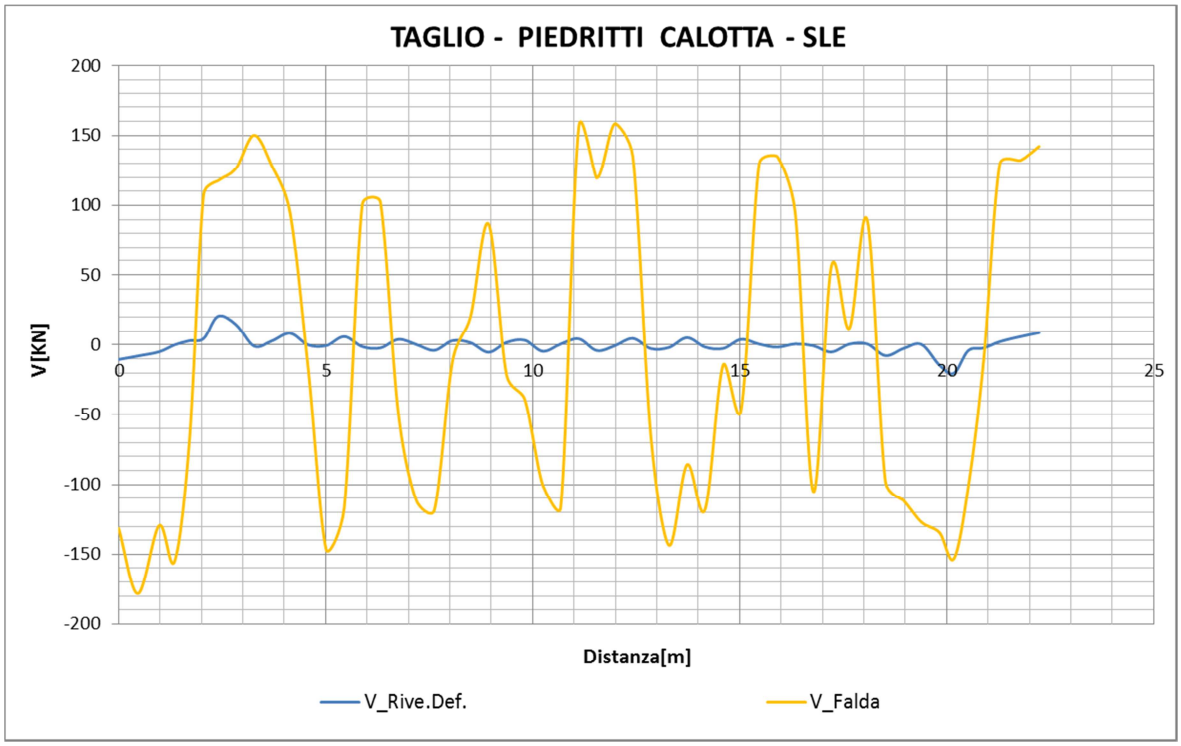



**Figura 8-45 – Sollecitazione a taglio – calotta piedritti – S.L.E.**

Per la sezione in esame si è scelta come combinazione dimensionante sia per lo SLE che per lo SLU quella corrispondente allo stage falda.

### *8.4.3.2 Sezione 2 - Scuola*

La sezione di analisi è effettuata nel tratto di galleria in tradizionale all'imbocco della finestra di accesso, a valle del muro di sostegno della Scuola Professionale Vespertina. In sezione sulla destra si trova una Chiesa ad una quota sopraelevata. (si veda Figura 8-46) Il rilevato su cui è realizzata la Chiesa è contenuto da un muro del quale non si conoscono dettagli geometrici e strutturali. La galleria è scavata in parte in terreni di matrice fine, in parte nell'ammasso roccioso (cappellaccio di alterazione del Flysh del Monte Antola e roccia poco fratturata). Il terreno di ricoprimento (copertura circa 7.3 m) è costituito da riporto antropico e terreni poco addensati.Il modello implementato mediante il software Phase riproduce il profilo originario del terreno per tutta l'estensione del modello, funzionale al calcolo dello stato tensionale iniziale nell'ammasso prima dello scavo, quanto più aderente al regime di sforzo reale.

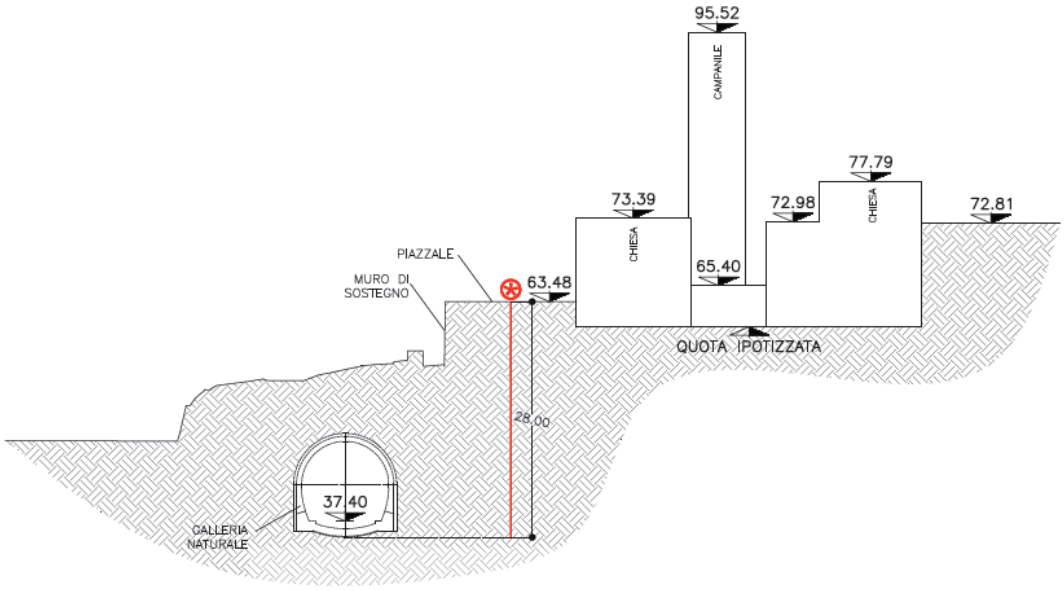



**Figura 8-47 – Sezione 2 con elementi rappresentativi**

Il modello di calcolo ha dimensioni 70m*150m discretizzato con una mesh triangolare di 6 nodi per elemento (n° nodi: 9015, n° elementi 4446).

In ragione delle risultanze della fase di Diagnosi, la sezione di scavo e consolidamento prevista è la C2v (Figura 8-48). Per tutti i dettagli della sezione si veda il Paragrafo 8.3, di seguito vengono riportate le caratteristiche e gli spessori degli interventi inseriti nel modello di calcolo. Si assume che il rivestimento definitivo del Fereggiano abbia le stesse caratteristiche meccaniche della galleria in oggetto.

Nella presente sezione è previsto un intervento di consolidamento da piano campagna che nel modello di calcolo non è stato cautelativamente considerato.

| Spritz beton | | |
|---|---|---|
| Classe | C28/35 | |
| Rck | 35 | MPa |
| Spessore | 0.3 | m |
| $f_{ctk}$ | 2.33 | MPa |
| E | 32588 | MPa |
| v | 0.2 | - |
| Centine | | |
| 2 IPN 220 | | |
| J | 6.12E-05 | m^4 |
| Area | 0.0079 | m^2 |
| Sectiondepth | 0.22 | m |
| Compressive Strength | 275 | MPa |
| Tensile Strength | 275 | MPa |
| passo | 1 | m |
| E | 210000 | MPa |

| Rivestimento definitivo | | |
|---|---|---|
| Classe | C32/40 | |
| Rck | 40 | MPa |
| Spessore | 0.9 | m |
| $f_{ctk}$ | 2.51 | MPa |
| E | 33640 | MPa |
| v | 0.2 | - |

**Tabella 8-8 - Tabelle riassuntive interventi sezione 2 (Scuola)**

Dato che la sezione presenta spessori differenti per il rivestimento definitivo nel modello è stato inserito lo spessore minimo. Le verifiche strutturali svolte al Paragrafo 8.5 tengono in considerazione lo spessore reale della sezione.

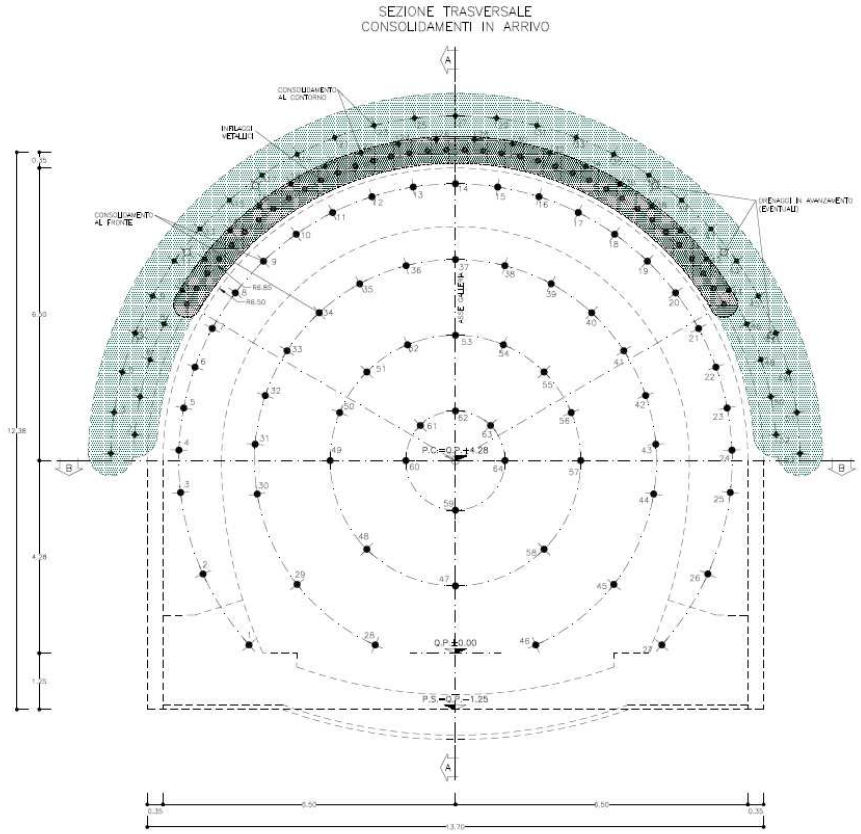



**Figura 8-49 – Sezione tipo C2v (Scavo e consolidamenti)**

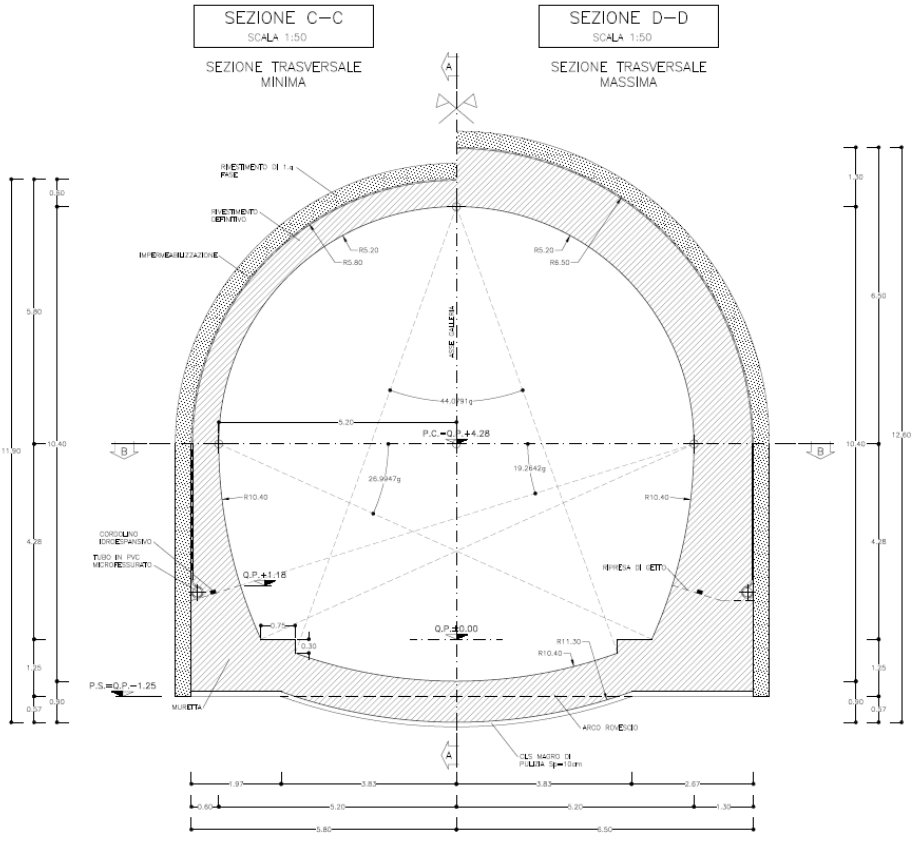



**Figura 8-50 – Sezione tipo C2v (carpenteria)**

In mancanza di dettagli geometrici e strutturali delle preesistenze, le opere di sostegno (muro di sostegno della Chiesa) sono state riprodotte nel modello vincolando lo spostamento orizzontale del terreno. E' stato assunto cautelativamente un carico costante uniformemente distribuito per tenere in conto gli effetti della Chiesa pari a 45kPa.

In quest'area la galleria verrà scavata parzialmente nel substrato roccioso e parzialmente negli strati di detrito e di depositi di matrice fine. Le caratteristiche geomeccaniche prevalenti del contesto sono tipiche dei terreni e pertanto l'analisi viene condotta assumendo il criterio di rottura di Mohr-Coulomb. Il coefficiente di spinta a riposo è stato assunto pari a 0.5. I parametri geomeccanici delle unità geotecniche sono i seguenti:

| Sezione - Scuola | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | spessore | γ | ν | φ' | c' | φ'res | c' res | E |
| | [m] | [kN/m3] | [-] | [°] | [kPa] | [°] | [kPa] | [MPa] |
| Riporto | 3.4 | 19 | 0.3 | 27 | 0 | 27 | 0 | 40 |
| Argilla | 3.7 | 19.5 | 0.3 | 25 | 30 | 22 | 0 | 50 |
| Detrito | 1.5 | 20 | 0.3 | 35 | 0 | 35 | 0 | 70 |
| Cappellaccio | 4 | 25 | 0.25 | 45 | 140 | 45 | 140 | 500 |
| FMA | | 26 | 0.25 | 50 | 240 | 50 | 240 | 1500 |

**Tabella 8-9 - Tabella riassuntiva materiali sezione 2 (Scuola)**

Il preconsolidamento al contorno, eseguito con iniezioni di miscela cementizia, migliora il comportamento meccanico dei terreni interessati. Per materiali che seguono il criterio di rottura di Mohr-Coulomb, si assume che questi raggiungano una coesione di 200kPa (residua 200kPa) e un modulo elastico pari a due volte il valore caratteristico dello strato. Per le formazioni rocciose con un elevato valore di coesione di partenza si assume che l'intervento di consolidamento garantisca un valore di coesione pari a 300 kPa. Lo spessore della fascia consolidata è pari a 1.5 m (minima fascia consolidata).

| | γ | ν | φ' | c' | φ'res | c' res | E |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | [kN/m3] | [-] | [°] | [kPa] | [°] | [kPa] | [MPa] |
| Cons_Argilla | 19.5 | 0.3 | 25 | 200 | 25 | 200 | 100 |
| Cons_Detrito | 20 | 0.3 | 35 | 200 | 35 | 200 | 140 |
| Cons_Cappellaccio | 25 | 0.25 | 45 | 200 | 45 | 200 | 1000 |
| Cons_FMA | 26 | 0.25 | 50 | 300 | 50 | 300 | 3000 |

**Tabella 8-10 - Tabella riassuntiva materiali di consolidamento sezione 2 (Scuola)**

Il battente idraulico agente in questa sezione è pari a 42m.s.m. (-6 m da chiave calotta). In accordo a quanto riportato nella relazione idrogeologica nei tratti a basse coperture non si è considerato un abbattimento del livello di falda.

Si propongono le immagini significative del modello di calcolo nel suo complesso ed in corrispondenza del cavo.

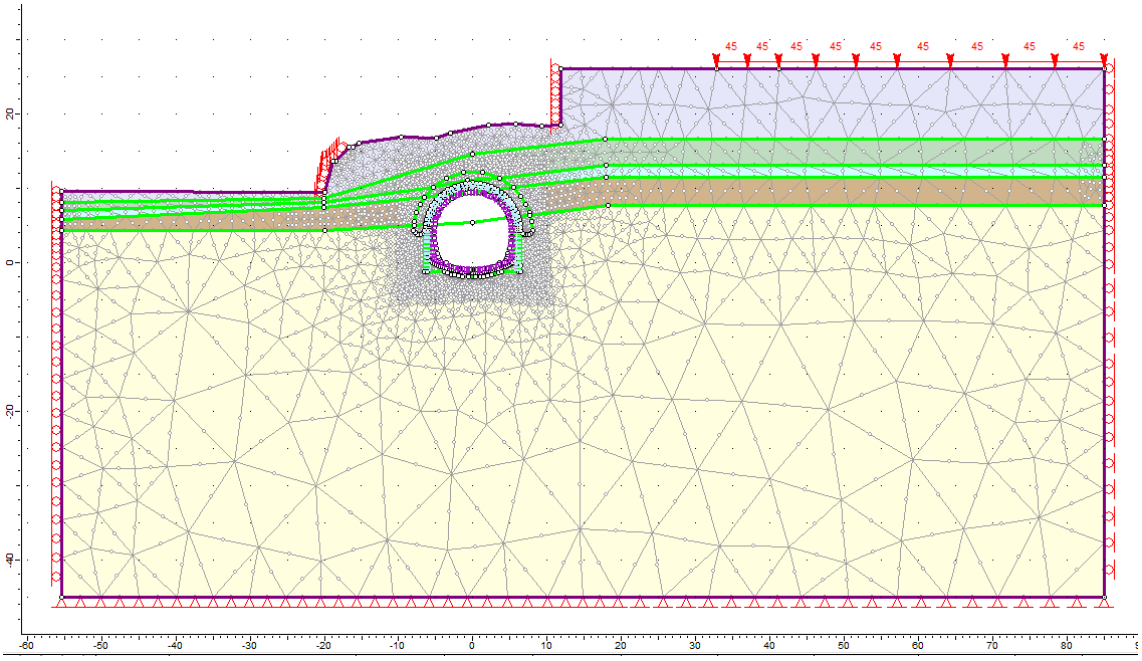



**Figura 8-51 - Modello sezione 2**

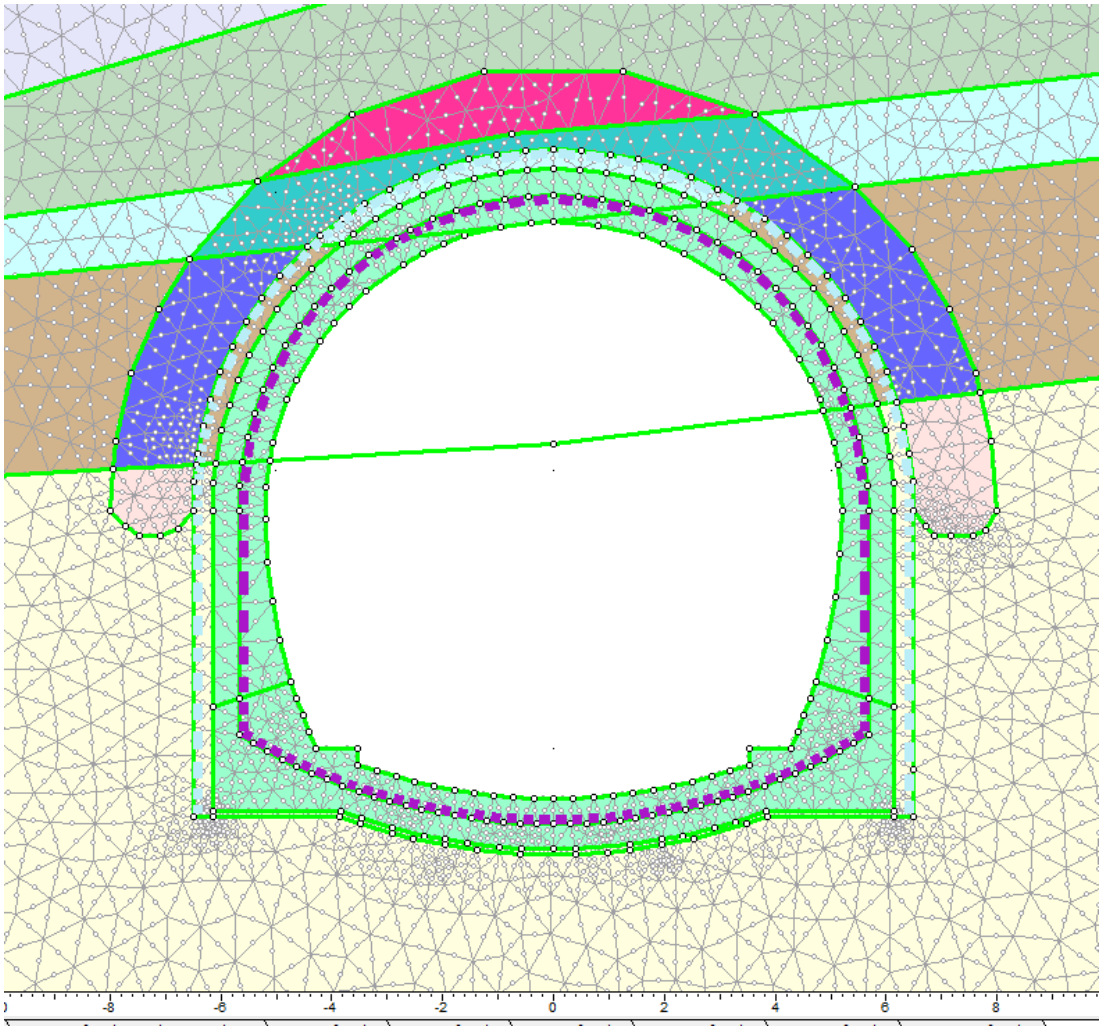



**Figura 8-52 - Modello sezione 2- Particolare in corrispondenza del cavo**

Si riporta nella tabella seguente una descrizione sintetica delle fasi di calcolo considerate nell'analisi della sezione in oggetto. Nella presente sezione è stato modellato un avanzamento medio di 3m/g cautelativamente.

| n FASI | DESCRIZIONE | p/p0 |
|---|---|---|
| 1 | Inizializzazione sforzi | 0 |
| 2 | p=1+reset spostamenti | 1 |
| 3 | Fronte | 0.60 |
| 4 | 1°sfondo:spritz+centine | 0.52 |
| 5 | 3°sfondo | 0.36 |
| 6 | 6°sfondo | 0.22 |
| 7 | 9°sfondo | 0.15 |
| 8 | 15°sfondo | 0.11 |
| 9 | 20°sfondo | 0.01 |
| 10 | 84°sfondo | 0 |
| 11 | rivedef | 0 |
| 12 | falda | 0 |
| 13 | sisma+falda | 0 |

**Tabella 11 - Fasi di calcolo**

Per valutare gli effetti dell'azione sismica sul rivestimento definitivo disaccoppiati dall'azione del carico idraulico è stata svolta un'analisi analoga a quella sopra descritta in cui alla Fase 12 è stato imposta la sola accelerazione sismica.

Nel calcolo è stata considerata una evoluzione nel tempo delle caratteristiche di rigidezza e resistenza dello spritz beton. Si riporta una sintesi delle assunzioni fatte nella tabella seguente.

| n FASI | E(t) /E(28gg) | $f_{ck}(t)$ /$f_{ck}$(28gg) | $f_{tck}(t)$ /$f_{tck}$(28gg) |
|---|---|---|---|
| 1 | 0 | 0 | 0 |
| 2 | 0 | 0 | 0 |
| 3 | 0 | 0 | 0 |
| 4 | 0.129 | 0.194 | 0.513 |
| 5 | 0.343 | 0.424 | 0.670 |
| 6 | 0.568 | 0.578 | 0.765 |
| 7 | 0.716 | 0.663 | 0.815 |
| 8 | 0.878 | 0.761 | 0.871 |
| 9 | 0.939 | 0.811 | 0.898 |
| 10 | 1.000 | 1.000 | 1.000 |

**Tabella 12 - Curva di maturazione dello spritz**

Si riportano i risultati dell'analisi in termini di plasticizzazioni e spostamenti massimi (in corrispondenza della fase di relax 100%).

L'estensione delle plasticizzazioni al contorno del cavo è contenuta per effetto del consolidamento al contorno. Si rileva come i fenomeni di plasticizzazione siano connessi al superamento della resistenza a

trazione in corrispondenza dei piedritti, dell'arco rovescio e all'interfaccia degli strati di materiale diverso. La risposta deformativa del cavo sostenuto dai pre-rivestimenti è dell'ordine dei 10 mm, con massimi in calotta (11 mm). In superficie, la modellazione numerica restituisce assestamenti del piano campagna contenuti entro il mezzo centimetro.

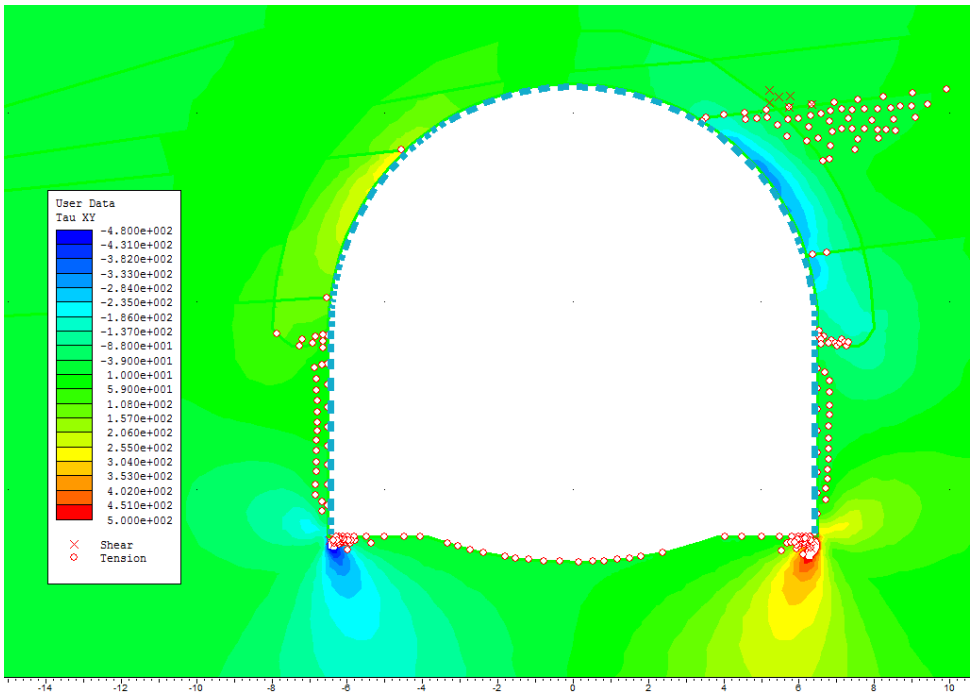



**Figura 8-53 - Sforzi di taglio con indicazione dei punti plasticizzati**

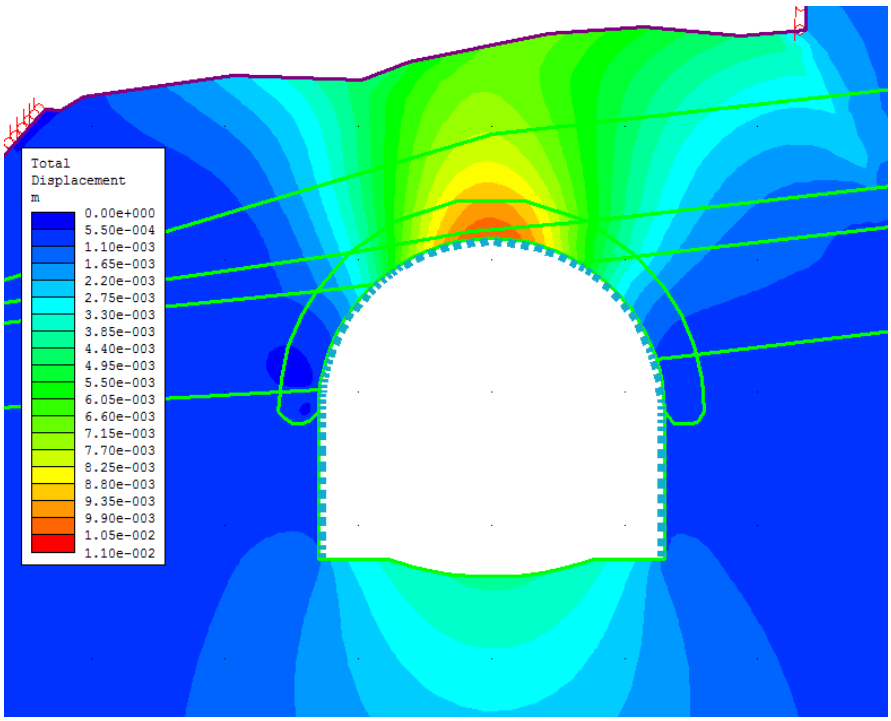



**Figura 8-54 - Total displacement**

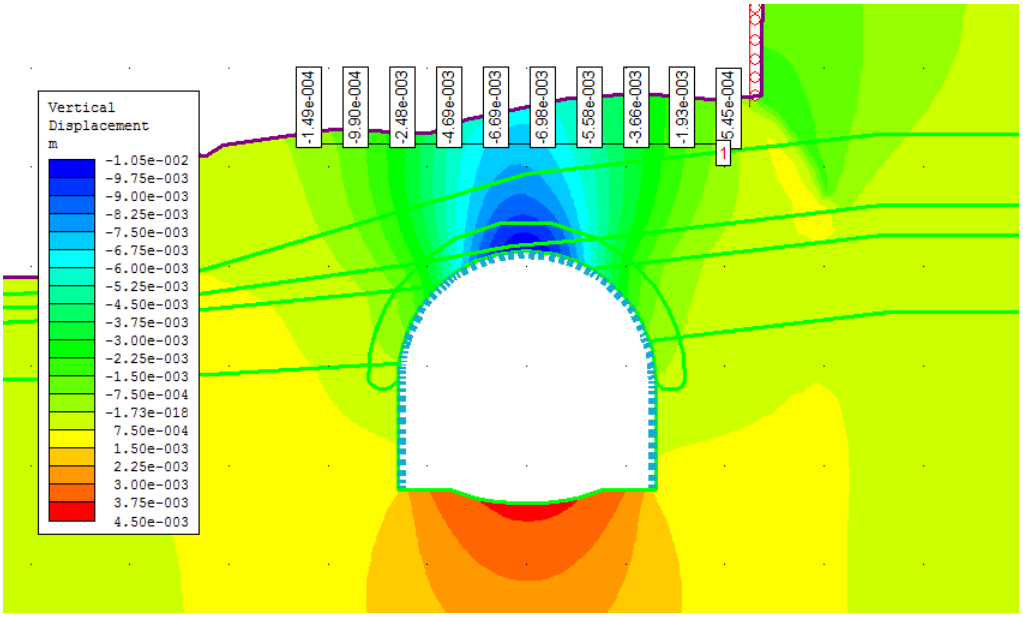



**Figura 8-55 Andamento dei cedimenti in superficie**

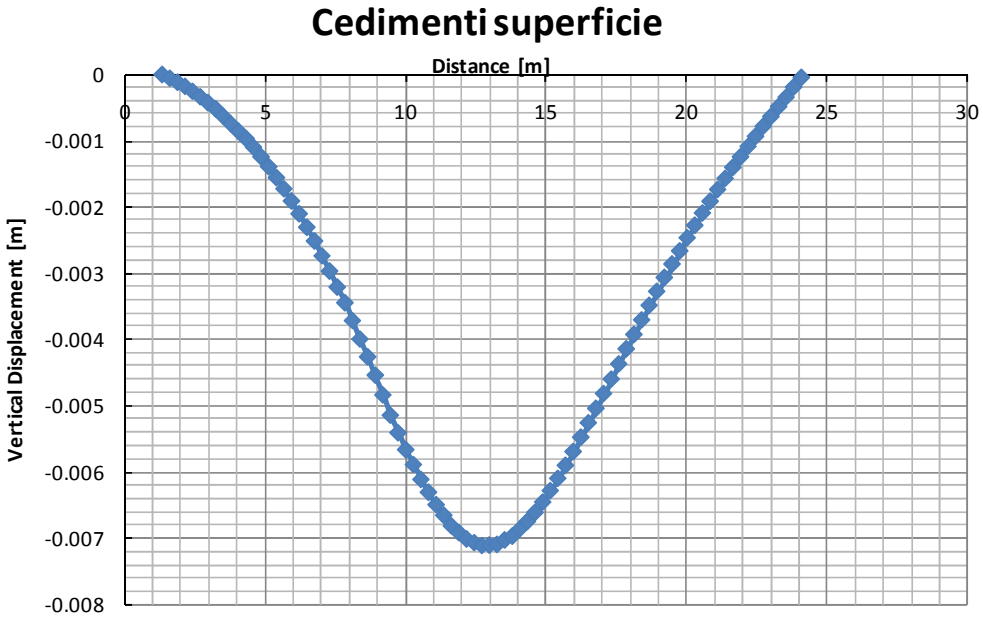



**Figura 8-56 – Andamento quantitativo dei cedimenti in superficie**

I cedimenti i n superficie ottenuti mediante l'analisi numerica risultano contenuti come mostrato nelle figure sopra riportate. Si fa presente che tali valori sono da considerarsi comunque un limite massimo in quanto nella modellazione non è stata tenuta in conto la presenza dell'intervento di consolidamento eseguito da piano campagna a tergo della paratia di imbocco.




**Figura 8-57 – Consolidamento da piano campagna – Sezione Scuola**

Si riportano nel seguito i diagrammi delle sollecitazioni allo stato limite di esercizio dei rivestimenti definitivi nella fase dell' applicazione del rivestimento definitivo e nell'applicazione della sola sollecitazione falda. Per quanto riguarda le azioni allo stato limite ultimo si è riportato anche la fase della sola applicazione del sisma e la fase dell'azione combinata falda più sisma.

Si riportano separatamente le azioni relative alla zona dell' arco rovescio e della zona relativa alla calotta e ai piedritti.

Azioni S.L.U. Arco rovescio

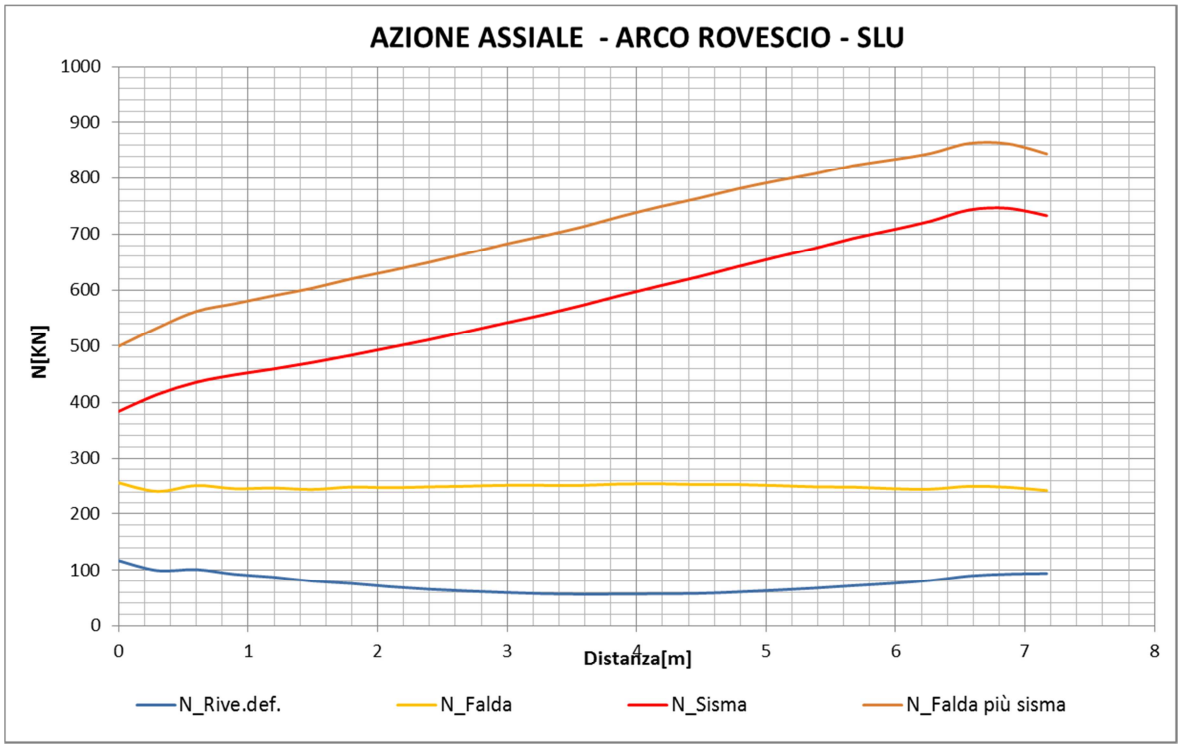



**Figura 8-58– Sollecitazione assiale - arco rovescio – S.L.U.**

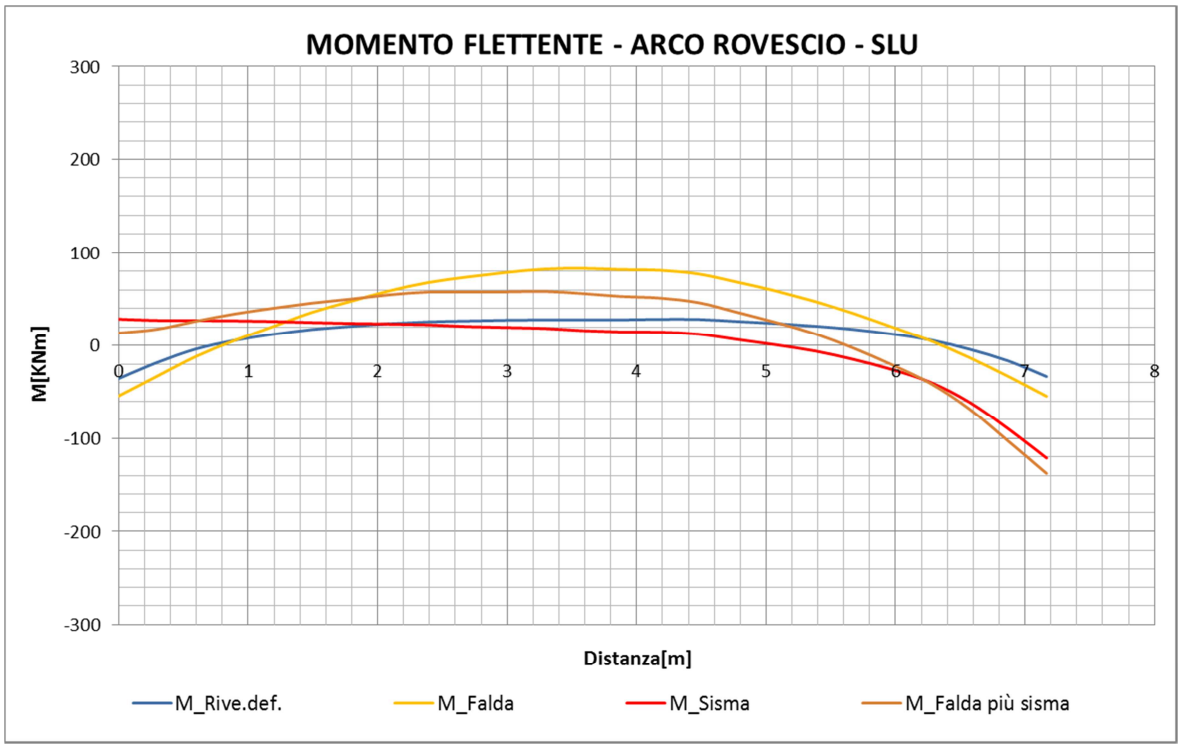



**Figura 8-59 - Sollecitazione flettente - arco rovescio – S.L.U.**

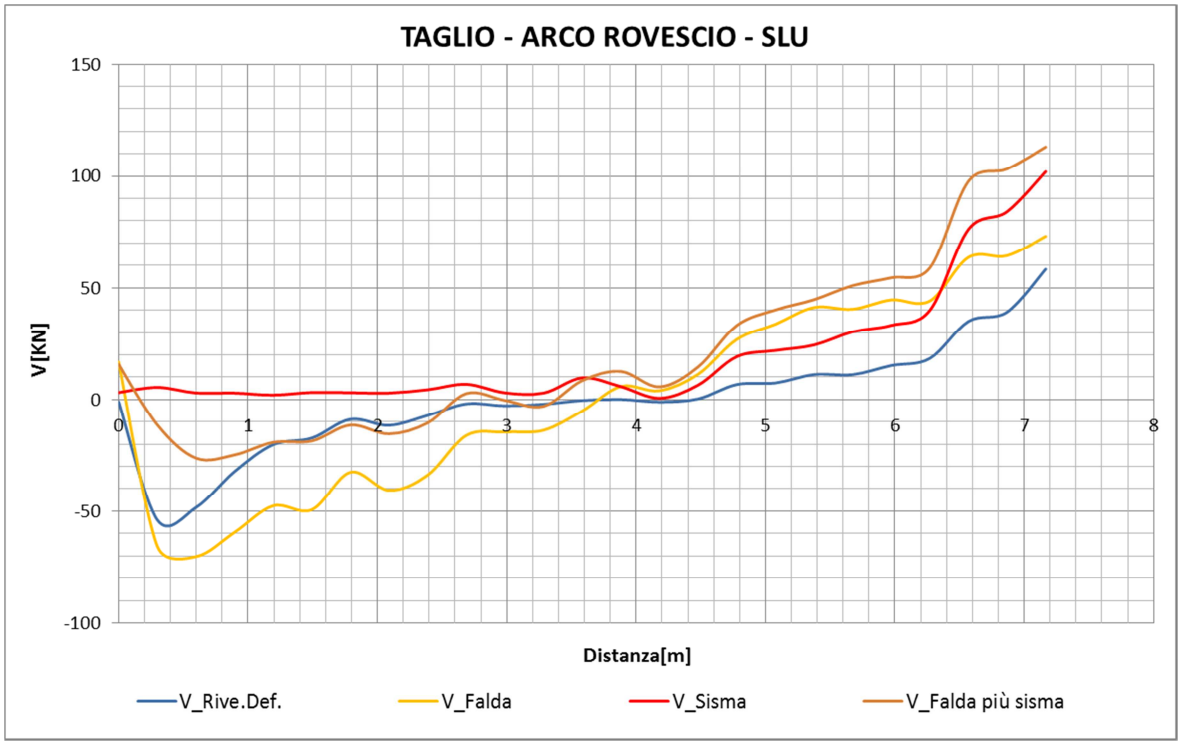



**Figura 8-60 – Sollecitazione a taglio - arco rovescio – S.L.U.**

Azioni S.L.E. Arco rovescio

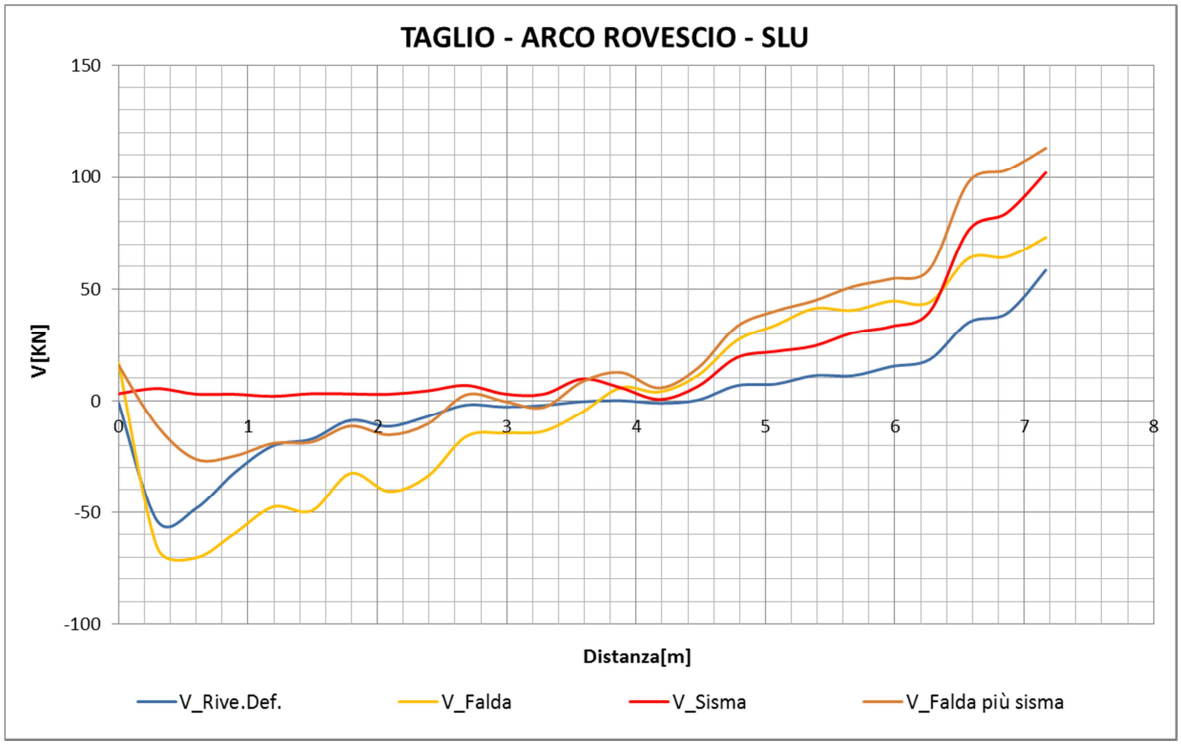



**Figura 8-61– Sollecitazione assiale - arco rovescio – S.L.E.**

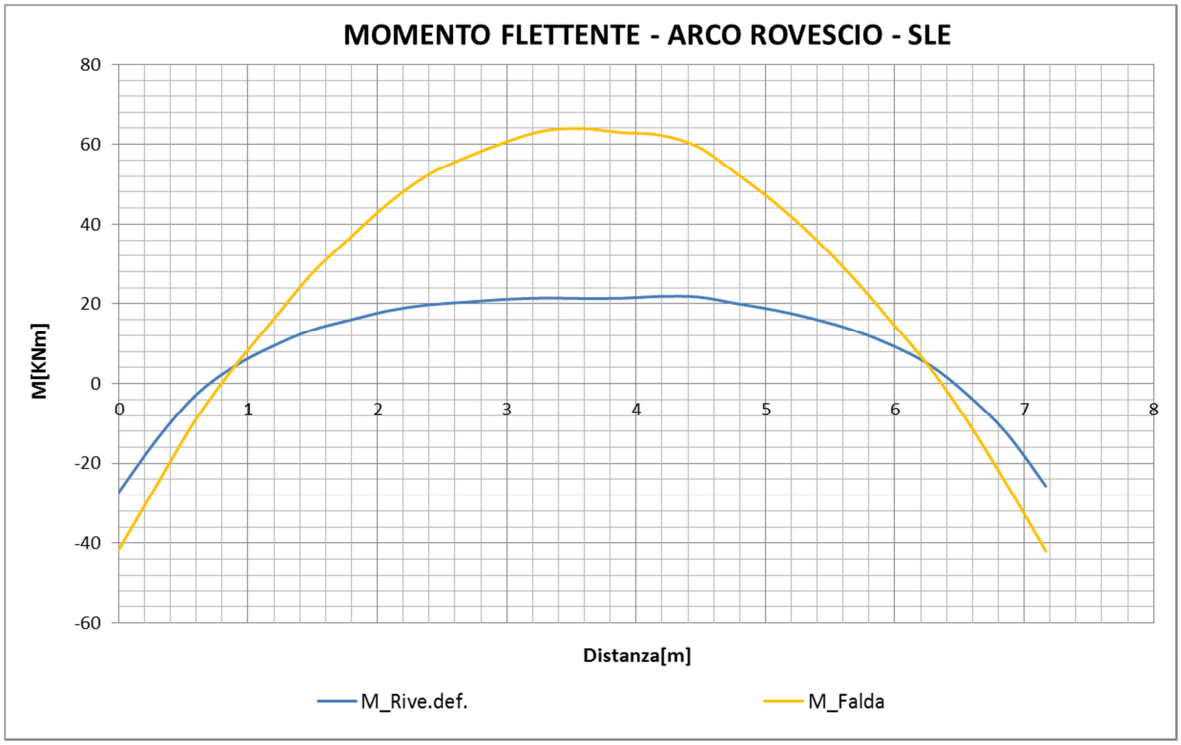



**Figura 8-62 - Sollecitazione flettente - arco rovescio – S.L.E.**

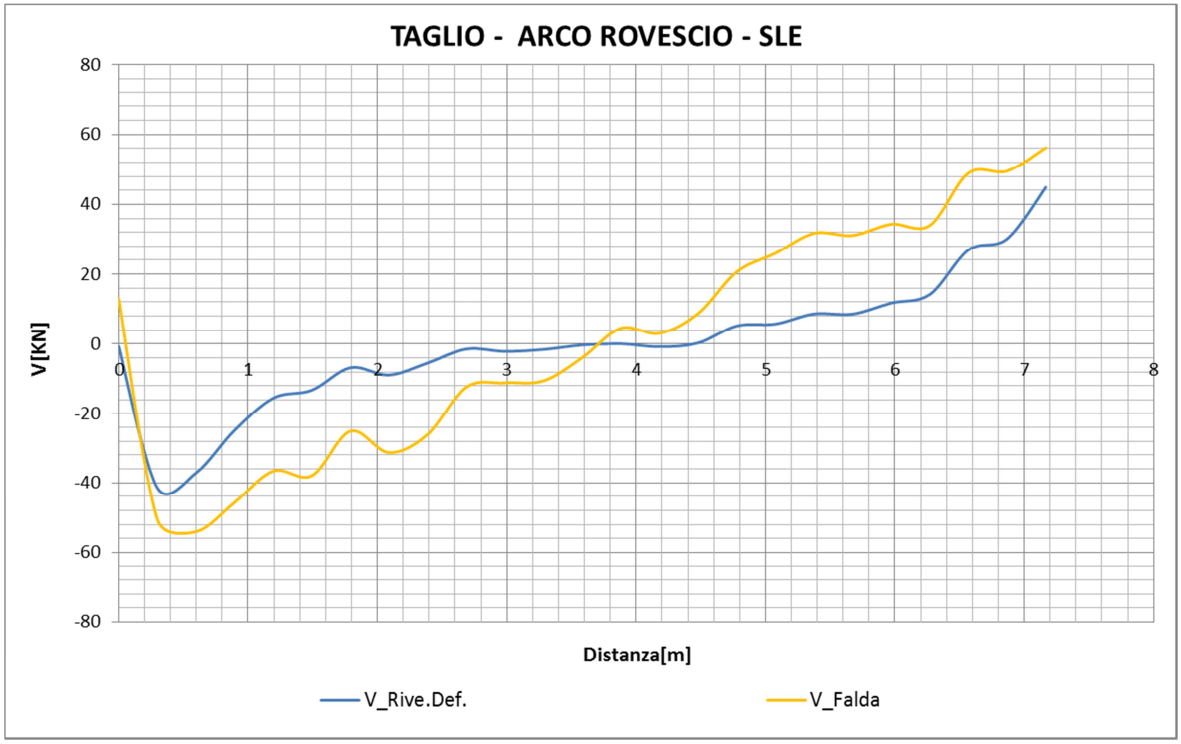



**Figura 8-63 – Sollecitazione a taglio - arco rovescio – S.L.E.**

Azioni S.L.U. Calotta piedritti

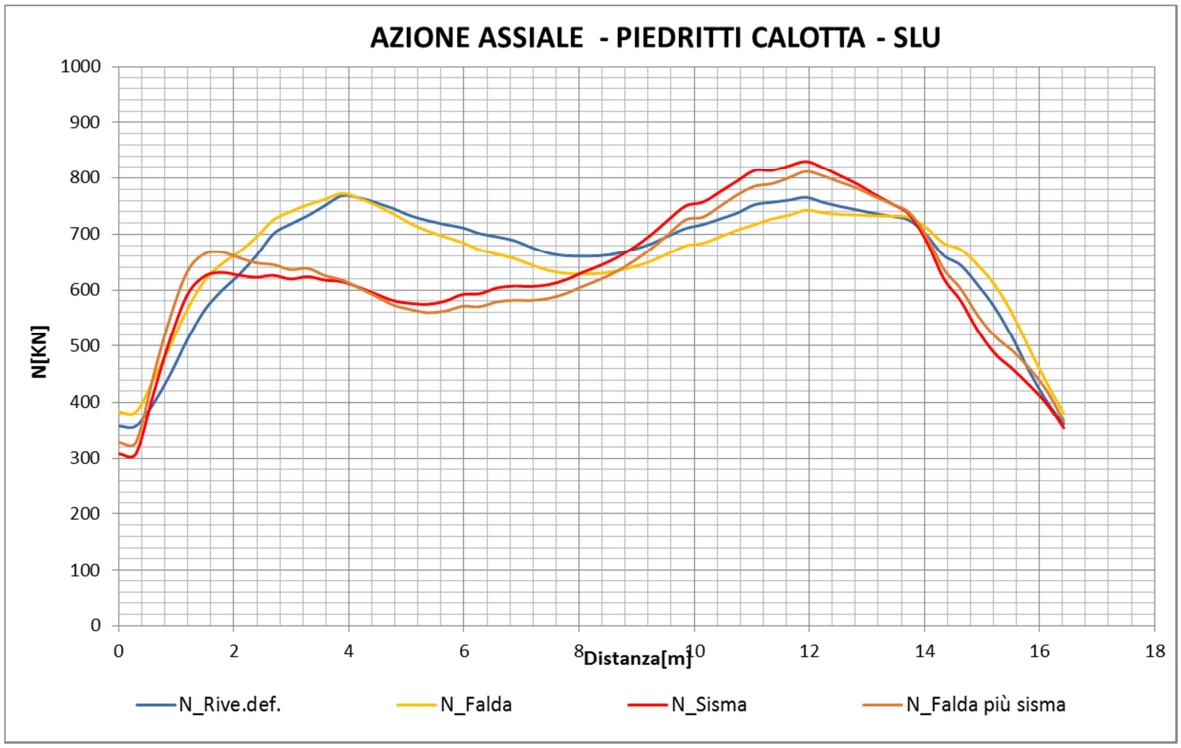



**Figura 8-64 – Sollecitazione assiale – calotta piedritti – S.L.U.**

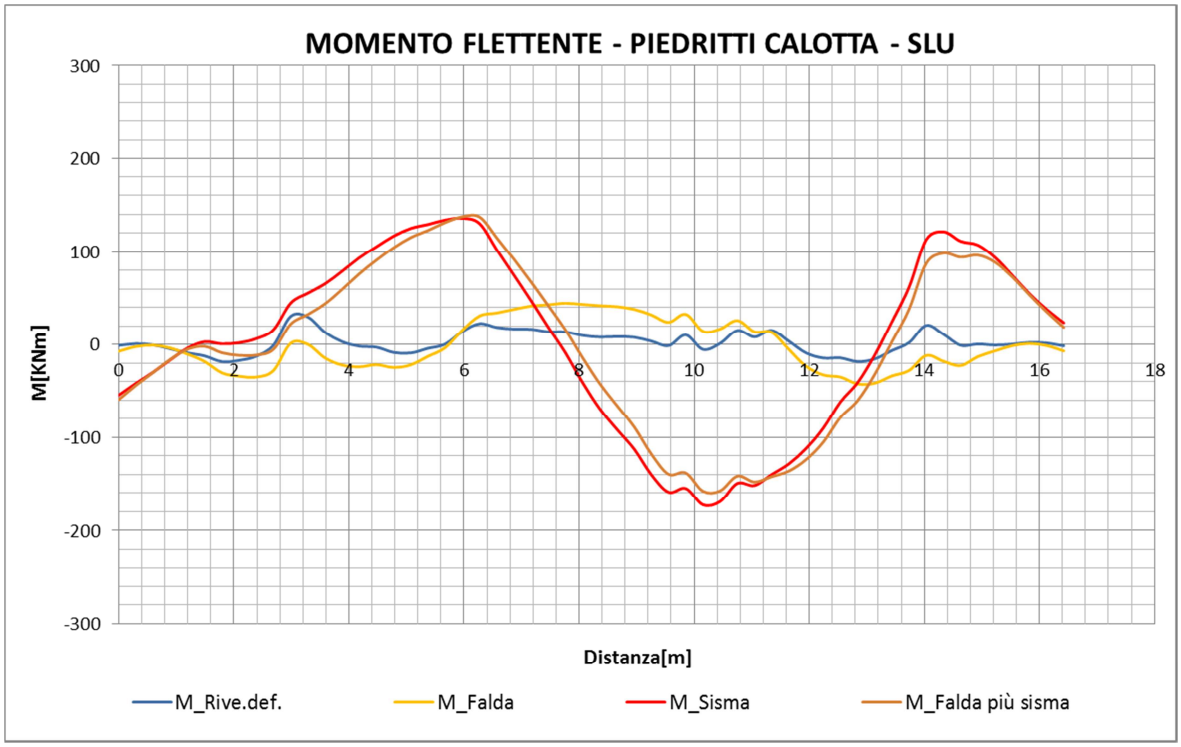



**Figura 8-65 – Sollecitazione flettente – calotta piedritti – S.L.U.**

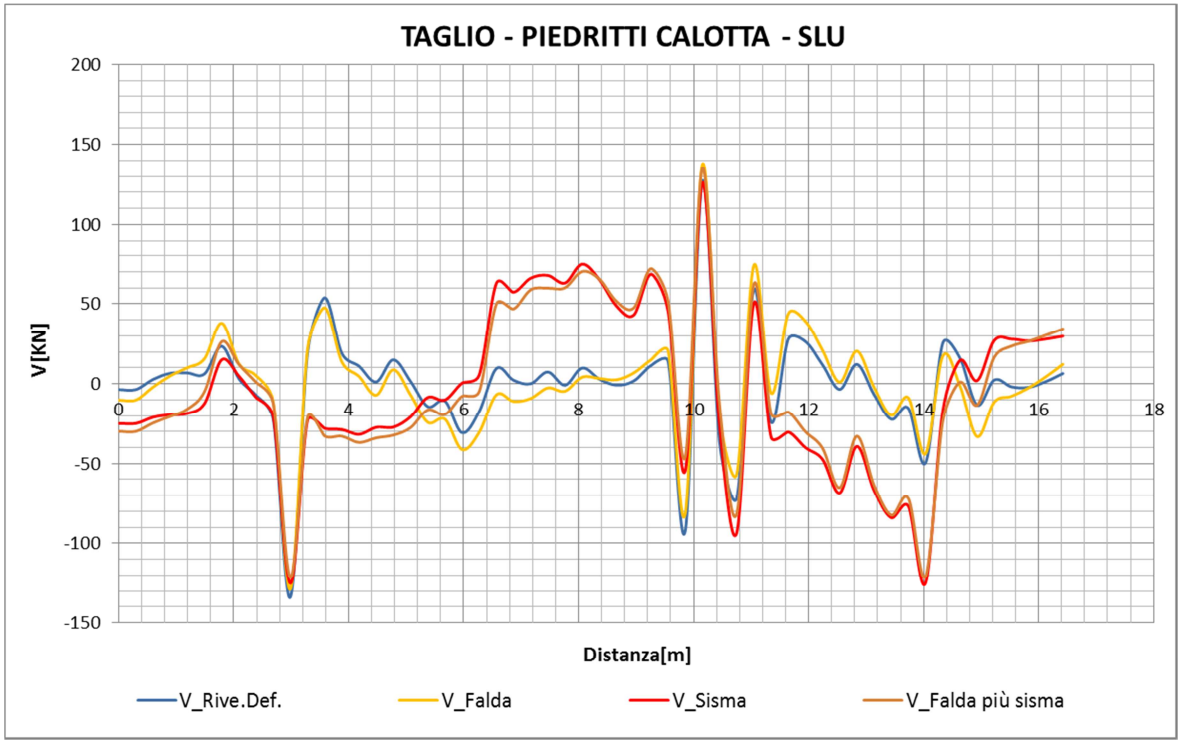



**Figura 8-66 – Sollecitazione a taglio – calotta piedritti – S.L.U.**

Azioni S.L.E. Calotta piedritti

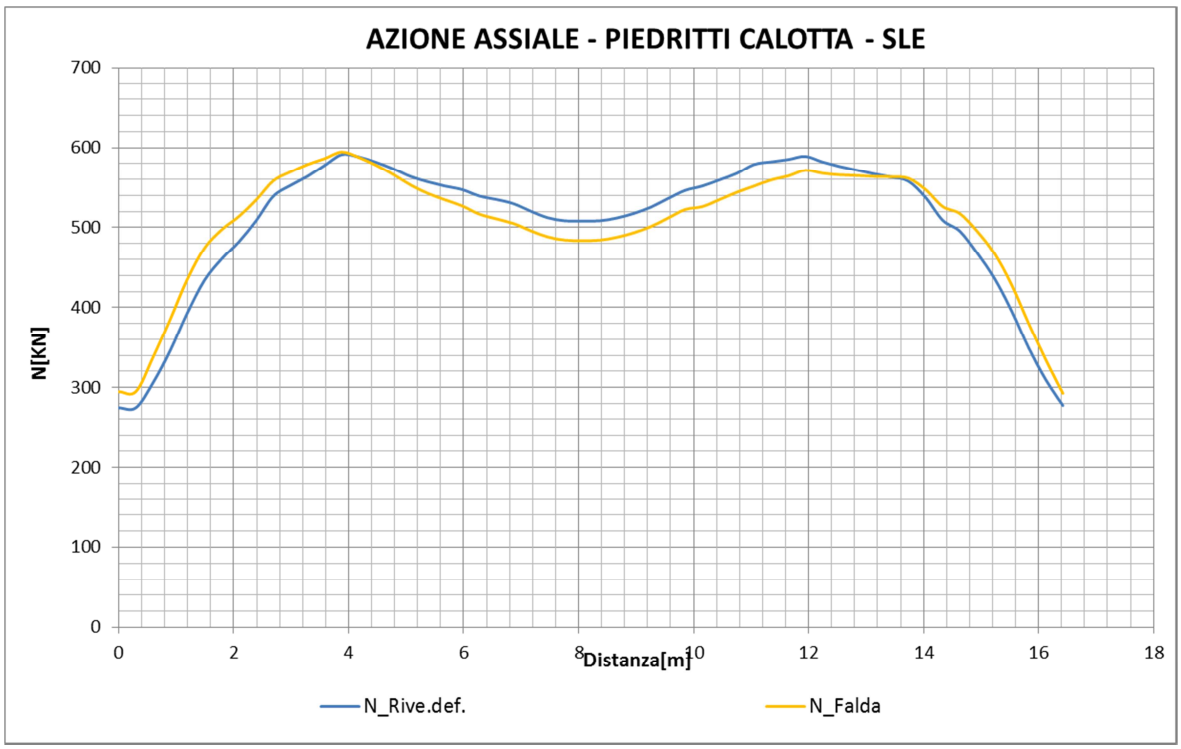



**Figura 8-67 – Sollecitazione assiale – calotta piedritti – S.L.E.**

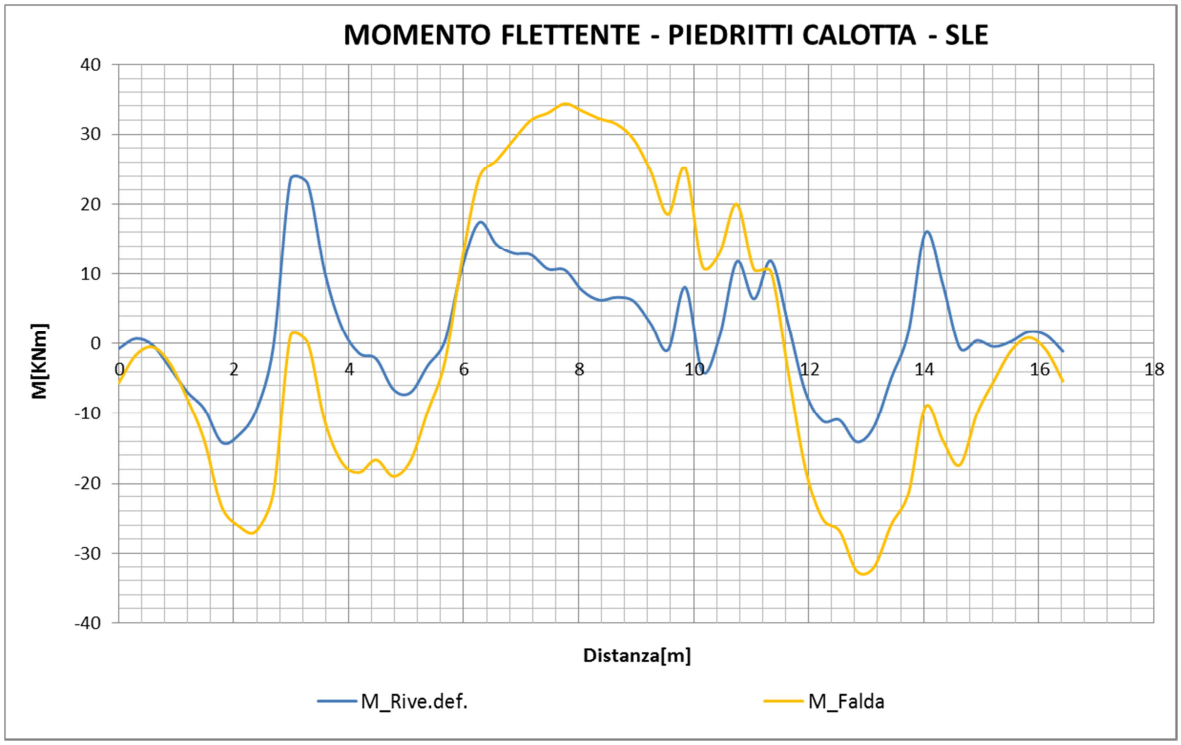



**Figura 8-68 – Sollecitazione flettente – calotta piedritti – S.L.E.**

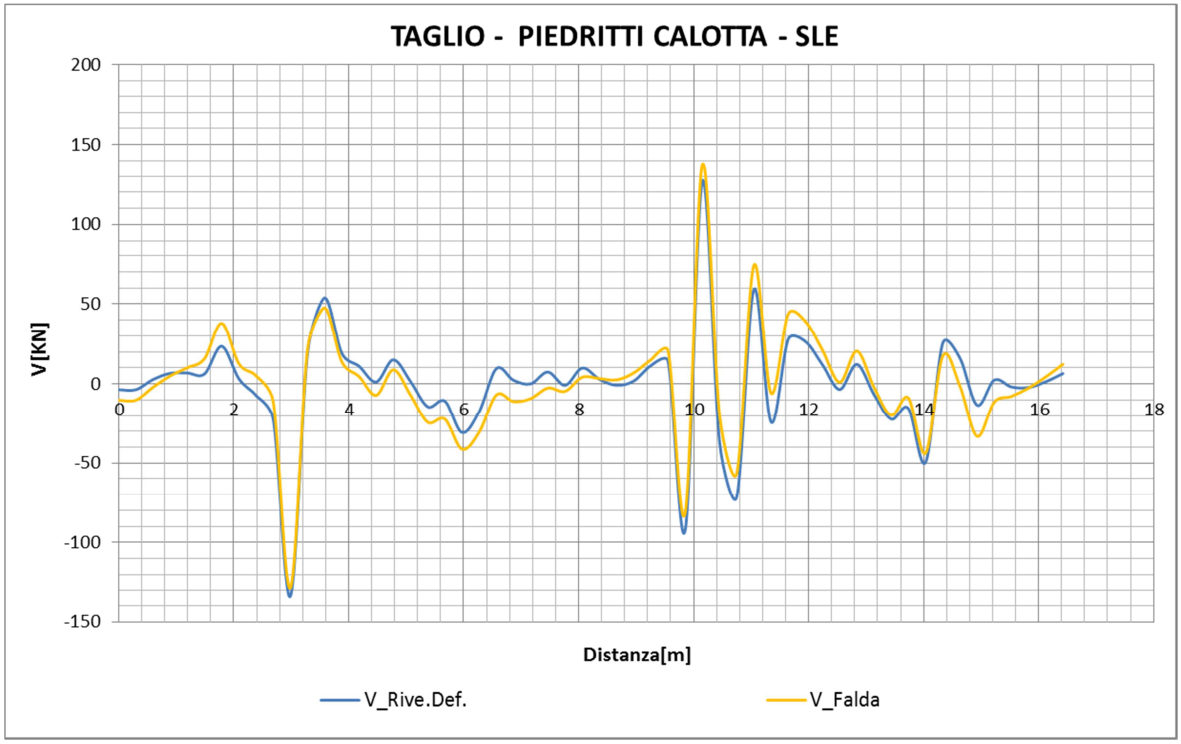



**Figura 8-69 – Sollecitazione a taglio – calotta piedritti – S.L.E.**

Per la sezione in esame se è scelta come combinazione dimensionante quella corrispondente allo stage falda più sisma, mentre per la valutazione dell'adeguatezza strutturale della galleria allo SLE si fa riferimento allo stage falda.

### 8.4.4 *Verifiche strutturali dei prerivestimenti*

Nel presente paragrafo si riportano le verifiche strutturali effettuate sui prerivestimenti in accordo alla procedura descritta ai paragrafi precedenti.

Le verifiche strutturali dei prerivestimenti sono state effettuate per le sezioni che prevedevano l'istallazione di spritz beton e centine metalliche. In particolare la sezione da verificare è la sezione 2 Scuola. Per quanto riguarda la sezione 1 – MaxCopertura si riportano le verifiche dei rinforzi radiali.

#### 8.4.4.1 *Sezione 1 – MaxCopertura*

Per la sezione analizzata non essendo prevista l'installazione di prerivestimenti costituiti da spritz e centine si riporta unicamente una valutazione dello stato di sforzo agente sui bulloni rimandando per i dettagli alle analisi specifiche svolte con il software Unwedge basate sull'equilibrio limite dei cunei.

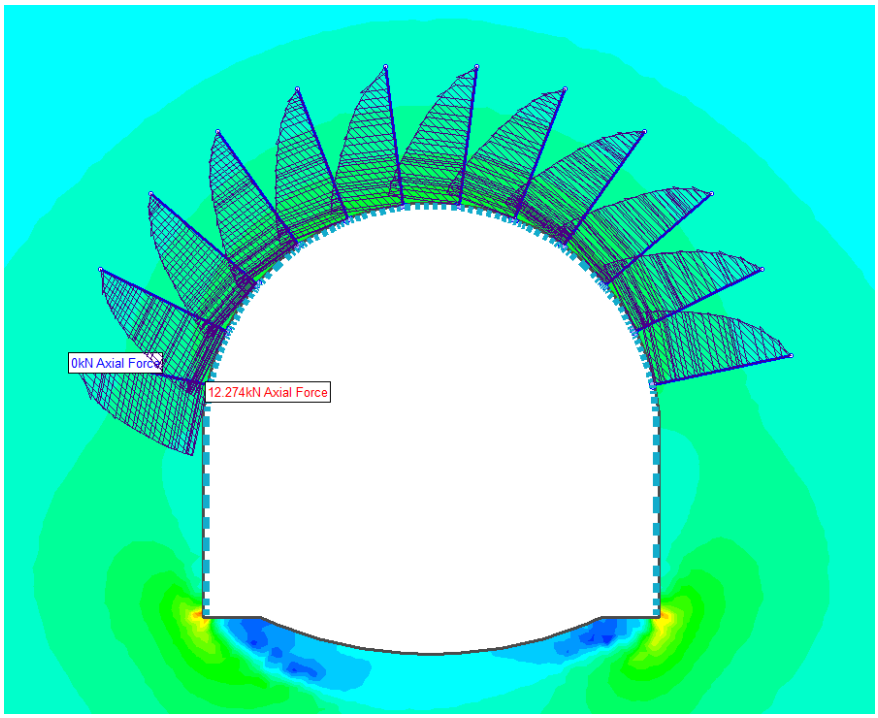



**Figura 8-70 – Andamento dell'azione assiale dei rinforzi radiali**

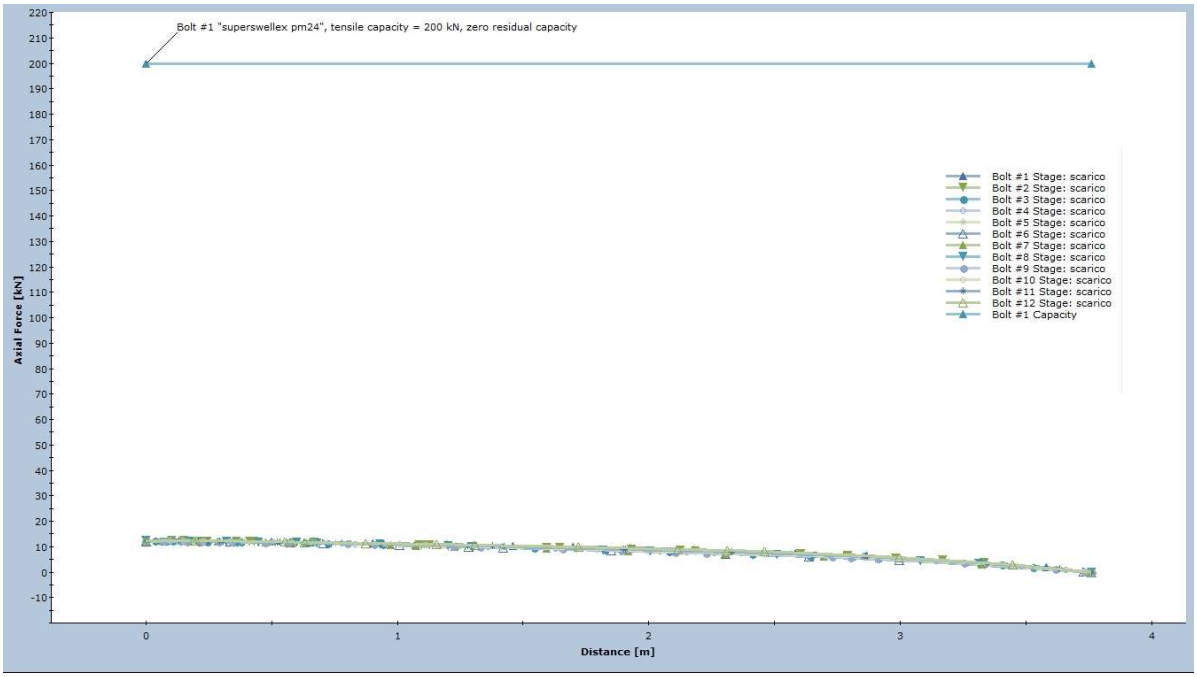



**Figura 8-71–Verifica dei rinforzi radiali**

### *8.4.4.2 Sezione 2 - Scuola*

Lo stato di sforzo verificato corrisponde alla fase di massimo relax prima dell'esecuzione dei rivestimenti definitivi.

Si riportano nel seguito i diagrammi di resistenza costruiti secondo la procedura riportata al par 8.1.1.

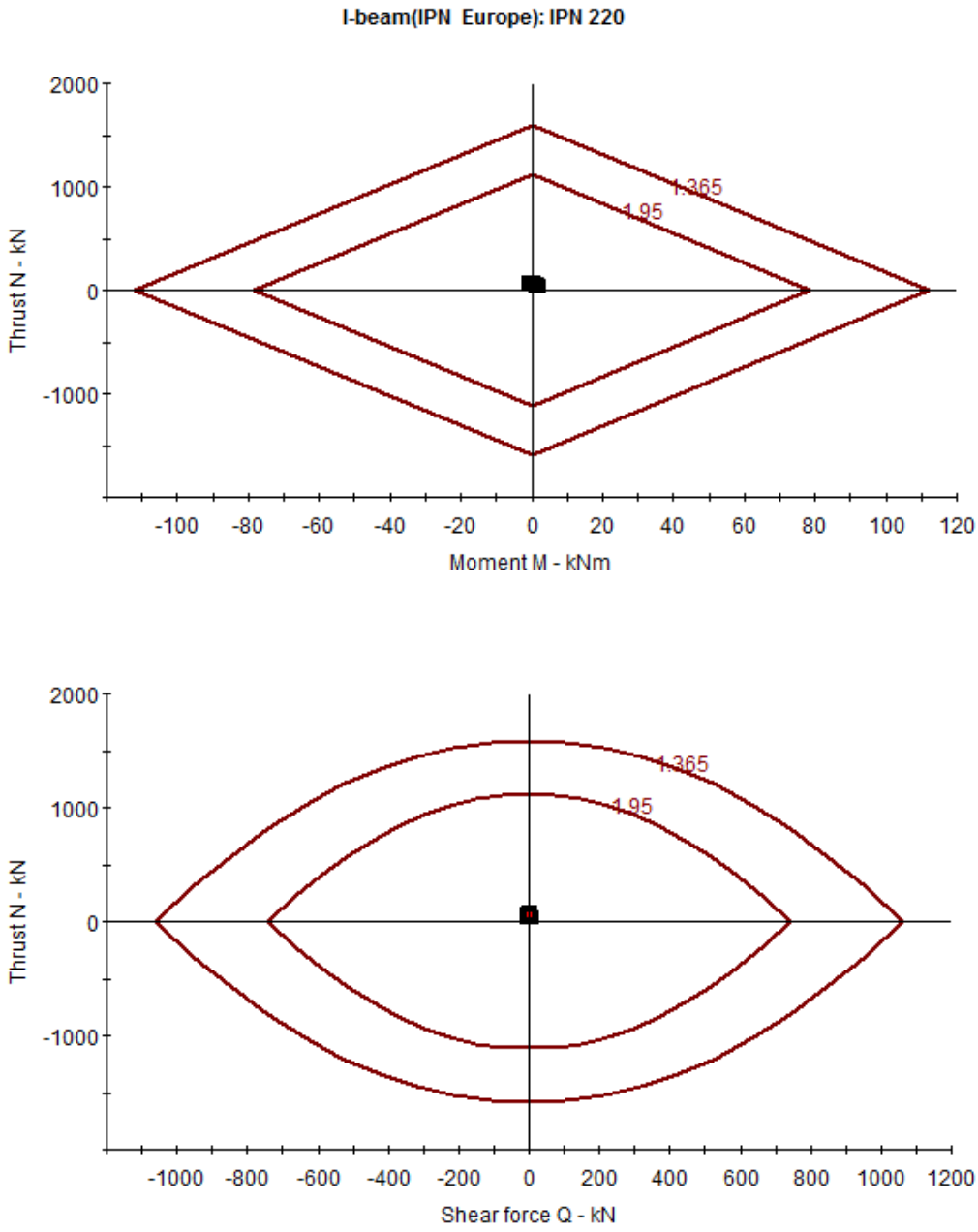



**Figura 8-72 - Support capacity plots – centine**

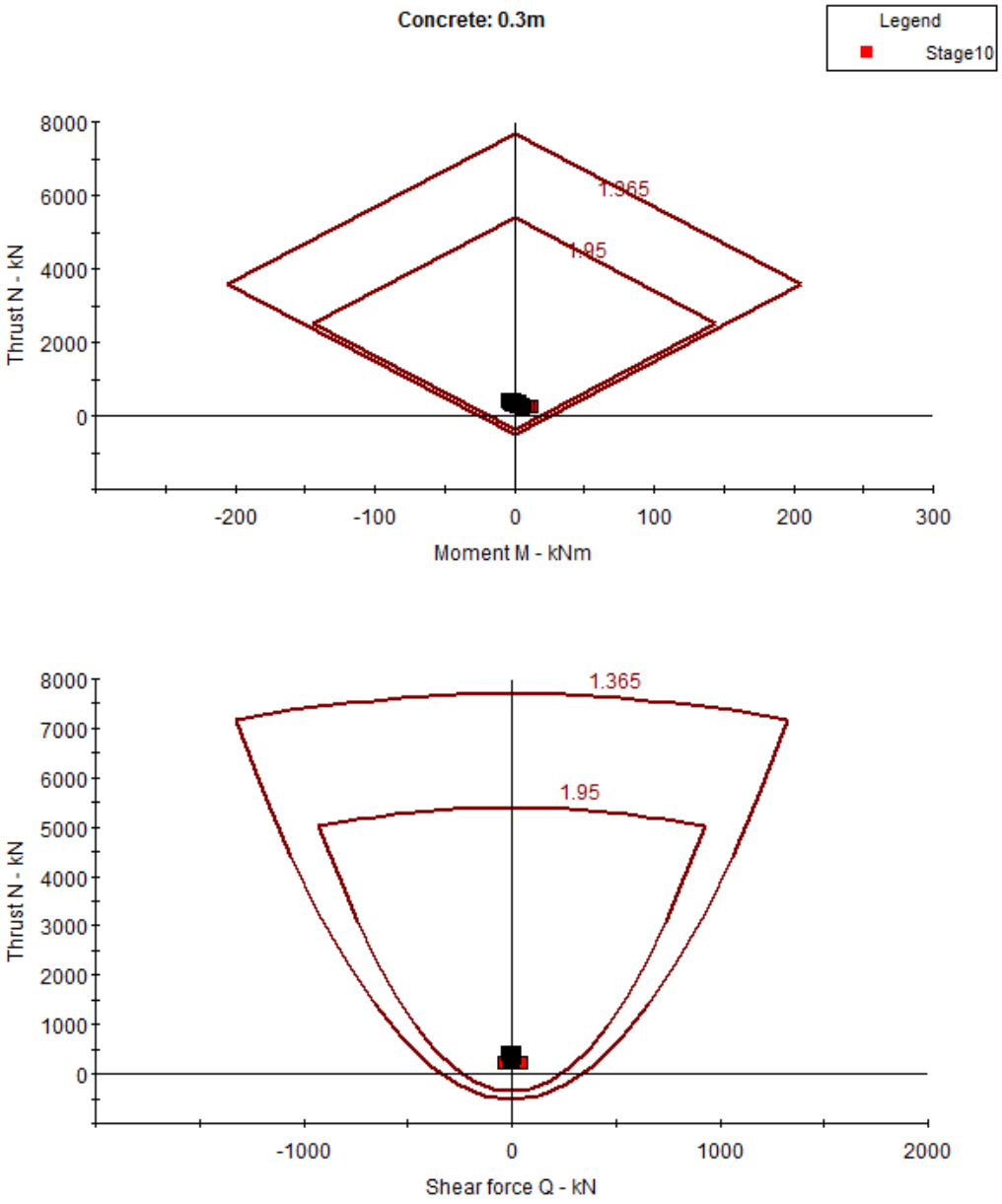



**Figura8-73 - Support capacity plots – spritz**

### 8.4.5 *Verifiche strutturali dei rivestimenti definitivi*

Nel presente paragrafo si riportano le verifiche strutturali effettuate sui rivestimenti definitivi in accordo alla procedura descritta ai paragrafi precedenti.

#### *8.4.5.1 Sezione 1 - MaxCopertura –Pressoflessione – SLU*

Si sono riportate le sezioni relative all'arco rovescio, alla calotta e ai piedritti.

| ARCO ROVESCIO | |
|---|---|
| b[cm] | 100 |
| h[cm] | 80 |
| Classe calcestruzzo | 32/40 |
| Armatura principale | - |
| Passo [cm] | - |
| Spilli | - |
| Maglia spilli [cm x cm ] | - |
| Ripartitore | - |
| Copriferro [cm] | - |

| CALOTTA | |
|---|---|
| b[cm] | 100 |
| h[cm] | 70 |
| Classe calcestruzzo | 32/40 |
| Armatura principale | - |
| Passo [cm] | - |
| Spilli | - |
| Maglia spilli [cm x cm ] | - |
| Ripartitore | - |
| Copriferro [cm] | - |

| PIEDRITTI | |
|---|---|
| b[cm] | 100 |
| h[cm] | 90 |
| Classe calcestruzzo | 32/40 |
| Armatura principale | - |
| Passo [cm] | - |
| Spilli | - |
| Maglia spilli [cm x cm ] | - |
| Ripartitore | - |
| Copriferro [cm] | - |

La sezione non è armata.

Si riportano le verifiche allo stato limite ultimo a pressoflessione relative all'analisi in oggetto. Si sono verificate che tutte le combinazioni di azione assiale e momento flettente a cui è soggetto il rivestimento definitivo siano interne al dominio di interazione

Le verifiche sono eseguite con riferimento alla fase di applicazione della falda.

Vengono riportate separatamente i domini di interazione di arco rovescio, calotta e piedritti a causa della diversa geometria delle sezioni.

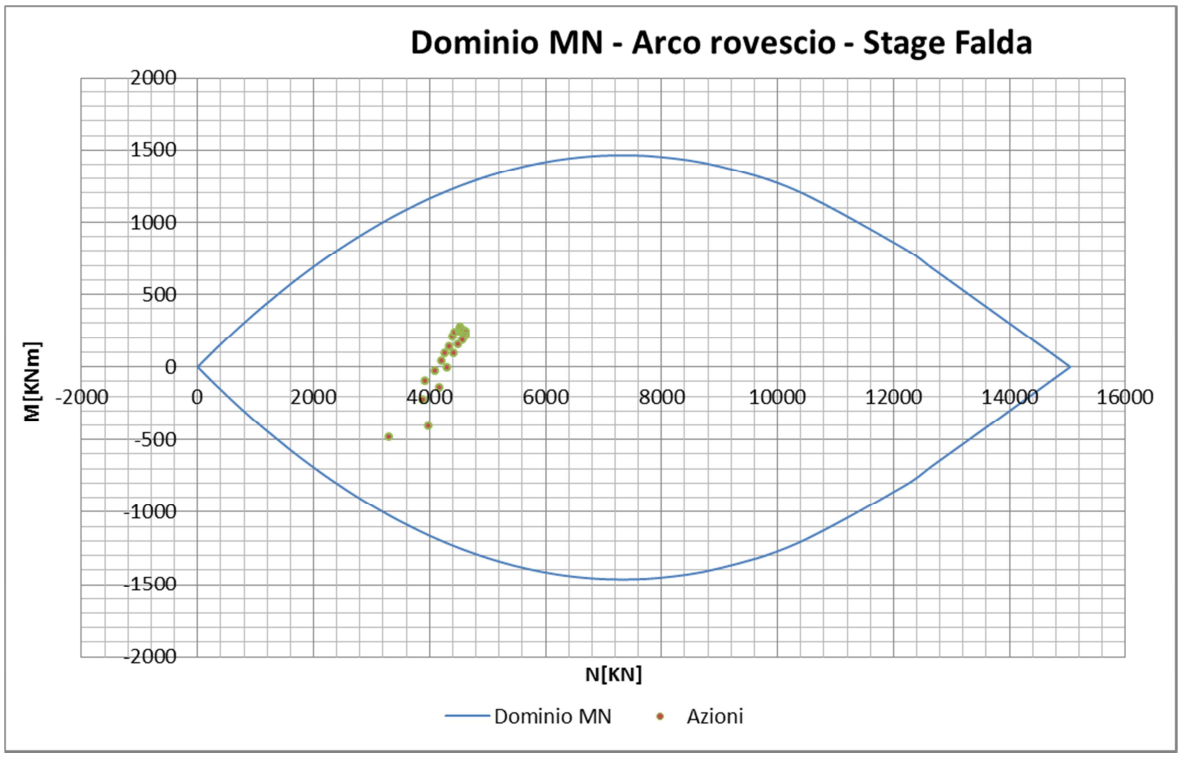



**Figura 8-74 – Dominio MN arcorovescio – Stage Falda**

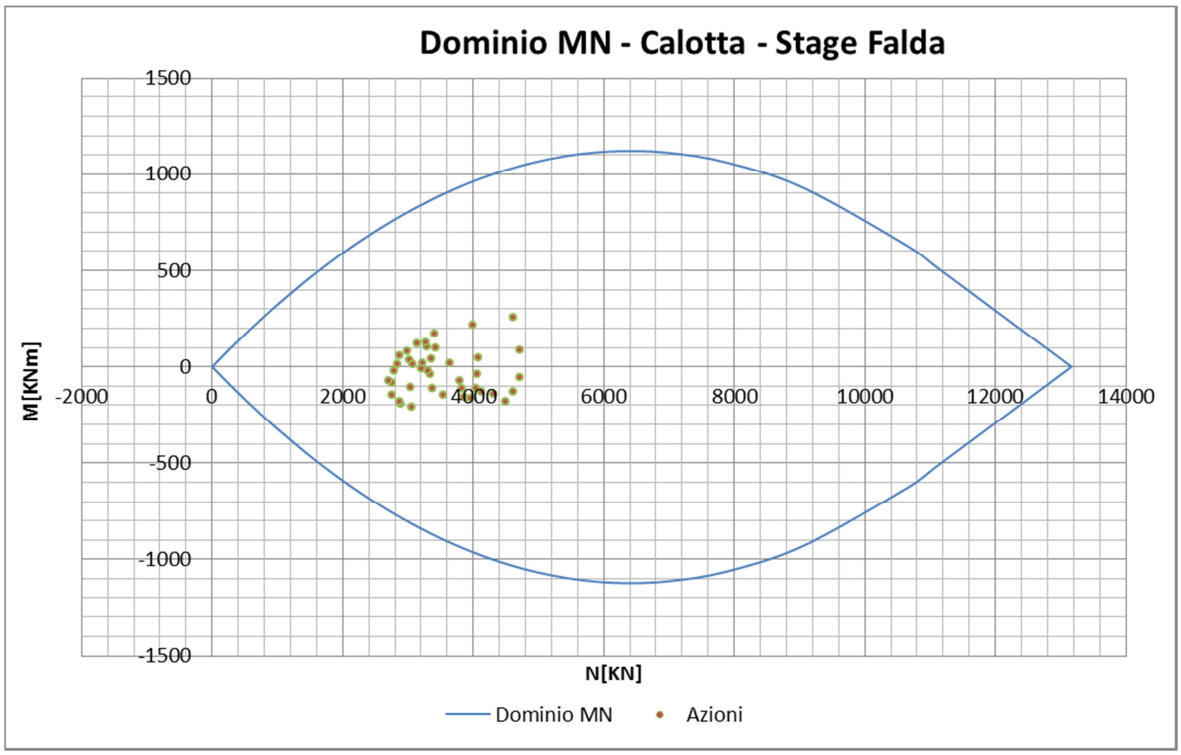


**Figura 8-75 – Dominio MN calotta –Stage Falda**

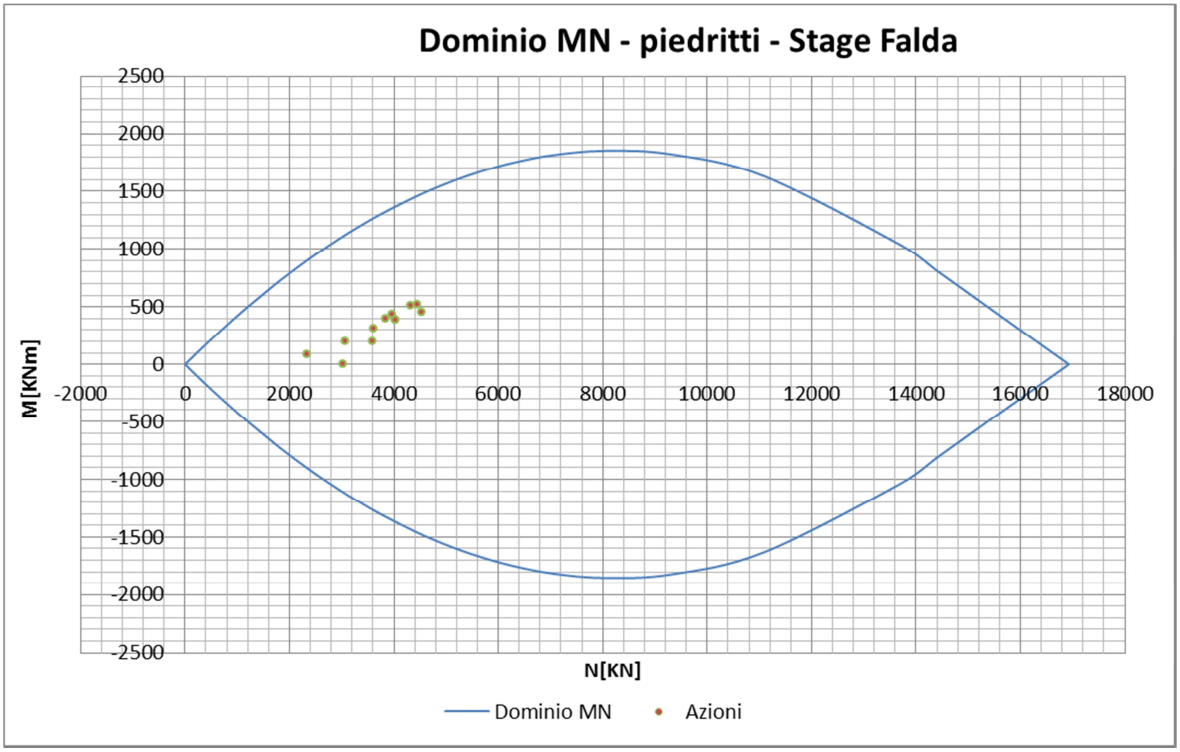



**Figura 8-76 – Dominio MN piedritti –Stage Falda**

### *8.4.5.2 Sezione 1 - MaxCopertura- Verifiche a taglio – SLU*

Si riassumono nella tabella seguente i risultati della verifica a taglio che è stata svolta secondo quanto descritto nel par. 8.1.2 per le sezioni non armate con riferimento allo stage di applicazione del battente idraulico. E' stata verificata la combinazione taglio massimo-azione assiale minima in modo da verificare la condizione più gravosa.

Vengono riportate separatamente le verifiche di arco rovescio, calotta e piedritti a causa della diversa geometria delle sezioni

| ARCO ROVESCIO | |
|---|---|
| b[mm] | 1000 |
| h[mm] | 800 |
| Classe cls(32/40) | |
| As [mm$^2$] | - |
| A's [mm$^2$] | - |
| $V_{max}$ [KNm] | -241,55 |
| $\tau_{max}$ [N/mm$^2$] | -0.45291 |
| $\tau_{resistente}$[N/mm$^2$] | 0.45554 |

**Figura 8-77 - Verifica a taglio arco rovescio**

| CALOTTA | |
|---|---|
| b[mm] | 1000 |
| h[mm] | 700 |
| Classe cls(32/40) | |
| As [mm$^2$] | - |
| A's [mm$^2$] | - |
| $V_{max}$ [KNm] | 205.95 |
| $\tau_{max}$ [N/mm$^2$] | 0.441 |
| $\tau_{resistente}$[N/mm$^2$] | 0.45554 |

**Figura 8-78 - Verifica a taglio calotta**

| PIEDRITTI | |
|---|---|
| b[mm] | 1000 |
| h[mm] | 900 |
| Classe cls(32/40) | |
| As [mm$^2$] | - |
| A's [mm$^2$] | - |
| $V_{max}$ [KNm] | -231.82 |
| $\tau_{max}$ [N/mm$^2$] | -0.386 |
| $\tau_{resistente}$[N/mm$^2$] | 0.45554 |

**Figura 8-79 - Verifica a taglio piedritti**

### *8.4.5.3 Sezione 1 -MaxCopertura - Verifiche SLE*

Per la verifica allo stato limite di esercizio associato allo stage falda si è scelto di verificare i punti corrispondenti al massimo momento e alla massima/minima azione assiale.

Si riportano i seguenti punti e le rispettive sollecitazioni per l'aro rovescio, la calotta e i piedritti.

***Verifica arco rovescio***

Punti significativi

| | N SLE [KN] | V SLE [KN] | M SLE [KNm] |
|---|---|---|---|
| max N | 3557.600 | 42.780 | 178.915 |
| min N | 2543.400 | -181.842 | -370.925 |
| max M | 2543.400 | -181.842 | -370.925 |

Per la verifica si è proceduto con una iniziale verifica tensionale e, dove necessario, ad una verifica alla fessurazione.

*Verifica momento massimo*

| Max M | |
|---|---|
| Geometria Sezione | |
| b[cm] | 100 |
| h[cm] | 80 |
| Classe cls(32/40) | |
| $A_S$[cm$^2$] | 0.00 |
| $A_S$[cm$^2$] | 0.00 |
| AZIONI | |
| N [KN] | 2543.4 |
| M [KN] | -370.925 |
| TENSIONI | |
| $\sigma_C$ [N/mm$^2$] | 6.671 |
| $\sigma_C$ Resistente[N/mm$^2$] | 14.94 |
| $\sigma_S$ [N/mm$^2$] | 0 |
| $\sigma_S$ Resistente [N/mm$^2$] | 360 |

La sezione è completamente compressa e dunque non è necessaria verifica a fessurazione

*Verifica Azione assiale massima*

| Max M | |
|---|---|
| Geometria Sezione | |
| b[cm] | 100 |
| h[cm] | 80 |
| Classe cls(32/40) | |
| $A_S$[cm$^2$] | 0.00 |
| $A_S$[cm$^2$] | 0.00 |
| AZIONI | |
| N [KN] | 2543.4 |
| M [KN] | -370.925 |
| TENSIONI | |
| $\sigma_C$ [N/mm$^2$] | 6.671 |
| $\sigma_C$ Resistente[N/mm$^2$] | 14.94 |
| $\sigma_S$ [N/mm$^2$] | 0 |
| $\sigma_S$ Resistente [N/mm$^2$] | 360 |

La sezione è completamente compressa e dunque non è necessaria verifica a fessurazione

*Verifica Azione assiale minima*

| Min N | |
|---|---|
| Geometria Sezione | |
| b[cm] | 100 |
| h[cm] | 80 |
| Classe cls(32/40) | |
| $A_S$[cm$^2$] | 0.00 |
| $A_S$[cm$^2$] | 0.00 |
| AZIONI | |
| N [KN] | 2543.4 |
| M [KN] | -370.925 |
| TENSIONI | |
| $\sigma_C$ [N/mm$^2$] | 6.671 |
| $\sigma_C$ Resistente[N/mm$^2$] | 14.94 |
| $\sigma_S$ [N/mm$^2$] | 0 |
| $\sigma_S$ Resistente [N/mm$^2$] | 360 |

La sezione è completamente compressa e dunque non è necessaria verifica a fessurazione

***Verifica calotta***

Punti Significativi

| | **N SLE [KN]** | **V SLE [KN]** | **M SLE [KNm]** |
|---|---|---|---|
| max N | 3631.900 | -127.042 | 67.506 |
| min N | 2086.300 | -143.550 | -56.424 |
| max M | 3544.700 | -134.583 | 196.660 |

Per la verifica si è proceduto con una iniziale verifica tensionale e, dove necessario, ad una verifica alla fessurazione.

*Verifica momento massimo*

| Max M | |
|---|---|
| Geometria Sezione | |
| b[cm] | 100 |
| h[cm] | 70 |
| Classe cls(32/40) | |
| $A_S$[cm$^2$] | 0.00 |
| $A_S$[cm$^2$] | 0.00 |
| AZIONI | |
| N [KN] | 3544.7 |
| M [KN] | 196.66 |
| TENSIONI | |
| $\sigma_C$ [N/mm$^2$] | 7,472 |
| $\sigma_C$ Resistente[N/mm$^2$] | 14.94 |
| $\sigma_S$ [N/mm$^2$] | 0 |
| $\sigma_S$ Resistente [N/mm$^2$] | 360 |

La sezione è completamente compressa e dunque non è necessaria verifica a fessurazione

*Verifica Azione assiale massima*

| Max N | |
|---|---|
| Geometria Sezione | |
| b[cm] | 100 |
| h[cm] | 70 |
| Classe cls(32/40) | |
| $A_S$[cm$^2$] | 0.00 |
| $A_S$[cm$^2$] | 0.00 |
| AZIONI | |
| N [KN] | 3631.9 |
| M [KN] | 67.506 |
| TENSIONI | |
| $\sigma_C$ [N/mm$^2$] | -6.015 |
| $\sigma_C$ Resistente[N/mm$^2$] | 14.94 |
| $\sigma_S$ [N/mm$^2$] | - |
| $\sigma_S$ Resistente [N/mm$^2$] | 360 |

La sezione è completamente compressa e dunque non è necessaria verifica a fessurazione

*Verifica Azione assiale minima*

| Min N | |
|---|---|
| Geometria Sezione | |
| b[cm] | 100 |
| h[cm] | 70 |
| Classe cls(32/40) | |
| $A_S$[cm$^2$] | 0.00 |
| $A_S$[cm$^2$] | 0.00 |
| AZIONI | |
| N [KN] | 2086.3 |
| M [KN] | -56.4235 |
| TENSIONI | |
| $\sigma_C$ [N/mm$^2$] | 3.671 |
| $\sigma_C$ Resistente[N/mm$^2$] | 14.94 |
| $\sigma_S$ [N/mm$^2$] | 0 |
| $\sigma_S$ Resistente [N/mm$^2$] | 360 |

La sezione è completamente compressa e dunque non è necessaria verifica a fessurazione

***Verifica piedritti***

Punti Significativi

| | **N SLE [KN]** | **V SLE [KN]** | **M SLE [KNm]** |
|---|---|---|---|
| max N | 3480.700 | -153.123 | 349.050 |
| min N | 1799.200 | -131.508 | 65.407 |
| max M | 3417.900 | -102.420 | 402.230 |

Per la verifica si è proceduto con una iniziale verifica tensionale e, dove necessario, ad una verifica alla fessurazione.

*Verifica momento massimo*

| Max M | |
|---|---|
| Geometria Sezione | |
| b[cm] | 100 |
| h[cm] | 90 |
| Classe cls(32/40) | |
| $A_S$[cm$^2$] | 0.00 |
| $A_S$[cm$^2$] | 0.00 |
| AZIONI | |
| N [KN] | 3417.9 |
| M [KN] | 402.23 |
| TENSIONI | |
| $\sigma_C$ [N/mm$^2$] | 6.777 |
| $\sigma_C$ Resistente[N/mm$^2$] | 14.94 |
| $\sigma_S$[N/mm$^2$] | 0 |
| $\sigma_S$ Resistente [N/mm$^2$] | 360 |

La sezione è completamente compressa e dunque non è necessaria verifica a fessurazione

*Verifica Azione assiale massima*

| Max N | |
|---|---|
| Geometria Sezione | |
| b[cm] | 100 |
| h[cm] | 90 |
| Classe cls(32/40) | |
| $A_S$[cm$^2$] | 0.00 |
| $A_S$[cm$^2$] | 0.00 |
| AZIONI | |
| N [KN] | 3480.7 |
| M [KN] | 349.05 |
| TENSIONI | |
| $\sigma_C$ [N/mm$^2$] | 6.45 |
| $\sigma_C$ Resistente[N/mm$^2$] | 14.94 |
| $\sigma_S$ [N/mm$^2$] | - |
| $\sigma_S$ Resistente [N/mm$^2$] | 360 |

La sezione è completamente compressa e dunque non è necessaria verifica a fessurazione

*Verifica Azione assiale minima*

| Min N | |
|---|---|
| Geometria Sezione | |
| b[cm] | 100 |
| h[cm] | 90 |
| Classe cls(32/40) | |
| AS [cm$^2$] | 0.00 |
| AS [cm$^2$] | 0.00 |
| AZIONI | |
| N [KN] | 1799.2 |
| M [KN] | 65.407 |
| TENSIONI | |
| $\sigma_C$ [N/mm$^2$] | 2.48 |
| $\sigma_C$ Resistente[N/mm$^2$] | 14.94 |
| $\sigma_S$ [N/mm$^2$] | 0 |
| $\sigma_S$ Resistente [N/mm$^2$] | 360 |

La sezione è completamente compressa e dunque non è necessaria verifica a fessurazione

### *8.4.5.4 Sezione 2 - Scuola – Pressoflessione – SLU*

Si sono riportate le sezioni relative all'arco rovescio, alla calotta e ai piedritti.

| ARCO ROVESCIO | |
|---|---|
| b[cm] | 100 |
| h[cm] | 90 |
| Classe calcestruzzo 32/40 | |
| Armatura principale | Φ24 |
| Passo [cm] | 20 |
| Spilli | Φ12 |
| Maglia spilli [cm x cm ] | 20x60 |
| Ripartitore | Φ16 |
| Copriferro [cm] | 5 |

| CALOTTA | |
|---|---|
| b[cm] | 100 |
| h[cm] | 95 |
| Classe calcestruzzo 32/40 | |
| Armatura principale | Φ20 |
| Passo [cm] | 20 |
| Spilli | Φ12 |
| Maglia spilli [cm x cm ] | 40x60 |
| Ripartitore | Φ14 |
| Copriferro [cm] | 5 |

| PIEDRITTI | |
|---|---|
| b[cm] | 100 |
| h[cm] | 95 |
| Classe calcestruzzo 32/40 | |
| Armatura principale | Φ20 |
| Passo [cm] | 20 |
| Spilli | Φ12 |
| Maglia spilli [cm x cm ] | 40x60 |
| Ripartitore | Φ14 |
| Copriferro [cm] | 5 |

Si riportano le verifiche allo stato limite ultimo a pressoflessione relative all'analisi in oggetto. Si sono verificate che tutte le combinazioni di azione assiale e momento flettente a cui è soggetto il rivestimento definitivo siano interne al dominio di interazione

Le verifiche sono eseguite con riferimento alla fase di calcolo dimensionante, ovvero quella di applicazione del sisma in presenza della falda.

Vengono riportati separatamente i domini di interazione di arco rovescio, calotta e piedritti a causa della diversa geometria delle sezioni.

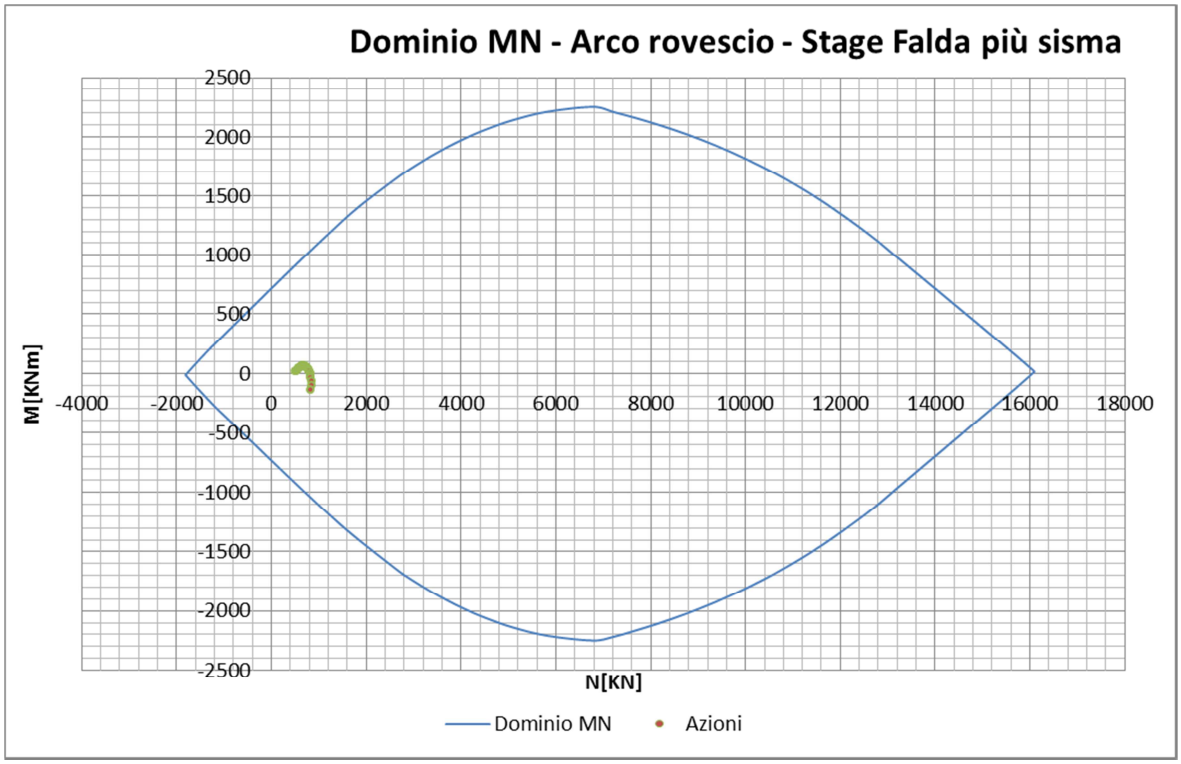



**Figura 8-80–Dominio MN arcorovescio – Stage falda più sisma**

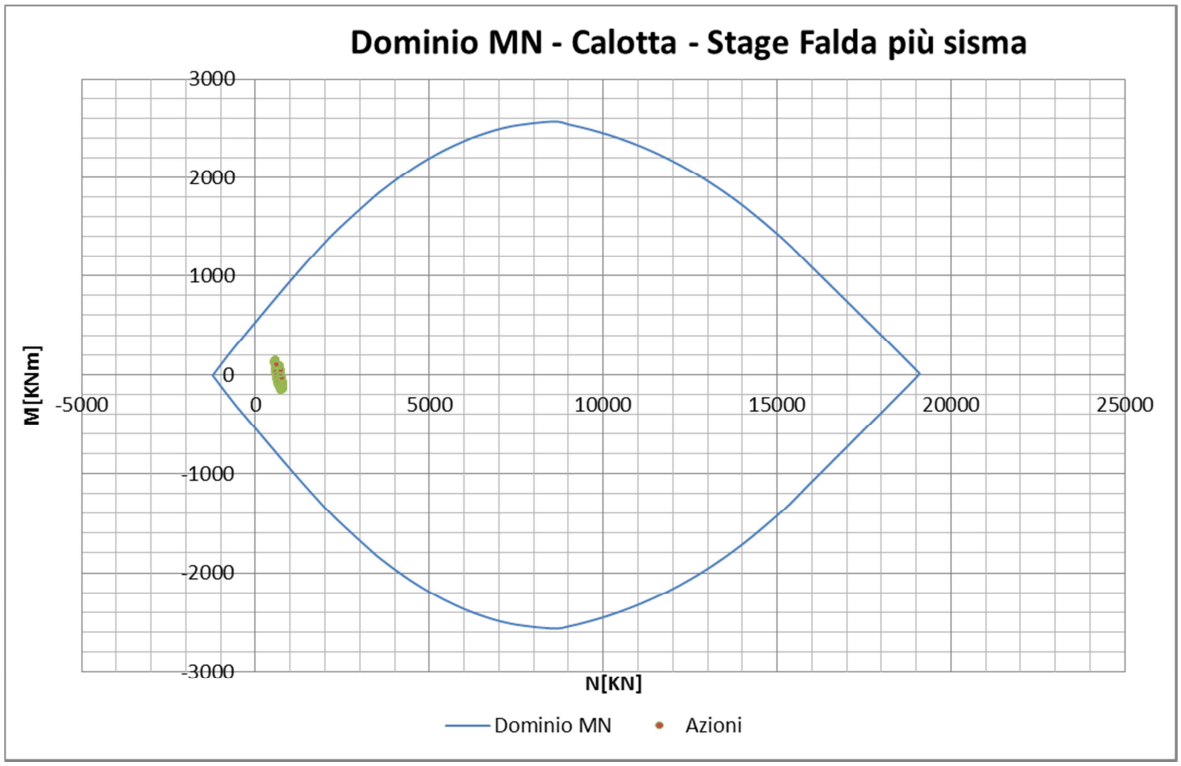



**Figura 8-81 - Dominio MN calotta - Stage falda più sisma**

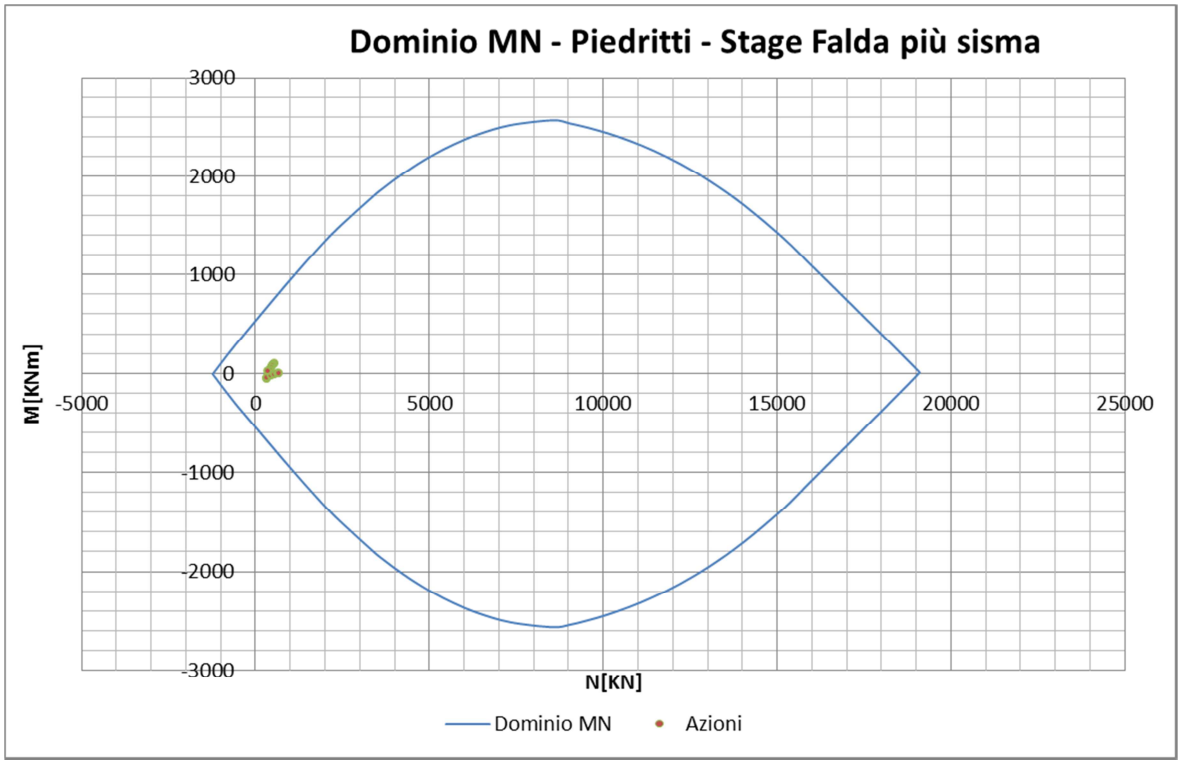



**Figura 8-82 - Dominio MN piedritti - Stage falda più sisma**

### *8.4.5.5 Sezione 2 - Scuola - Verifiche a taglio – SLU*

Si riassumono nella tabella seguente i risultati della verifica a taglio che è stata svolta secondo quanto descritto nel par. 8.1.2 per quanto riguarda le sezioni armate con riferimento allo stage di applicazione del sisma in presenza della falda. E' stata verificata la combinazione taglio massimo-azione assiale minima in modo da verificare la condizione più gravosa. Vengono riportate separatamente le verifiche di arco rovescio, calotta e piedritti a causa della diversa geometria delle sezioni.

| Verifica armatura longitudinale (MASSIMO V MINIMO N) | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| b | 1000 | mm | n | 0 | |
| h | 900 | mm | Φ | 24 | mm |
| $A_c$ | 900000 | mm² | $A_{s,tesa}$ | 0 | mm² |
| | | | $\rho_L$ | 0 | |
| $\Phi_{tr\ (max)}$ | 16 | mm | | | |
| c | 50 | mm | d | 822 | mm |
| $f_{ck}$ | 33.20 | MPa | k | 1.493 | |
| $N_{ed}$ | 499.3 | kN | $f_{cd}$ | 18.81 | MPa |
| $V_{ed}$ | 113.04 | kN | $v_{min}$ | 0.368 | |
| $V_{Rd,c\ (min)}$ | 370.90 | kN | | | |
| $V_{Rd,c}$ | 370.90 | kN | | | |
| NON E' NECESSARIA SPECIFICA ARMATURA A TAGLIO | | | | | |

**Figura 8-83 - Verifica a taglio arco rovescio**

| Verifica armatura longitudinale (MASSIMO V MINIMO N) | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| b | 1000 | mm | n | 0 | |
| h | 950 | mm | Φ | 20 | mm |
| $A_c$ | 950000 | mm² | $A_{s,tesa}$ | 0 | mm² |
| | | | $\rho_L$ | 0 | |
| $\Phi_{tr\ (max)}$ | 14 | mm | | | |
| c | 50 | mm | d | 876 | mm |
| $f_{ck}$ | 33.20 | MPa | k | 1.478 | |
| $N_{ed}$ | 559.63 | kN | $f_{cd}$ | 18.81 | MPa |
| $V_{ed}$ | 135.07 | kN | $v_{min}$ | 0.362 | |
| $V_{Rd,c\ (min)}$ | 394.78 | kN | | | |
| $V_{Rd,c}$ | 394.78 | kN | | | |
| NON E' NECESSARIA SPECIFICA ARMATURA A TAGLIO | | | | | |

**Figura 8-84 - Verifica a taglio calotta**

| Verifica armatura longitudinale (MASSIMO V MINIMO N) | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| b | 1000 | mm | n | 0 | |
| h | 950 | mm | Φ | 20 | mm |
| $A_c$ | 950000 | mm² | $A_{s,tesa}$ | 0 | mm² |
| | | | $\rho_L$ | 0 | |
| $\Phi_{tr\ (max)}$ | 14 | mm | | | |
| c | 50 | mm | d | 876 | mm |
| $f_{ck}$ | 33.20 | MPa | k | 1.478 | |
| $N_{ed}$ | 328.34 | kN | $f_{cd}$ | 18.81 | MPa |
| $V_{ed}$ | 34.382 | kN | $v_{min}$ | 0.362 | |
| $V_{Rd,c\ (min)}$ | 362.79 | kN | | | |
| $V_{Rd,c}$ | 362.79 | kN | | | |
| NON E' NECESSARIA SPECIFICA ARMATURA A TAGLIO | | | | | |

**Figura 8-85 - Verifica a taglio piedritti**

### *8.4.5.6 Sezione2 – Scuola - Verifica SLE*

Per la verifica allo stato limite di esercizio associato allo stage falda si è scelto di verificare i punti corrispondenti al massimo momento e alla massima/minima azione assiale.

Si riportano i seguenti punti e le rispettive sollecitazioni per l'aro rovescio, la calotta e i piedritti.

***Verifica arco rovescio***

Punti significativi

| | N SLE [KN] | V SLE [KN] | M SLE [KNm] |
|---|---|---|---|
| max N | 197.520 | 12.911 | -41.689 |
| min N | 185.770 | -50.579 | -25.195 |
| max M | 194.050 | -3.934 | 63.949 |

Per la verifica si è proceduto con una iniziale verifica tensionale e, dove necessario, ad una verifica alla fessurazione.

*Verifica azione assiale minima*

| Min N | |
|---|---|
| Geometria Sezione | |
| b[cm] | 100 |
| h[cm] | 90 |
| Classe cls(32/40) | |
| $A_S$ [cm$^2$] | 22.62 |
| $A_S$ [cm$^2$] | 22.62 |
| AZIONI | |
| N [KN] | 185.77 |
| M [KN] | -25.1945 |
| TENSIONI | |
| $\sigma_C$ [N/mm$^2$] | 0.3527 |
| $\sigma_C$ Resistente[N/mm$^2$] | 14.94 |
| $\sigma_S$ [N/mm$^2$] | 0 |
| $\sigma_S$ Resistente [N/mm$^2$] | 360 |

La sezione è completamente compressa e dunque non è necessaria verifica a fessurazione

*Verifica momento massimo*

| VERIFICA A FESSURAZIONE MAX M | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| M | 63.949 | kNm | $c_{netto}$ | 50 | mm |
| N | 194.05 | kN | $\Phi_{ripart}$ | 16 | mm |
| b | 1000 | mm | d | 822 | mm |
| h | 900 | mm | $n_{barre\ tese}$ | 5 | - |
| $R_{ck}$ | 40 | MPa | $\Phi_{barre\ tese}$ | 24.0 | mm |
| $f_{ck}$ | 33.2 | MPa | $A_{\Phi}$ | 452 | $mm^2$ |
| $f_{ctm}$ | 3.10 | MPa | $A_s$ | 2262 | $mm^2$ |
| $E_{cm}$ | 33643 | MPa | $h_{c,eff}$ | 195.0 | mm |
| $E_s$ | 210000 | MPa | $A_{c,eff}$ | 195000 | $mm^2$ |
| $\alpha_e$ | 15.00 | - | $\rho_{eff}$ | 0.012 | - |
| | | | $k_t$ | 0.4 | - |
| x | 53.16 | mm | $k_1$ | 0.8 | - |
| $\sigma_s$ | 5.731 | MPa | $k_2$ | 0.5 | - |
| $\sigma_c$ | 0.6993 | MPa | $k_3$ | 3.4 | - |
| $\sigma_{s,lim}$ | 313.04 | MPa | $k_4$ | 0.425 | - |
| $\sigma_{c,lim-QP}$ | 14.94 | MPa | | | |
| | | | | | |
| $\varepsilon_{sm,clc}$ | -5.70E-04 | - | | | |
| $\varepsilon_{sm,min}$ | 1.64E-05 | - | | | |
| $\varepsilon_{sm}$ | 1.64E-05 | - | | | |
| $\Delta_{smax}$ | 576.13 | mm | | | |
| $w_d$ | 0.009 | mm | | | |
| LA VERIFICA A FESSURAZIONE E' SODDISFATTA | | | | | |

Il limite di apertura delle fessure è 0.2 mm  e dunque la verifica è soddisfatta.

*Verifica Azione assiale massima*

| VERIFICA A FESSURAZIONE MAX N | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| M | -41.6885 | kNm | $c_{netto}$ | 50 | mm |
| N | 197.52 | kN | $\Phi_{ripart}$ | 16 | mm |
| b | 1000 | mm | d | 822 | mm |
| h | 900 | mm | $n_{barre\ tese}$ | 5 | - |
| $R_{ck}$ | 40 | MPa | $\Phi_{barre\ tese}$ | 24.0 | mm |
| $f_{ck}$ | 33.2 | MPa | $A_{\Phi}$ | 452 | $mm^2$ |
| $f_{ctm}$ | 3.10 | MPa | $A_s$ | 2262 | $mm^2$ |
| $E_{cm}$ | 33643 | MPa | $h_{c,eff}$ | 195.0 | mm |
| $E_s$ | 210000 | MPa | $A_{c,eff}$ | 195000 | $mm^2$ |
| $\alpha_e$ | 15.00 | - | $\rho_{eff}$ | 0.012 | - |
| | | | $k_t$ | 0.4 | - |
| x | 77.02 | mm | $k_1$ | 0.8 | - |
| $\sigma_s$ | -0.6317 | MPa | $k_2$ | 0.5 | - |
| $\sigma_c$ | 0.478 | MPa | $k_3$ | 3.4 | - |
| $\sigma_{s,lim}$ | 313.04 | MPa | $k_4$ | 0.425 | - |
| $\sigma_{c,lim-QP}$ | 14.94 | MPa | | | |
| | | | Calcolo diametro equivalente | | |
| $\varepsilon_{sm,clc}$ | -6.00E-04 | - | $\Phi_1$ | | mm |
| $\varepsilon_{sm,min}$ | -1.80E-06 | - | $n_1$ | | - |
| $\varepsilon_{sm}$ | -1.80E-06 | - | $\Phi_1$ | | mm |
| $\Delta_{smax}$ | 576.13 | mm | $n_1$ | | - |
| $w_d$ | -0.001 | mm | $\Phi_{eq}$ | #DIV/0! | mm |
| LA VERIFICA A FESSURAZIONE E' SODDISFATTA | | | | | |

Il limite di apertura delle fessure è 0.2 mm e dunque la verifica è soddisfatta.

***Verifica calotta***

Punti Significativi

| | N SLE [KN] | V SLE [KN] | M SLE [KNm] |
|---|---|---|---|
| max N | 594.560 | 10.556 | -16.996 |
| min N | 483.720 | 3.190 | 33.318 |
| max M | 484.460 | -3.567 | 34.342 |

Per la verifica si è proceduto con una iniziale verifica tensionale e, dove necessario, ad una verifica alla fessurazione.

*Verifica momento massimo*

| Max M | |
|---|---|
| Geometria Sezione | |
| b[cm] | 100 |
| h[cm] | 95 |
| Classe cls(32/40) | |
| $A_S$ [cm$^2$] | 15.71 |
| $A_S$ [cm$^2$] | 15.71 |
| AZIONI | |
| N [KN] | 484.46 |
| M [KN] | 34.342 |
| TENSIONI | |
| $\sigma_C$ [N/mm$^2$] | 0.6905 |
| $\sigma_C$ Resistente[N/mm$^2$] | 14.94 |
| b[cm] | 0 |
| h[cm] | 360 |

La sezione è completamente compressa e dunque non è necessaria verifica a fessurazione

*Verifica Azione assiale massima*

| MAX N | |
|---|---|
| Geometria Sezione | |
| b[cm] | 100 |
| h[cm] | 95 |
| Classe cls(32/40) | |
| $A_S$ [cm$^2$] | 15.71 |
| $A_S$ [cm$^2$] | 15.71 |
| AZIONI | |
| N [KN] | 594.56 |
| M [KN] | -16.996 |
| TENSIONI | |
| $\sigma_C$ [N/mm$^2$] | 0.6993 |
| $\sigma_C$ Resistente[N/mm$^2$] | 14.94 |
| b[cm] | 0 |
| h[cm] | 360 |

La sezione è completamente compressa e dunque non è necessaria verifica a fessurazione

*Verifica azione assiale minima*

| Min N | |
|---|---|
| Geometria Sezione | |
| b[cm] | 100 |
| h[cm] | 95 |
| Classe cls(32/40) | |
| $A_S$ [cm$^2$] | 15.71 |
| $A_S$ [cm$^2$] | 15.71 |
| AZIONI | |
| N [KN] | 483.72 |
| M [KN] | 33.318 |
| TENSIONI | |
| $\sigma_C$ [N/mm$^2$] | 0.6836 |
| $\sigma_C$ Resistente[N/mm$^2$] | 14.94 |
| $\sigma_S$ [N/mm$^2$] | 0 |
| $\sigma_S$ Resistente [N/mm$^2$] | 360 |

La sezione è completamente compressa e dunque non è necessaria verifica a fessurazione

***Verifica piedritti***

Punti Significativi

| | N SLE [KN] | V SLE [KN] | M SLE [KNm] |
|---|---|---|---|
| max N | 495.480 | -25.472 | -9.984 |
| min N | 292.800 | 9.390 | -5.372 |
| max M | 474.410 | 12.116 | -14.005 |

Per la verifica si è proceduto con una iniziale verifica tensionale e, dove necessario, ad una verifica alla fessurazione.

*Verifica momento massimo*

| MAX M | |
|---|---|
| Geometria Sezione | |
| b[cm] | 100 |
| h[cm] | 95 |
| Classe cls(32/40) | |
| $A_S$ [cm$^2$] | 15.71 |
| $A_S$ [cm$^2$] | 15.71 |
| AZIONI | |
| N [KN] | 474.41 |
| M [KN] | -14.0045 |
| TENSIONI | |
| $\sigma_C$ [N/mm$^2$] | 0.5607 |
| $\sigma_C$ Resistente[N/mm$^2$] | 14.94 |
| $\sigma_S$ [N/mm$^2$] | 0 |
| $\sigma_S$ Resistente [N/mm$^2$] | 360 |

La sezione è completamente compressa e dunque non è necessaria verifica a fessurazione

*Verifica Azione assiale massima*

| MAX N | |
|---|---|
| Geometria Sezione | |
| b[cm] | 100 |
| h[cm] | 95 |
| Classe cls(32/40) | |
| $A_S$ [cm$^2$] | 15.71 |
| $A_S$ [cm$^2$] | 15.71 |
| AZIONI | |
| N [KN] | 495.48 |
| M [KN] | -9.984 |
| TENSIONI | |
| $\sigma_C$ [N/mm$^2$] | 0.5577 |
| $\sigma_C$ Resistente[N/mm$^2$] | 14.94 |
| $\sigma_S$ [N/mm$^2$] | 0 |
| $\sigma_S$ Resistente [N/mm$^2$] | 360 |

La sezione è completamente compressa e dunque non è necessaria verifica a fessurazione

*Verifica Azione assiale minima*

| MIN N | |
|---|---|
| Geometria Sezione | |
| b[cm] | 100 |
| h[cm] | 95 |
| Classe cls (32/40) | |
| $A_S$ [cm$^2$] | 15.71 |
| $A_S$ [cm$^2$] | 15.71 |
| AZIONI | |
| N [KN] | 292.8 |
| M [KN] | -5.37195 |
| TENSIONI | |
| $\sigma_C$ [N/mm$^2$] | 0.3264 |
| $\sigma_C$ Resistente[N/mm$^2$] | 14.94 |
| $\sigma_S$ [N/mm$^2$] | 0 |
| $\sigma_S$ Resistente [N/mm$^2$] | 360 |

La sezione è completamente compressa e dunque non è necessaria verifica a fessurazione

### 8.4.6 *Valutazione degli effetti di scavo*

Per la valutazione degli effetti dello scavo in termini di subsidenze sulle preesistenze alle alte coperture non è stata svolta alcuna valutazione specifica in quanto il contesto geomeccanico e gli spessori di ricoprimento portano a valori di volume perso molto bassi e pertanto non rilevanti.

Questa osservazione è stata confermata dalle analisi svolte in cui si registrano cedimenti a piano campagna minimi come si evince dalle figure seguenti.

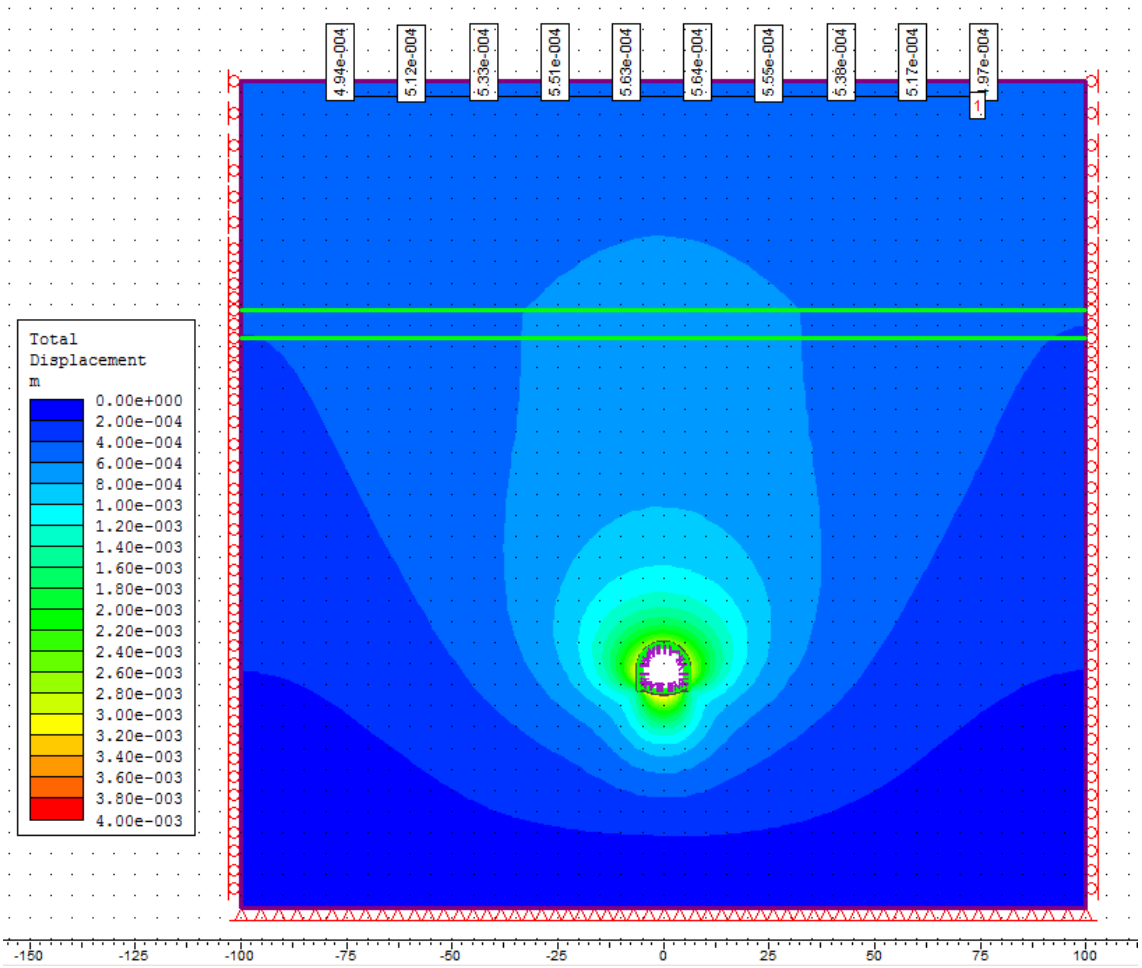



**Figura 8-86 – Cedimenti superficiali – sezione 1 (MaxCopertura)**

In particolare si osserva che il cedimento massimo in superficie risulta inferiore a 1 mm.

Laddove il censimento degli edifici esistenti ha individuato strutture che presentano una distanza ridotta tra il piano di posa delle fondazioni e la galleria è stato predisposto un piano di monitoraggio specifico. Questo consentirà di valutare in fase di avanzamento dello scavo i cedimenti indotti e valutarne il loro impatto in termini strutturali e funzionali sulle strutture esistenti.

Per i dettagli sul piano di monitoraggio previsto si rimanda alla relazione specifica (doc. n. BIS2E-R-PMS00-RE02).

Per quanto riguarda le interferenze più critiche individuate nelle zone di imbocco, le analisi numeriche condotte hanno consentito di stimare i cedimenti attesi confermando l'adeguatezza della soluzione proposta. Per i dettagli relativi al calcolo si rimanda ai capitoli precedenti. Si riporta nel seguito per completezza la figura che rappresenta i cedimenti a piano campagna nella fase corrispondente

all'installazione del rivestimento definitivo per le sezioni a basse coperture analizzate nell'ambito della presente relazione.

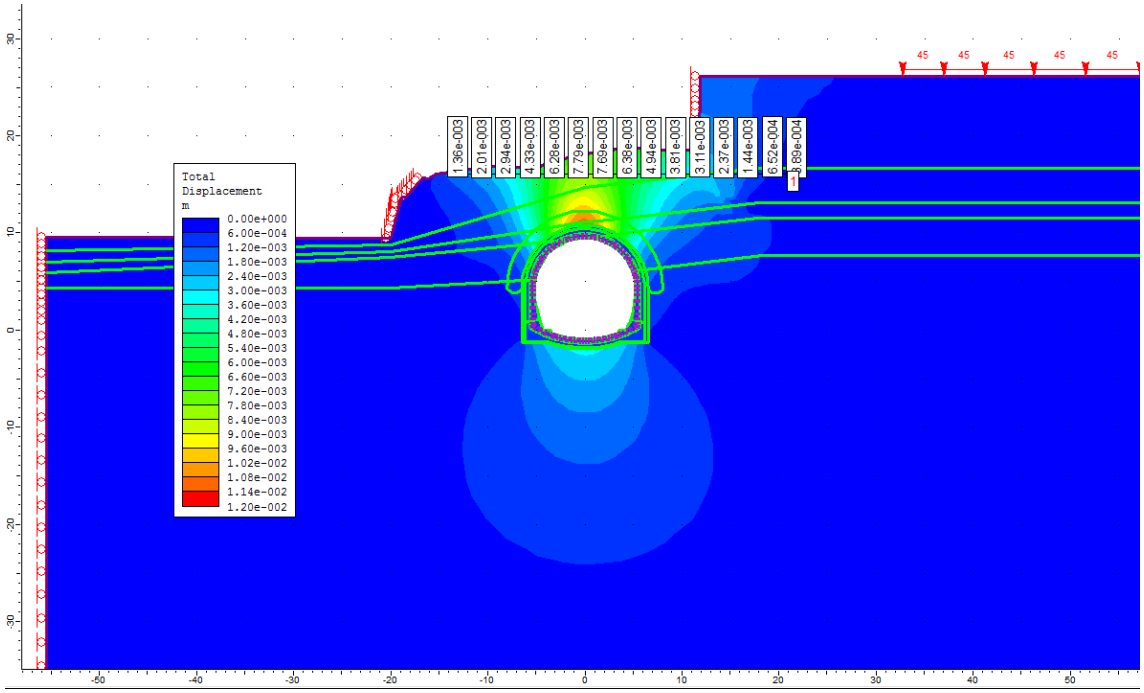



**Figura 8-87 – Cedimenti superficiali – sezione 2 (Scuola)**

Dalle figure sopra riportate si osserva che il cedimento massimo in superficie risulta sempre inferiore a8 mm. Considerando le preesistenze si considerano accettabili questi valori.

## 8.5 Analisi dei tetraedri instabili

### 8.5.1 *Premessa*

E' stata eseguita la valutazione della stabilità dei cunei di roccia che potrebbero formarsi intorno alla sagoma della galleria, prodotti dall'intersezione della stessa con l'ammasso roccioso ed i relativi piani di discontinuità principali. L'analisi è stata eseguita con il programma di calcolo UNWEDGE edita dalla RocSienceinc., che permette:

- l'identificazione e la visualizzazione tridimensionale dei cunei rocciosi formatisi a seguito dello scavo,
- la determinazione tridimensionale delle geometrie dei cunei e la valutazione del coefficiente di sicurezza in base alle caratteristiche geomeccaniche dei giunti e dei supporti previsti, inserite come dati di input.

È stata dapprima condotta una approfondita analisi dei numerosi dati geostrutturali disponibili, che ha consentito di definire le analisi da svolgere, conformemente agli obiettivi del presente studio. Sono state quindi condotte le verifiche strutturali sui cunei potenzialmente instabili, in particolare per verificare gli interventi previsti quali rivestimenti di prima fase per le sezioni tipo A, ossia chiodi e spritz beton armato.

Nel seguito si riportano i dettagliati delle verifiche condotte ed i relativi risultati sintetizzati in tabelle, per maggiori dettagli invece in allegato si riportano i report dettagliati di ciascuna analisi eseguita.

Nella seguente tabella si riassumo le analisi svolte, indicando la tratta di galleria di riferimento con la relativa orientazione ed inclinazione, la sezione tipo di scavo verificata e la stazione geomeccanica di riferimento con le relative giaciture rilevate.

| ANALISI | SEZ. TIPO | Pk | Orient. Gall. | Staz. geo. | ST | | K1 | | K2 | | K3 | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | Direz. | Immers. | Direz. | Immers. | Direz. | Immers. | Direz. | Immers. |
| 2 | Ab | Finestra | 086/02 | SE-2 | 226 | 35 | 238 | 79 | 059 | 64 | 133 | 68 |

**Tabella 13 – Sintesi delle analisi svolte**

Nella figura seguente si riporta un esempio di verifica dei tetraedri instabili condotta con il software Unwedge.

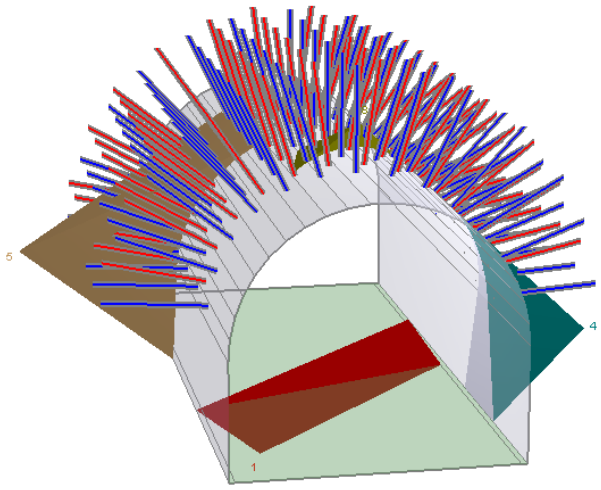



**Figura 8-88 – esempio della verifica tridimensionale di stabilità dei tetraedri instabili**

### 8.5.2 *Procedura di verifica*

Le verifiche sono state condotte in conformità alle NTC 2008, in particolare, considerando Il problema come fronti di scavo, è stato impiegato l'approccio 1, combinazione A2+M2+R2 con i coefficienti parziali così definiti:

- A2 (azioni) = 1.0
- M2 (parametri geotecnici):
  - tan$\Phi$' = 1.25
  - c' = 1.25
  - Cu = 1.4
  - $\gamma$ = 1.0
- R2 (resistenze) = 1.1.

Si evidenzia che l'assunzione di un fattore di sicurezza R2 pari a 1.10, di lungo termine, risulta conservativo per la condizione di verifica, di breve durata, che prevede i soli bulloni metallici e spritz beton armato. Inoltre nel programma di calcolo (Unwedge) non sono state fattorizzate le resistenze con il coefficiente 1.1, ma è stato definito come target il coefficiente di sicurezza pari a 1.1.

Per gli ancoraggi in acciaio si considera inoltre $\gamma_s$ = 1.15.

### 8.5.3 *Analisi geostrutturali*

Sono stati analizzati preliminarmente tutti i dati geostrutturali disponibili, derivanti dai numerosi rilievi geomeccanici eseguiti nelle diverse fasi progettuali del presente Progetto e del vicino scolmatore del Fereggiano. In particolare:

- Progetto Definitivo dello Scolmatore del Bisagno
- Progetto Esecutivo del Fereggiano
- Rilievi del fronte di scavo dello scolmatore del Fereggiano al momento in corso d'opera.

Sono state analizzate e processate un totale di 2459 giaciture, suddivise tra superfici di stratificazione e di fratture. Negli elaborati specifici sono stati riportati in planimetria tutti rilievi geomeccanici analizzati con le relative proiezioni stereografiche.

Nella figura seguente si riporta la proiezione stereografica di tutte le giaciture analizzate, dove sono state differenziate con il triangolo blu quelle relative alla stratificazione.

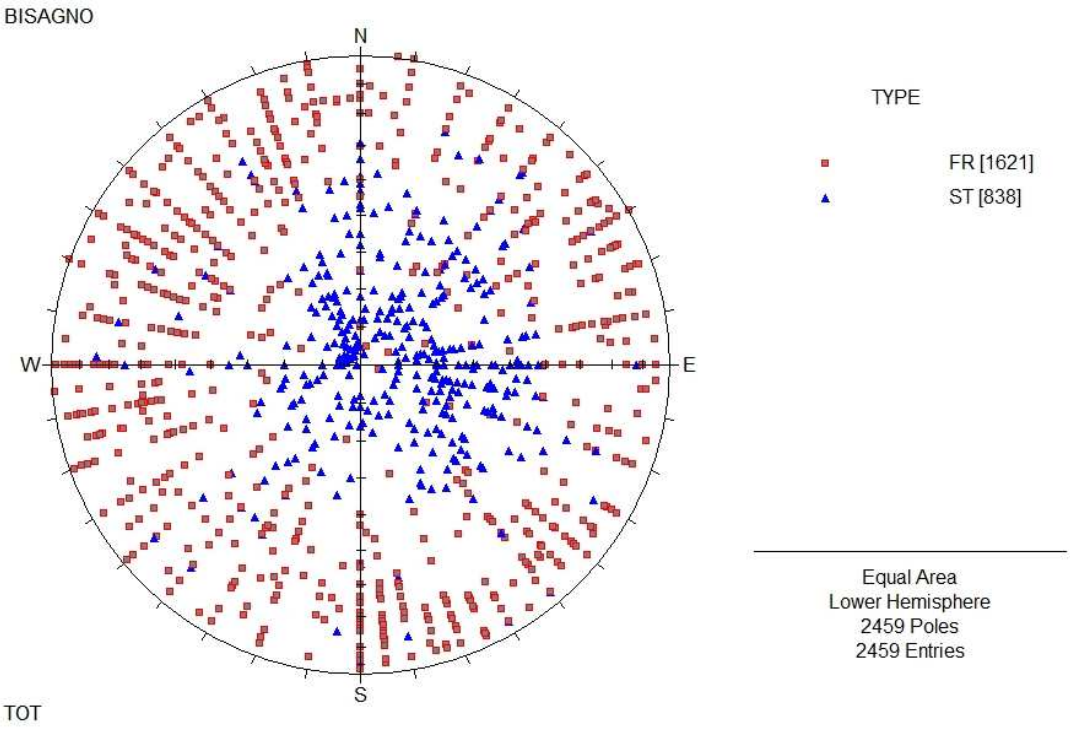



**Figura 89 - Proiezione stereografica di tutti i dati geostrutturali disponibili.**

Appare subito evidente la notevole dispersione dei dati, soprattutto quelli relativi alla stratificazione, che testimonia l'elevato grado di tettonizzazione dell'area, con notevoli cambiamenti dell'assetto giaciturale. Tuttavia tale situazione era prevedibile considerando l'estensione dell'area analizzata, ed il complesso contesto geologico geostrutturale in cui l'area risulta inserita.

Pertanto, considerando tale elevata variabilità delle giaciture, per le analisi di stabilità sono stati impiegati i dati derivanti dai singoli rilievi scegliendo quelli più vicini e rappresentativi per il tratto di galleria analizzato. inoltre, per tenere conto di tale variabilità strutturale presente nell'area, per alcune analisi, sono state svolte due verifiche utilizzando due diversi set strutturali di imput derivanti da due differenti stazioni geomeccaniche limitrofe. Nella Tabella 13sono riportate per ciascuna analisi le stazioni geomeccaniche utilizzate e le relative giaciture dei piani rilevati.

### *8.5.4 Parametri delle discontinuità*

Nei rilievi geostrutturali sono stati quasi sempre rilevati anche l'indice di scabrezza (JRC) e la resistenza a compressione mediante l'impiego del martello di Schmidt (JCS). In assenza di prove di taglio diretto lungo i giunti, per definire l'angolo di resistenza la taglio lungo le discontinuità è stato utilizzato il criterio empirico di Barton-Bandis, la cui equazione è riportata di seguito:

$$\tau = \sigma_n \tan\left[\phi_b + JRC \log_{10}\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right)\right]$$

Dove $\sigma_n$ rappresenta la pressione verticale, $\Phi_b$ l'angolo d'attrito di base della roccia, ossia l'angolo di resistenza misurato su superfici perfettamente levigate, JRC il coefficiente di scabrezza e JCS la resistenza a compressione lungo il giunto.

L'angolo d'attrito è stato quindi determinato utilizzando i seguenti valori:

- $\sigma_n$ = 0.081 MPa (corrispondente a 3 m di roccia con $\gamma$ pari a 27 KN/m$^3$)
- $\Phi_b$ = 33° (corrispondente al minimo angolo d'attrito di base dei calcari – da letteratura)
- JRC = 5 (corrispondente al minimo rilevato dalle stazioni geomeccaniche – scelta cautelativa)
- JCS = 32 MPa (corrispondente al minimo rilevato dalle stazioni geomeccaniche – scelta cautelativa)

L'angolo così calcolato risulta pari a 45.98°. Infine è stato applicato il coefficiente di sicurezza previsto per le verifiche di stabilità ottenendo quindi il valore pari a **39.62°.**

### *8.5.5 Supporti*

Le analisi hanno verificato i supporti previsti quale rivestimento di prima fase per la sezione tipo di scavo Ab (vedi figura seguente), in particolare:

- N.12/13 totali in barre Ø 24 mm ad aderenza migliorata lunghezza >= 4.50m passo = 1.50m trasv. e long. – acciaio B 450C – Øperforazione ≥ 51 mm
- 20.00 cm di spritz-beton fibrorinforzato (10.00 cm di protezione + 10.00 cm di completamento), C 28/35

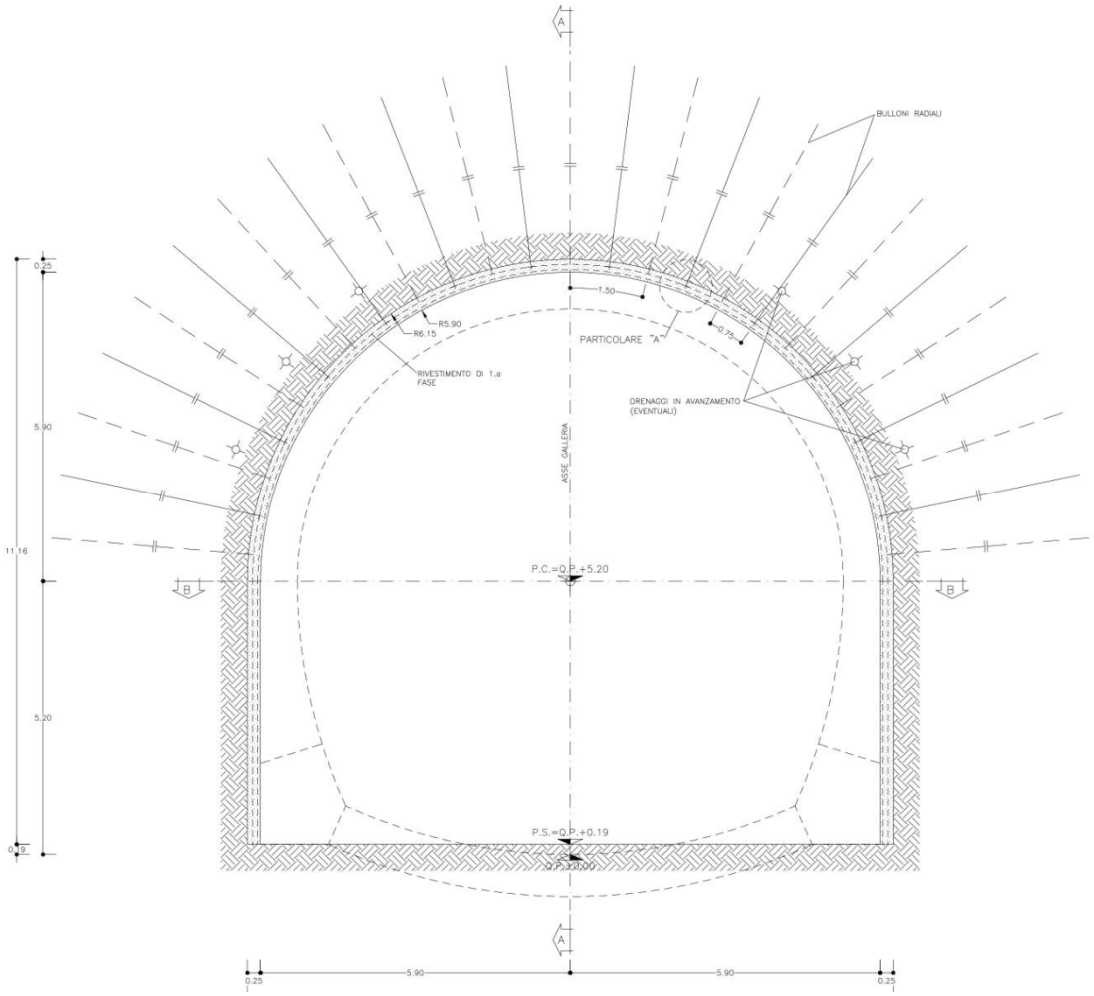



**Figura 90 - sezione tipo di scavo Ab**

### *8.5.5.1 Bulloni*

Considerando il diametro del chiodo e la tipologia di acciaio impiegata la resistenza allo snervamento risulta:

**Fyk**= 203,472 / 1.15 = **176,93**

Considerando il diametro minimo della perforazione 51 mm, ed una resistenza di aderenza pari a 0.60 MPa (scelta cautelativa), la resistenza allo sfilamento risulta pari a:

**F/L = 96,13 KN/m**

È stata considerata anche la presenza della piastra prevista in progetto, che offre una resistenza pari a

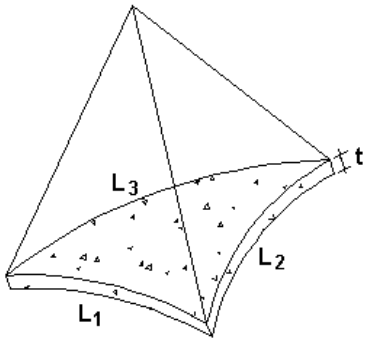
$\mathbf{F_{piastra}}$= 170KN / 1.15 = **147,83 KN**.

### *8.5.5.2 Spritz Beton*

È previsto anche l'impiego di uno strato di spritz beton armato con fibre metallica di spessore complessivo pari a 20.00 cm, costituito da un rimo strato di 10.00 cm di spritz di protezione da applicare immediatamente dopo il disgaggio sulle pareti fresche di scavo (fronte e contorno), più uno strato di 10.00 cm di completamento da applicare dopo l'installazione dei chiodi sul contorno della galleria. Lo spritz sarà caratterizzato da una resistenza pari a C28/35, ed un contenuto di fibre metalliche non inferiore a 30 Kg/m$^3$. Non è stato invece considerato lo strato di regolarizzazione pari a 5 cm.

Nelle verifiche di stabilità il contributo dello spritz beton viene considerato come resistenza al taglio diretto prodotto dal perimetro della faccia esposta del cuneo instabile per lo spessore dello strato di spritz applicato:

$$Fspritz=(L1+L2+L3) \cdot t \cdot \tau$$




Per valutare la resistenza al taglio dello spritz beton, in assenza di prove dirette di laboratorio, vi sono disponibili numerose correlazioni empiriche, tra le quali la più diffusa è:

$$\tau = 0.2 \cdot \sqrt{Rck} = 1.18 MPa$$

Nelle verifiche di stabilità è stato considerato cautelativamente uno **spessore di 5.00 cm sul contorno**, pari ad un quarto dello spessore previsto in progetto, per tenere conto di eventuali imperfezioni nell'applicazione dello spritz, ed una **$\tau$ pari a 1.00 MPa.**

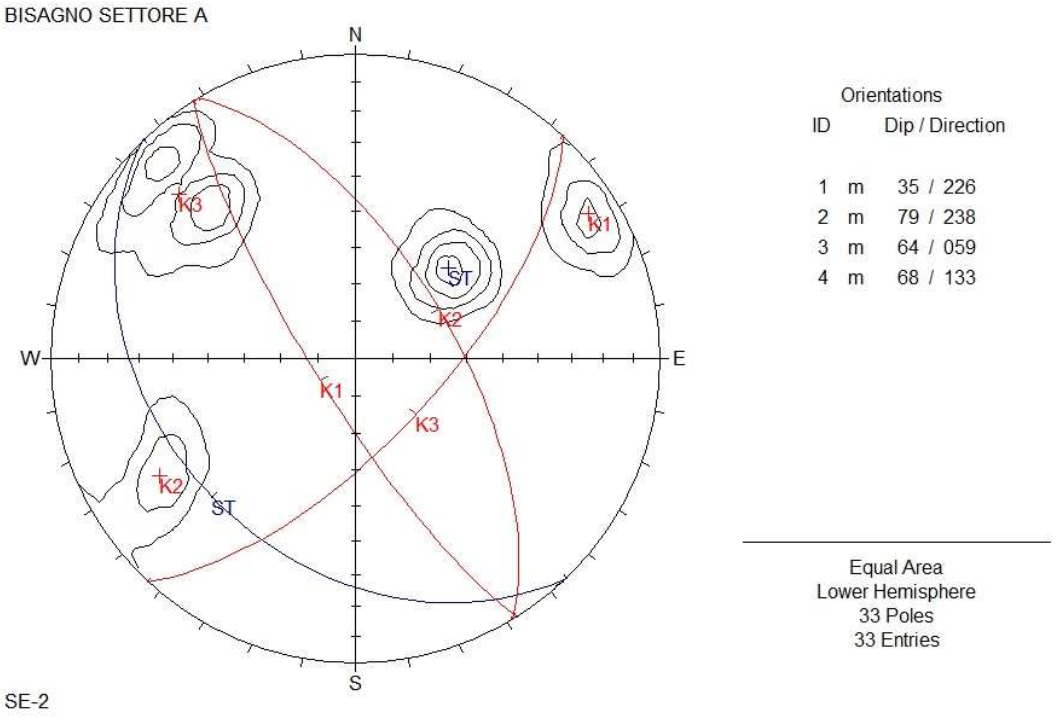
**Sui fronti di scavo**, per la verifica dei cunei instabili, è stato considerato uno spessore pari a metà di quello previsto, **pari a 5.00 cm.**

## 8.6 Analisi

L'analisi 2 è stata condotta lungo la finestra d'accesso laterale. Nella tabella seguente si sintetizzano i dati geometrici di input.

| ANALISI | SEZ. TIPO | Pk | Orient. Gall. | Staz. geo. | ST | | K1 | | K2 | | K3 | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | Direz. | Immers. | Direz. | Immers. | Direz. | Immers. | Direz. | Immers. |
| 2 | Ab | Finestra | 086/02 | SE-2 | 226 | 35 | 238 | 79 | 059 | 64 | 133 | 68 |

In questo caso essendoci un solo rilievo geomeccanici ritenuto significativo, è stata condotta una sola analisi. Nella figura seguente si riporta il diagramma stereografico del rilievo geomeccanico considerato.




Nella seguente tabella si riporta la sintesi dei risultati ottenuti, per i cui dettagli si rimanda agli output di calcolo riportati in allegato.

| | ANALISI 2 | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | Factor of Safety | Wedge Volume | Wedge Weight | Resisting Force | Driving Force | Apex Height | NOTE |
| 1 - 2 - 3 | Upper Left wedge [4] | 14,819 | 838.909 m3 | 22.231 MN | 54.5912 MN | 3.6839 MN | 72.81 m | |
| | Lower Right wedge [5] | stable | 661.992 m3 | 17.543 MN | 0.0000 MN | 0.0000 MN | 66.91 m | |
| | Roofwedge [6] | 7695,076 | 0.000 m3 | 0.000 MN | 0.0513 MN | 0.0000 MN | 0.01 m | |
| | Near End wedge [9] | 15,603 | 628.163 m3 | 16.646 MN | 43.0831 MN | 2.7613 MN | 35.40 m | |
| | Far End wedge [10] | stable | 446.880 m3 | 11.842 MN | 0.0000 MN | 0.0000 MN | 31.60 m | |

| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 - 2 - 4 | Lower Right wedge [4] | stable | 48.667 m3 | 1.290 MN | 0.0000 MN | 0.0000 MN | 5.74 m | |
| | Upper Left wedge [5] | 2,579 | 129.297 m3 | 3.426 MN | 7.9458 MN | 3.0809 MN | 9.49 m | |
| | Roofwedge [6] | 122,579 | 0.029 m3 | 0.001 MN | 0.1323 MN | 0.0011 MN | 0.21 m | |
| | Upper Right wedge [8] | 141,923 | 0.016 m3 | 0.000 MN | 0.0906 MN | 0.0006 MN | 0.16 m | |
| | Near End wedge [9] | 9,656 | 3.898 m3 | 0.103 MN | 1.0034 MN | 0.1039 MN | 0.87 m | |
| | Far End wedge [10] | 11,654 | 3.898 m3 | 0.103 MN | 0.7491 MN | 0.0643 MN | 0.87 m | |
| 1 - 3 - 4 | Floorwedge [2] | stable | 8.678 m3 | 0.230 MN | 0.0000 MN | 0.0000 MN | 1.47 m | |
| | Upper Right wedge [6] | 28,198 | 0.433 m3 | 0.011 MN | 0.3289 MN | 0.0117 MN | 0.63 m | |
| | Upper Left wedge [7] | 5,557 | 16.073 m3 | 0.426 MN | 2.2512 MN | 0.4051 MN | 3.38 m | |
| | Roofwedge [8] | 88,793 | 0.060 m3 | 0.002 MN | 0.1888 MN | 0.0021 MN | 0.25 m | |
| | Near End wedge [9] | 2,989 | 38.766 m3 | 1.027 MN | 2.7390 MN | 0.9163 MN | 3.14 m | |
| | Far End wedge [10] | 2,081 | 58.399 m3 | 1.548 MN | 1.8845 MN | 0.9058 MN | 3.60 m | |
| 2 - 3 - 4 | Lower Right wedge [2] | 1720,256 | 0.062 m3 | 0.002 MN | 0.3417 MN | 0.0002 MN | 0.21 m | |
| | Upper Right wedge [6] | 386,493 | 0.013 m3 | 0.000 MN | 0.1818 MN | 0.0005 MN | 0.17 m | |
| | Upper Left wedge [7] | 10,267 | 6.437 m3 | 0.171 MN | 1.6766 MN | 0.1633 MN | 2.83 m | |
| | Upper Right wedge [8] | 21,47 | 0.711 m3 | 0.019 MN | 0.4372 MN | 0.0204 MN | 1.05 m | |
| | Near End wedge [9] | 8,416 | 4.331 m3 | 0.115 MN | 0.9636 MN | 0.1145 MN | 0.97 m | |
| | Far End wedge [10] | stable | 4.331 m3 | 0.115 MN | 0.0000 MN | 0.0000 MN | 0.97 m | |

Dalle tabelle appare evidente che tutti i cunei individuati sono caratterizzati da un fattore di sicurezza > 1.1

## 8.7 Conclusioni

Nei paragrafi precedenti sono state riportate le analisi di stabilità dei tetraedri instabili condotti per la tratta di galleria scavata in tradizionale con la sezione tipo di scavo Ab. Le verifiche sono state condotte in conformità alle NTC 2008, in particolare, con l'approccio 1, combinazione A2+M2+R2.

Non è stato rilevato alcun cuneo instabile, ossia con fattore di sicurezza minore di 1.1

# ALLEGATI

- **Allegato 1** – Analisi di calcolo agli elementi finiti – Sezione 1 – Allegati numerici
- **Allegato 2** – Analisi di calcolo agli elementi finiti – Sezione 2 – Allegati numerici
- **Allegato 3** – Analisi dei tetraedri instabili – Allegati numerici

# Phase2 Analysis Information

# Project2

## Project Summary

- File Name: Max copertura_Pl strain_calcolo H30_simmetrico
- Last saved with Phase2 version: 8.02
- Project Title: Project2

## General Settings

- Number of Stages: 12
- Analysis Type: Plane Strain
- Solver Type: Gaussian Elimination
- Units: Metric, stress as MPa

## Analysis Options

- Maximum Number of Iterations: 400
- Tolerance: 0.002
- Number of Load Steps: Automatic
- Convergence Type: Absolute Energy
- Tensile Failure: Reduces Shear Strength
- Joint tension reduces joint stiffness by a factor of 0.01

## Groundwater Analysis

- Method: Piezometric Lines
- Pore Fluid Unit Weight: 0.00981 MN/m3
- Probability: None

## Field Stress

- Field stress: gravity
- Using actual ground surface
- Total stress ratio (horizontal/vertical in-plane): 1
- Total stress ratio (horizontal/vertical out-of-plane): 1
- Locked-in horizontal stress (in-plane): 0
- Locked-in horizontal stress (out-of-plane): 0

## Seismic Loading

- Horizontal seismic load coefficient: 0.132 (positive to the right)
- Vertical seismic load coefficient: -0.066 (positive up)
- Seismic load applied in: Falda+Sisma

## Mesh

- Mesh type: graded
- Element type: 6 noded triangles
- Number of elements on Inizializzazione: 7356
- Number of nodes on Inizializzazione: 14825
- Number of elements on p=1 + reset displ: 5579
- Number of nodes on p=1 + reset displ: 11351
- Number of elements on (intermedio): 5579
- Number of nodes on (intermedio): 11351
- Number of elements on Fronte: 5579
- Number of nodes on Fronte: 11351
- Number of elements on (intermedio): 5579
- Number of nodes on (intermedio): 11351
- Number of elements on Super Swellex: 5579
- Number of nodes on Super Swellex: 11351
- Number of elements on (intermedio): 5579
- Number of nodes on (intermedio): 11351
- Number of elements on Istallazione Spritz: 5579
- Number of nodes on Istallazione Spritz: 11351
- Number of elements on Maturazione Spritz: 5579
- Number of nodes on Maturazione Spritz: 11351
- Number of elements on Rive definitivo: 6065
- Number of nodes on Rive definitivo: 12323
- Number of elements on Falda: 6065
- Number of nodes on Falda: 12323
- Number of elements on Falda+Sisma: 6065
- Number of nodes on Falda+Sisma: 12323

## Mesh Quality

- All elements are of good quality

**Poor quality elements defined as:**

- Side length ratio (maximum / minimum) > 30.00
- Minimum interior angle < 2.0 degrees
- Maximum interior angle > 175.0 degrees

## Reset Displacements

- Displacements reset after: p=1 + reset displ

# *Excavation Areas*

## Original Un-deformed Areas

- Excavation Area: 89.830 m2
- Excavation Perimeter: 33.607 m
- External Boundary Area: 106790.943 m2
- External Boundary Perimeter: 1307.662 m

## Inizializzazione

- Excavation Area: 89.830 m2 (1.06089e-005 m2 change from original area)
- Excavation Perimeter: 33.607 m (1.98446e-006 m change from original perimeter)
- External Boundary Area: 106790.956 m2 (0.0130379 m2 change from original area)
- External Boundary Perimeter: 1307.662 m (3.82897e-010 m change from original perimeter)
- Volume Loss to Excavation: -0.014514 %

## p=1 + reset displ

- Values not available until this stage is viewed in a window

## (intermedio)

- Values not available until this stage is viewed in a window

## Fronte

- Values not available until this stage is viewed in a window

## (intermedio)

- Values not available until this stage is viewed in a window

## Super Swellex

- Values not available until this stage is viewed in a window

## (intermedio)

- Values not available until this stage is viewed in a window

### Istallazione Spritz

- Values not available until this stage is viewed in a window

### Maturazione Spritz

- Values not available until this stage is viewed in a window

### Rive definitivo

- Values not available until this stage is viewed in a window

### Falda

- Values not available until this stage is viewed in a window

### Falda+Sisma

- Values not available until this stage is viewed in a window

## *Material Properties*

---

### Material: FMA(3) med

| | |
|---|---|
| Color | |
| Initial element loading | field stress & body force |
| Unit weight | 0.026 MN/m3 |
| Elastic type | isotropic |
| Young's modulus | 9360 MPa |
| Poisson's ratio | 0.25 |
| Failure criterion | Hoek-Brown |
| Material type | Plastic |
| Dilation Parameter | 0 |
| Compressive strength | 45 MPa |
| mb parameter | 2.8758 |
| s parameter | 0.01174 |
| Residual mb parameter | 1.4379 |
| Residual s parameter | 0 |
| Piezo to use | None |
| Ru value | 0 |

## Material: cls 35/45

| | |
|---|---|
| Color | |
| Initial element loading | body force only |
| Unit weight | 0.025 MN/m3 |
| Elastic type | isotropic |
| Young's modulus | 34500 MPa |
| Poisson's ratio | 0.2 |
| Failure criterion | Hoek-Brown |
| Material type | Elastic |
| Compressive strength | 45 MPa |
| mb parameter | 21 |
| s parameter | 1 |
| Piezo to use | None |
| Ru value | 0 |

# *Liner Properties*

---

## Liner: spritz

| | |
|---|---|
| Color | |
| Liner Type | Reinforced Concrete |
| Equivalent Young's modulus | 33945.8 MPa |
| Equivalent thickness | 0.1 m |
| Poisson ratio | 0 |

**Concrete Properties**

| | |
|---|---|
| Thickness | 0.1 m |
| Young's modulus | 32588 MPa |
| Poisson ratio | 0.2 |
| Compressive strength | 35 MPa |
| Tensile strength | 2.33 MPa |

### Properties changed in Inizializzazione

- Thickness: 0 m (factor = 0)
- Young's modulus: 0 MPa (factor = 0)
- Compressive strength: 0 MPa (factor = 0)
- Tensile strength: 0 MPa (factor = 0)

### Properties changed in Maturazione Spritz

- Thickness: 0.1 m (factor = 1)
- Young's modulus: 32588 MPa (factor = 1)
- Compressive strength: 35 MPa (factor = 1)
- Tensile strength: 2.33 MPa (factor = 1)

## Liner: cls 35/45

| | |
|---|---|
| Color | |
| Liner Type | Reinforced Concrete |
| Equivalent Young's modulus | 3.60677e-005 MPa |
| Equivalent thickness | 0.5 m |
| Poisson ratio | 0 |

**Concrete Properties**

| | |
|---|---|
| Thickness | 0.5 m |
| Young's modulus | 3.4625e-005 MPa |
| Poisson ratio | 0.2 |
| Compressive strength | 45 MPa |
| Tensile strength | 2.67 MPa |

## *Bolt Properties*

| | |
|---|---|
| Bolt name | Superswellex pm24 |
| Color | |
| Bolt Type | Swellex / Split-Set bolt |
| Tensile Capacity | 0.2 MN |
| Residual tensile capacity | 0 MN |
| Tributary area | 480.4 mm2 |
| Young's modulus of bolt | 210000 MPa |
| Bond Strength | 0.3 MN/m |
| Residual Bond Strength | 0.3 MN/m |
| Shear Stiffness | 200 MN/m |
| Out-of-plane spacing | 1.5 m |
| Face plates | attached |
| Pre-tensioning | 0 MN |
| Pre-tensioning force | Constant in install stage |
| Bolt Model | Plastic |
| Allow Joints to Shear Bolt | Yes |

# Phase2 Analysis Information

# Project1

## Project Summary

- File Name: Scuola_calcolo_3
- Last saved with Phase2 version: 8.02
- Project Title: Project1

## General Settings

- Number of Stages: 13
- Analysis Type: Plane Strain
- Solver Type: Gaussian Elimination
- Units: Metric, stress as kPa

## Analysis Options

- Maximum Number of Iterations: 500
- Tolerance: 0.001
- Number of Load Steps: Automatic
- Convergence Type: Absolute Energy
- Tensile Failure: Reduces Shear Strength
- Joint tension reduces joint stiffness by a factor of 0.01

## Groundwater Analysis

- Method: Piezometric Lines
- Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m3
- Probability: None

## Field Stress

- Field stress: gravity
- Using actual ground surface
- Total stress ratio (horizontal/vertical in-plane): 0.5
- Total stress ratio (horizontal/vertical out-of-plane): 0.5
- Locked-in horizontal stress (in-plane): 0
- Locked-in horizontal stress (out-of-plane): 0

## Seismic Loading

- Horizontal seismic load coefficient: -0.132 (positive to the right)
- Vertical seismic load coefficient: -0.066 (positive up)
- Seismic load applied in: Falda + sisma

## Mesh

- Mesh type: graded
- Element type: 6 noded triangles
- Number of elements on Inizializzazione sforzi: 4446
- Number of nodes on Inizializzazione sforzi: 9015
- Number of elements on p=1+reset spostamenti: 2915
- Number of nodes on p=1+reset spostamenti: 6069
- Number of elements on Fronte: 2915
- Number of nodes on Fronte: 6069
- Number of elements on 1sfondo:spritz+centine: 2915
- Number of nodes on 1sfondo:spritz+centine: 6069
- Number of elements on 3sfondo: 2915
- Number of nodes on 3sfondo: 6069
- Number of elements on 6sfondo: 2915
- Number of nodes on 6sfondo: 6069
- Number of elements on 9sfondo: 2915
- Number of nodes on 9sfondo: 6069
- Number of elements on 15sfondo: 2915
- Number of nodes on 15sfondo: 6069
- Number of elements on 20sfondo: 2915
- Number of nodes on 20sfondo: 6069
- Number of elements on 84sfondo: 2915
- Number of nodes on 84sfondo: 6069
- Number of elements on rive def: 3757
- Number of nodes on rive def: 7727
- Number of elements on Falda: 3757
- Number of nodes on Falda: 7727
- Number of elements on Falda + sisma: 3757
- Number of nodes on Falda + sisma: 7727

## Mesh Quality

- All elements are of good quality

### Poor quality elements defined as:

- Side length ratio (maximum / minimum) > 30.00
- Minimum interior angle < 2.0 degrees
- Maximum interior angle > 175.0 degrees

## *Reset Displacements*

- Displacements reset after: p=1+reset spostamenti

## *Material Properties*

### Material: riporto

| | |
|---|---|
| Color | |
| Initial element loading | field stress & body force |
| Unit weight | 19 kN/m3 |
| Elastic type | isotropic |
| Young's modulus | 40000 kPa |
| Poisson's ratio | 0.3 |
| Failure criterion | Mohr-Coulomb |
| Peak tensile strength | 0 kPa |
| Residual tensile strength | 0 kPa |
| Peak friction angle | 27 degrees |
| Peak cohesion | 0 kPa |
| Material type | Plastic |
| Dilation Angle | 0 degrees |
| Residual Friction Angle | 27 degrees |
| Residual Cohesion | 0 kPa |
| Piezo to use | None |
| Ru value | 0 |

### Material: argilla

| | |
|---|---|
| Color | |
| Initial element loading | field stress & body force |
| Unit weight | 19.5 kN/m3 |
| Elastic type | isotropic |
| Young's modulus | 50000 kPa |
| Poisson's ratio | 0.3 |
| Failure criterion | Mohr-Coulomb |
| Peak tensile strength | 0 kPa |
| Residual tensile strength | 0 kPa |
| Peak friction angle | 25 degrees |
| Peak cohesion | 30 kPa |
| Material type | Plastic |
| Dilation Angle | 0 degrees |

| | |
|---|---|
| Residual Friction Angle | 22 degrees |
| Residual Cohesion | 0 kPa |
| Piezo to use | None |
| Ru value | 0 |

## Material: ghiaia

| | |
|---|---|
| Color | |
| Initial element loading | field stress & body force |
| Unit weight | 20 kN/m3 |
| Elastic type | isotropic |
| Young's modulus | 70000 kPa |
| Poisson's ratio | 0.3 |
| Failure criterion | Mohr-Coulomb |
| Peak tensile strength | 0 kPa |
| Residual tensile strength | 0 kPa |
| Peak friction angle | 35 degrees |
| Peak cohesion | 0 kPa |
| Material type | Plastic |
| Dilation Angle | 0 degrees |
| Residual Friction Angle | 35 degrees |
| Residual Cohesion | 0 kPa |
| Piezo to use | None |
| Ru value | 0 |

## Material: cappellaccio

| | |
|---|---|
| Color | |
| Initial element loading | field stress & body force |
| Unit weight | 25 kN/m3 |
| Elastic type | isotropic |
| Young's modulus | 500000 kPa |
| Poisson's ratio | 0.25 |
| Failure criterion | Mohr-Coulomb |
| Peak tensile strength | 0 kPa |
| Residual tensile strength | 0 kPa |
| Peak friction angle | 45 degrees |
| Peak cohesion | 140 kPa |
| Material type | Plastic |
| Dilation Angle | 0 degrees |
| Residual Friction Angle | 45 degrees |
| Residual Cohesion | 140 kPa |
| Piezo to use | None |
| Ru value | 0 |

## Material: fma

| | |
|---|---|
| Color | |
| Initial element loading | field stress & body force |
| Unit weight | 26 kN/m3 |
| Elastic type | isotropic |
| Young's modulus | 1.5e+006 kPa |
| Poisson's ratio | 0.25 |
| Failure criterion | Mohr-Coulomb |
| Peak tensile strength | 0 kPa |
| Residual tensile strength | 0 kPa |
| Peak friction angle | 50 degrees |
| Peak cohesion | 240 kPa |
| Material type | Plastic |
| Dilation Angle | 0 degrees |
| Residual Friction Angle | 50 degrees |
| Residual Cohesion | 240 kPa |
| Piezo to use | None |
| Ru value | 0 |

## Material: cls32/40

| | |
|---|---|
| Color | |
| Initial element loading | body force only |
| Unit weight | 25 kN/m3 |
| Elastic type | isotropic |
| Young's modulus | 3.3643e+007 kPa |
| Poisson's ratio | 0.2 |
| Failure criterion | Hoek-Brown |
| Material type | Elastic |
| Compressive strength | 40000 kPa |
| mb parameter | 21 |
| s parameter | 1 |
| Piezo to use | None |
| Ru value | 0 |

## Material: cons_argilla

| | |
|---|---|
| Color | |
| Initial element loading | field stress & body force |
| Unit weight | 19.5 kN/m3 |
| Elastic type | isotropic |

| | |
|---|---|
| Young's modulus | 100000 kPa |
| Poisson's ratio | 0.3 |
| Failure criterion | Mohr-Coulomb |
| Peak tensile strength | 0 kPa |
| Residual tensile strength | 0 kPa |
| Peak friction angle | 25 degrees |
| Peak cohesion | 200 kPa |
| Material type | Plastic |
| Dilation Angle | 0 degrees |
| Residual Friction Angle | 25 degrees |
| Residual Cohesion | 200 kPa |
| Piezo to use | None |
| Ru value | 0 |

### Properties changed in rive def

- Young's modulus: 50000 kPa (factor = 0.5)
- Peak cohesion: 30 kPa (factor = 0.15)
- Residual Cohesion: 176 kPa (factor = 0.88)

## Material: cons_ghiaia

| | |
|---|---|
| Color | |
| Initial element loading | field stress & body force |
| Unit weight | 20 kN/m3 |
| Elastic type | isotropic |
| Young's modulus | 140000 kPa |
| Poisson's ratio | 0.3 |
| Failure criterion | Mohr-Coulomb |
| Peak tensile strength | 0 kPa |
| Residual tensile strength | 0 kPa |
| Peak friction angle | 35 degrees |
| Peak cohesion | 200 kPa |
| Material type | Plastic |
| Dilation Angle | 0 degrees |
| Residual Friction Angle | 35 degrees |
| Residual Cohesion | 200 kPa |
| Piezo to use | None |
| Ru value | 0 |

### Properties changed in rive def

- Young's modulus: 70000 kPa (factor = 0.5)
- Peak cohesion: 0 kPa (factor = 0)

## Material: cons_cappellaccio

| | |
|---|---|
| Color | |
| Initial element loading | field stress & body force |
| Unit weight | 25 kN/m3 |
| Elastic type | isotropic |
| Young's modulus | 1e+006 kPa |
| Poisson's ratio | 0.25 |
| Failure criterion | Mohr-Coulomb |
| Peak tensile strength | 0 kPa |
| Residual tensile strength | 0 kPa |
| Peak friction angle | 45 degrees |
| Peak cohesion | 200 kPa |
| Material type | Plastic |
| Dilation Angle | 0 degrees |
| Residual Friction Angle | 45 degrees |
| Residual Cohesion | 200 kPa |
| Piezo to use | None |
| Ru value | 0 |

### Properties changed in rive def

- Young's modulus: 500000 kPa (factor = 0.5)
- Peak cohesion: 140 kPa (factor = 0.7)

## Material: cons_fma

| | |
|---|---|
| Color | |
| Initial element loading | field stress & body force |
| Unit weight | 26 kN/m3 |
| Elastic type | isotropic |
| Young's modulus | 3e+006 kPa |
| Poisson's ratio | 0.25 |
| Failure criterion | Mohr-Coulomb |
| Peak tensile strength | 0 kPa |
| Residual tensile strength | 0 kPa |
| Peak friction angle | 50 degrees |
| Peak cohesion | 300 kPa |
| Material type | Plastic |
| Dilation Angle | 0 degrees |
| Residual Friction Angle | 50 degrees |
| Residual Cohesion | 300 kPa |
| Piezo to use | None |
| Ru value | 0 |

### Properties changed in rive def

- Young's modulus: 1.5e+006 kPa (factor = 0.5)
- Peak cohesion: 240 kPa (factor = 0.8)

# *Liner Properties*

---

## Liner: spritz+centine

| | |
|---|---|
| Color | |
| Liner Type | Reinforced Concrete |
| Equivalent Young's modulus | 3.97478e+007 kPa |
| Equivalent thickness | 0.30073 m |
| Poisson ratio | 0 |

### Reinforcement Properties

| | |
|---|---|
| Type | I-beam(IPN Europe): IPN 220 |
| Spacing | 1 m |
| Section Depth | 0.22 m |
| Area | 0.0079 m2 |
| Moment of inertia | 6.12e-005 m4 |
| Young's modulus | 2.1e+008 kPa |
| Poisson ratio | 0.25 |
| Compressive strength | 275000 kPa |
| Tensile strength | 275000 kPa |

### Concrete Properties

| | |
|---|---|
| Thickness | 0.3 m |
| Young's modulus | 3.2588e+007 kPa |
| Poisson ratio | 0.2 |
| Compressive strength | 35000 kPa |
| Tensile strength | 2330 kPa |

### Properties changed in Inizializzazione sforzi

- Thickness: 0 m (factor = 0)
- Young's modulus: 0 kPa (factor = 0)
- Compressive strength: 0 kPa (factor = 0)
- Tensile strength: 0 kPa (factor = 0)

### Properties changed in 1sfondo:spritz+centine

- Thickness: 0.3 m (factor = 1)
- Young's modulus: 4.20385e+006 kPa (factor = 0.129)
- Compressive strength: 6790 kPa (factor = 0.194)
- Tensile strength: 1195.29 kPa (factor = 0.513)

### Properties changed in 3sfondo

- Young's modulus: 1.11777e+007 kPa (factor = 0.343)
- Compressive strength: 14840 kPa (factor = 0.424)
- Tensile strength: 1561.1 kPa (factor = 0.67)

### Properties changed in 6sfondo

- Young's modulus: 1.851e+007 kPa (factor = 0.568)
- Compressive strength: 20230 kPa (factor = 0.578)
- Tensile strength: 1782.45 kPa (factor = 0.765)

### Properties changed in 9sfondo

- Young's modulus: 2.3333e+007 kPa (factor = 0.716)
- Compressive strength: 23205 kPa (factor = 0.663)
- Tensile strength: 1898.95 kPa (factor = 0.815)

### Properties changed in 15sfondo

- Young's modulus: 2.86123e+007 kPa (factor = 0.878)
- Compressive strength: 26635 kPa (factor = 0.761)
- Tensile strength: 2029.43 kPa (factor = 0.871)

### Properties changed in 20sfondo

- Young's modulus: 3.06001e+007 kPa (factor = 0.939)
- Compressive strength: 28385 kPa (factor = 0.811)
- Tensile strength: 2092.34 kPa (factor = 0.898)

### Properties changed in 84sfondo

- Young's modulus: 3.2588e+007 kPa (factor = 1)
- Compressive strength: 35000 kPa (factor = 1)
- Tensile strength: 2330 kPa (factor = 1)

## Liner: rivedef 32/40

| | |
|---|---|
| Color | |
| Liner Type | Reinforced Concrete |

| | |
|---|---|
| Equivalent Young's modulus | 35.0448 kPa |
| Equivalent thickness | 0.9 m |
| Poisson ratio | 0 |

**Concrete Properties**

| | |
|---|---|
| Thickness | 0.9 m |
| Young's modulus | 33.643 kPa |
| Poisson ratio | 0.2 |
| Compressive strength | 40000 kPa |
| Tensile strength | 2510 kPa |

# *Unwedge Analysis Information*

## Document Name

File Name: ANALISI 2_1-2-3.weg

## Project Settings

Project Title: BISAGNO - Analisi 1
Wedges Computed: Perimeter and End Wedges
Units: Metric, stress as MPa

## General Input Data

Tunnel Axis Orientation:
- Trend: 86°
- Plunge: 2°

Design Factor of Safety: 1.100
Unit Weight of Rock: 0.026 MN/m3
Unit Weight of Water: 0.010 MN/m3

## Seismic Forces

Not Used

## Scale Wedges Settings

Not Used

## Joint Orientations

Joint 1
- Dip: 35°
- Dip Direction: 226°

Joint 2
- Dip: 79°
- Dip Direction: 238°

Joint 3
- Dip: 64°
- Dip Direction: 059°

## Joint Properties

Joint Properties ST
- Water Pressure
  - Elevation: 0 m
- Waviness: 0°
- Shear Strength Model: Mohr-Coulomb
  - Phi: 39°
  - Cohesion: 0 MPa
  - Tensile Strength: 0 MPa

Joint Properties FR
- Water Pressure

Elevation: 0 m
Waviness: 0°
Shear Strength Model: Mohr-Coulomb
Phi: 60°
Cohesion: 0 MPa
Tensile Strength: 0 MPa

## Bolt Properties

Bolt Property 1
Bolt Type: Grouted Dowel
Tensile Capacity: 0.177 MN
Plate Capacity: 0.1 MN
Bond Strength: 0.096 MN/m
Bond Length: 100% of Bolt Length
Shear Strength: Unused
Bolt Orientation Efficiency: Used
Method: Cosine Tension/Shear

Bolt Property 2
Bolt Type: Grouted Dowel
Tensile Capacity: 0.177 MN
Plate Capacity: 0.1 MN
Bond Strength: 0.096 MN/m
Bond Length: 100% of Bolt Length
Shear Strength: Unused
Bolt Orientation Efficiency: Used
Method: Cosine Tension/Shear

## Shotcrete Properties

Shotcrete Property 1
Shear Strength: 1.0000 MPa
Unit Weight: 0.026 MN/m3
Thickness: 2.50 cm

## Support Summary

**Summary of Perimeter Shotcrete**
Number of Shotcrete Layers on Perimeter: 1
Perimeter Shotcrete Layer: 1
Shotcrete Property: Shotcrete Property 1

**Summary of Perimeter Support Pressure**
No Support Pressure on Perimeter

**Summary of Perimeter Bolt Patterns**
Number of Bolt Patterns on Perimeter: 2
Perimeter Bolt Pattern: 1
Property: Bolt Property 1
Strength type: Grouted Dowel
Bolt Length: 4.50 m
Orientation: normal to boundary
Pattern Spacing - In Plane: 1.50 m
Pattern Spacing - Out of Plane: 3.00 m

Pattern Spacing - Out of Plane Offset: 0.00 m
Perimeter Bolt Pattern: 2
Property: Bolt Property 2
Strength type: Grouted Dowel
Bolt Length: 4.50 m
Orientation: normal to boundary
Pattern Spacing - In Plane: 1.50 m
Pattern Spacing - Out of Plane: 3.00 m
Pattern Spacing - Out of Plane Offset: 1.50 m

**Summary of End Bolt Patterns**
No Bolt Pattern on Ends

**Summary of End Support Pressure**
No Support Pressure on Ends

**Summary of End Shotcrete**
Number of Shotcrete Layers on Ends: 1
End Shotcrete Layer: 1
Shotcrete Property: Shotcrete Property 1

## Wedge Information

Upper Left wedge [4]
Factor of Safety: 14.819
Wedge Volume: 838.909 m3
Wedge Weight: 22.231 MN
Support Pressure: 0.0000 MN
Resisting Force: 54.5912 MN
Driving Force: 3.6839 MN
Apex Height: 72.81 m

Lower Right wedge [5]
Factor of Safety: stable
Wedge Volume: 661.992 m3
Wedge Weight: 17.543 MN
Support Pressure: 0.0000 MN
Resisting Force: 0.0000 MN
Driving Force: 0.0000 MN
Apex Height: 66.91 m

Roof wedge [6]
Factor of Safety: 7695.076
Wedge Volume: 0.000 m3
Wedge Weight: 0.000 MN
Support Pressure: 0.0000 MN
Resisting Force: 0.0513 MN
Driving Force: 0.0000 MN
Apex Height: 0.01 m

Near End wedge [9]
Factor of Safety: 15.603
Wedge Volume: 628.163 m3
Wedge Weight: 16.646 MN
Support Pressure: 0.0000 MN
Resisting Force: 43.0831 MN
Driving Force: 2.7613 MN

Apex Height: 35.40 m

Far End wedge [10]
Factor of Safety: stable
Wedge Volume: 446.880 m3
Wedge Weight: 11.842 MN
Support Pressure: 0.0000 MN
Resisting Force: 0.0000 MN
Driving Force: 0.0000 MN
Apex Height: 31.60 m

# *Unwedge Analysis Information*

## Document Name

File Name: ANALISI 2_1-2-4.weg

## Project Settings

Project Title: BISAGNO - Analisi 1
Wedges Computed: Perimeter and End Wedges
Units: Metric, stress as MPa

## General Input Data

Tunnel Axis Orientation:
- Trend: 86°
- Plunge: 2°

Design Factor of Safety: 1.100
Unit Weight of Rock: 0.026 MN/m3
Unit Weight of Water: 0.010 MN/m3

## Seismic Forces

Not Used

## Scale Wedges Settings

Not Used

## Joint Orientations

Joint 1
- Dip: 35°
- Dip Direction: 226°

Joint 2
- Dip: 79°
- Dip Direction: 238°

Joint 3
- Dip: 68°
- Dip Direction: 133°

## Joint Properties

Joint Properties ST
- Water Pressure
  - Elevation: 0 m
- Waviness: 0°
- Shear Strength Model: Mohr-Coulomb
  - Phi: 39°
  - Cohesion: 0 MPa
  - Tensile Strength: 0 MPa

Joint Properties FR
- Water Pressure

Elevation: 0 m
Waviness: 0°
Shear Strength Model: Mohr-Coulomb
Phi: 60°
Cohesion: 0 MPa
Tensile Strength: 0 MPa

## Bolt Properties

Bolt Property 1
Bolt Type: Grouted Dowel
Tensile Capacity: 0.177 MN
Plate Capacity: 0.1 MN
Bond Strength: 0.096 MN/m
Bond Length: 100% of Bolt Length
Shear Strength: Unused
Bolt Orientation Efficiency: Used
Method: Cosine Tension/Shear

Bolt Property 2
Bolt Type: Grouted Dowel
Tensile Capacity: 0.177 MN
Plate Capacity: 0.1 MN
Bond Strength: 0.096 MN/m
Bond Length: 100% of Bolt Length
Shear Strength: Unused
Bolt Orientation Efficiency: Used
Method: Cosine Tension/Shear

## Shotcrete Properties

Shotcrete Property 1
Shear Strength: 1.0000 MPa
Unit Weight: 0.026 MN/m3
Thickness: 2.50 cm

## Support Summary

**Summary of Perimeter Shotcrete**
Number of Shotcrete Layers on Perimeter: 1
Perimeter Shotcrete Layer: 1
Shotcrete Property: Shotcrete Property 1

**Summary of Perimeter Support Pressure**
No Support Pressure on Perimeter

**Summary of Perimeter Bolt Patterns**
Number of Bolt Patterns on Perimeter: 2
Perimeter Bolt Pattern: 1
Property: Bolt Property 1
Strength type: Grouted Dowel
Bolt Length: 4.50 m
Orientation: normal to boundary
Pattern Spacing - In Plane: 1.50 m
Pattern Spacing - Out of Plane: 3.00 m

Pattern Spacing - Out of Plane Offset: 0.00 m
Perimeter Bolt Pattern: 2
Property: Bolt Property 2
Strength type: Grouted Dowel
Bolt Length: 4.50 m
Orientation: normal to boundary
Pattern Spacing - In Plane: 1.50 m
Pattern Spacing - Out of Plane: 3.00 m
Pattern Spacing - Out of Plane Offset: 1.50 m

**Summary of End Bolt Patterns**
No Bolt Pattern on Ends

**Summary of End Support Pressure**
No Support Pressure on Ends

**Summary of End Shotcrete**
Number of Shotcrete Layers on Ends: 1
End Shotcrete Layer: 1
Shotcrete Property: Shotcrete Property 1

## Wedge Information

Lower Right wedge [4]
Factor of Safety: stable
Wedge Volume: 48.667 m3
Wedge Weight: 1.290 MN
Support Pressure: 0.0000 MN
Resisting Force: 0.0000 MN
Driving Force: 0.0000 MN
Apex Height: 5.74 m

Upper Left wedge [5]
Factor of Safety: 2.579
Wedge Volume: 129.297 m3
Wedge Weight: 3.426 MN
Support Pressure: 0.0000 MN
Resisting Force: 7.9458 MN
Driving Force: 3.0809 MN
Apex Height: 9.49 m

Roof wedge [6]
Factor of Safety: 122.579
Wedge Volume: 0.029 m3
Wedge Weight: 0.001 MN
Support Pressure: 0.0000 MN
Resisting Force: 0.1323 MN
Driving Force: 0.0011 MN
Apex Height: 0.21 m

Upper Right wedge [8]
Factor of Safety: 141.923
Wedge Volume: 0.016 m3
Wedge Weight: 0.000 MN
Support Pressure: 0.0000 MN
Resisting Force: 0.0906 MN
Driving Force: 0.0006 MN

Apex Height: 0.16 m

Near End wedge [9]
Factor of Safety: 9.656
Wedge Volume: 3.898 m3
Wedge Weight: 0.103 MN
Support Pressure: 0.0000 MN
Resisting Force: 1.0034 MN
Driving Force: 0.1039 MN
Apex Height: 0.87 m

Far End wedge [10]
Factor of Safety: 11.654
Wedge Volume: 3.898 m3
Wedge Weight: 0.103 MN
Support Pressure: 0.0000 MN
Resisting Force: 0.7491 MN
Driving Force: 0.0643 MN
Apex Height: 0.87 m

# *Unwedge Analysis Information*

## Document Name

File Name: ANALISI 2_1-3-4.weg

## Project Settings

Project Title: BISAGNO - Analisi 1
Wedges Computed: Perimeter and End Wedges
Units: Metric, stress as MPa

## General Input Data

Tunnel Axis Orientation:
- Trend: 86°
- Plunge: 2°

Design Factor of Safety: 1.100
Unit Weight of Rock: 0.026 MN/m3
Unit Weight of Water: 0.010 MN/m3

## Seismic Forces

Not Used

## Scale Wedges Settings

Not Used

## Joint Orientations

Joint 1
- Dip: 35°
- Dip Direction: 226°

Joint 2
- Dip: 64°
- Dip Direction: 059°

Joint 3
- Dip: 68°
- Dip Direction: 133°

## Joint Properties

Joint Properties ST
- Water Pressure
  - Elevation: 0 m
- Waviness: 0°
- Shear Strength Model: Mohr-Coulomb
  - Phi: 39°
  - Cohesion: 0 MPa
  - Tensile Strength: 0 MPa

Joint Properties FR
- Water Pressure

Elevation: 0 m
Waviness: 0°
Shear Strength Model: Mohr-Coulomb
Phi: 60°
Cohesion: 0 MPa
Tensile Strength: 0 MPa

## Bolt Properties

Bolt Property 1
Bolt Type: Grouted Dowel
Tensile Capacity: 0.177 MN
Plate Capacity: 0.1 MN
Bond Strength: 0.096 MN/m
Bond Length: 100% of Bolt Length
Shear Strength: Unused
Bolt Orientation Efficiency: Used
Method: Cosine Tension/Shear

Bolt Property 2
Bolt Type: Grouted Dowel
Tensile Capacity: 0.177 MN
Plate Capacity: 0.1 MN
Bond Strength: 0.096 MN/m
Bond Length: 100% of Bolt Length
Shear Strength: Unused
Bolt Orientation Efficiency: Used
Method: Cosine Tension/Shear

## Shotcrete Properties

Shotcrete Property 1
Shear Strength: 1.0000 MPa
Unit Weight: 0.026 MN/m3
Thickness: 2.50 cm

## Support Summary

**Summary of Perimeter Shotcrete**
Number of Shotcrete Layers on Perimeter: 1
Perimeter Shotcrete Layer: 1
Shotcrete Property: Shotcrete Property 1

**Summary of Perimeter Support Pressure**
No Support Pressure on Perimeter

**Summary of Perimeter Bolt Patterns**
Number of Bolt Patterns on Perimeter: 2
Perimeter Bolt Pattern: 1
Property: Bolt Property 1
Strength type: Grouted Dowel
Bolt Length: 4.50 m
Orientation: normal to boundary
Pattern Spacing - In Plane: 1.50 m
Pattern Spacing - Out of Plane: 3.00 m

Pattern Spacing - Out of Plane Offset: 0.00 m
Perimeter Bolt Pattern: 2
Property: Bolt Property 2
Strength type: Grouted Dowel
Bolt Length: 4.50 m
Orientation: normal to boundary
Pattern Spacing - In Plane: 1.50 m
Pattern Spacing - Out of Plane: 3.00 m
Pattern Spacing - Out of Plane Offset: 1.50 m

**Summary of End Bolt Patterns**
No Bolt Pattern on Ends

**Summary of End Support Pressure**
No Support Pressure on Ends

**Summary of End Shotcrete**
Number of Shotcrete Layers on Ends: 1
End Shotcrete Layer: 1
Shotcrete Property: Shotcrete Property 1

## Wedge Information

Floor wedge [2]
Factor of Safety: stable
Wedge Volume: 8.678 m3
Wedge Weight: 0.230 MN
Support Pressure: 0.0000 MN
Resisting Force: 0.0000 MN
Driving Force: 0.0000 MN
Apex Height: 1.47 m

Upper Right wedge [6]
Factor of Safety: 28.198
Wedge Volume: 0.433 m3
Wedge Weight: 0.011 MN
Support Pressure: 0.0000 MN
Resisting Force: 0.3289 MN
Driving Force: 0.0117 MN
Apex Height: 0.63 m

Upper Left wedge [7]
Factor of Safety: 5.557
Wedge Volume: 16.073 m3
Wedge Weight: 0.426 MN
Support Pressure: 0.0000 MN
Resisting Force: 2.2512 MN
Driving Force: 0.4051 MN
Apex Height: 3.38 m

Roof wedge [8]
Factor of Safety: 88.793
Wedge Volume: 0.060 m3
Wedge Weight: 0.002 MN
Support Pressure: 0.0000 MN
Resisting Force: 0.1888 MN
Driving Force: 0.0021 MN

Apex Height: 0.25 m

Near End wedge [9]
Factor of Safety: 2.989
Wedge Volume: 38.766 m3
Wedge Weight: 1.027 MN
Support Pressure: 0.0000 MN
Resisting Force: 2.7390 MN
Driving Force: 0.9163 MN
Apex Height: 3.14 m

Far End wedge [10]
Factor of Safety: 2.081
Wedge Volume: 58.399 m3
Wedge Weight: 1.548 MN
Support Pressure: 0.0000 MN
Resisting Force: 1.8845 MN
Driving Force: 0.9058 MN
Apex Height: 3.60 m

# *Unwedge Analysis Information*

## Document Name

File Name: ANALISI 2_2-3-4.weg

## Project Settings

Project Title: BISAGNO - Analisi 1
Wedges Computed: Perimeter and End Wedges
Units: Metric, stress as MPa

## General Input Data

Tunnel Axis Orientation:
- Trend: 86°
- Plunge: 2°

Design Factor of Safety: 1.100
Unit Weight of Rock: 0.026 MN/m3
Unit Weight of Water: 0.010 MN/m3

## Seismic Forces

Not Used

## Scale Wedges Settings

Not Used

## Joint Orientations

Joint 1
- Dip: 79°
- Dip Direction: 238°

Joint 2
- Dip: 64°
- Dip Direction: 059°

Joint 3
- Dip: 68°
- Dip Direction: 133°

## Joint Properties

Joint Properties ST
- Water Pressure
  - Elevation: 0 m
- Waviness: 0°
- Shear Strength Model: Mohr-Coulomb
  - Phi: 39°
  - Cohesion: 0 MPa
  - Tensile Strength: 0 MPa

Joint Properties FR
- Water Pressure

Elevation: 0 m
Waviness: 0°
Shear Strength Model: Mohr-Coulomb
Phi: 60°
Cohesion: 0 MPa
Tensile Strength: 0 MPa

## Bolt Properties

Bolt Property 1
Bolt Type: Grouted Dowel
Tensile Capacity: 0.177 MN
Plate Capacity: 0.1 MN
Bond Strength: 0.096 MN/m
Bond Length: 100% of Bolt Length
Shear Strength: Unused
Bolt Orientation Efficiency: Used
Method: Cosine Tension/Shear

Bolt Property 2
Bolt Type: Grouted Dowel
Tensile Capacity: 0.177 MN
Plate Capacity: 0.1 MN
Bond Strength: 0.096 MN/m
Bond Length: 100% of Bolt Length
Shear Strength: Unused
Bolt Orientation Efficiency: Used
Method: Cosine Tension/Shear

## Shotcrete Properties

Shotcrete Property 1
Shear Strength: 1.0000 MPa
Unit Weight: 0.026 MN/m3
Thickness: 2.50 cm

## Support Summary

**Summary of Perimeter Shotcrete**
Number of Shotcrete Layers on Perimeter: 1
Perimeter Shotcrete Layer: 1
Shotcrete Property: Shotcrete Property 1

**Summary of Perimeter Support Pressure**
No Support Pressure on Perimeter

**Summary of Perimeter Bolt Patterns**
Number of Bolt Patterns on Perimeter: 2
Perimeter Bolt Pattern: 1
Property: Bolt Property 1
Strength type: Grouted Dowel
Bolt Length: 4.50 m
Orientation: normal to boundary
Pattern Spacing - In Plane: 1.50 m
Pattern Spacing - Out of Plane: 3.00 m

Pattern Spacing - Out of Plane Offset: 0.00 m
Perimeter Bolt Pattern: 2
Property: Bolt Property 2
Strength type: Grouted Dowel
Bolt Length: 4.50 m
Orientation: normal to boundary
Pattern Spacing - In Plane: 1.50 m
Pattern Spacing - Out of Plane: 3.00 m
Pattern Spacing - Out of Plane Offset: 1.50 m

**Summary of End Bolt Patterns**
No Bolt Pattern on Ends

**Summary of End Support Pressure**
No Support Pressure on Ends

**Summary of End Shotcrete**
Number of Shotcrete Layers on Ends: 1
End Shotcrete Layer: 1
Shotcrete Property: Shotcrete Property 1

## Wedge Information

Lower Right wedge [2]
Factor of Safety: 1720.256
Wedge Volume: 0.062 m3
Wedge Weight: 0.002 MN
Support Pressure: 0.0000 MN
Resisting Force: 0.3417 MN
Driving Force: 0.0002 MN
Apex Height: 0.21 m

Upper Right wedge [6]
Factor of Safety: 386.493
Wedge Volume: 0.013 m3
Wedge Weight: 0.000 MN
Support Pressure: 0.0000 MN
Resisting Force: 0.1818 MN
Driving Force: 0.0005 MN
Apex Height: 0.17 m

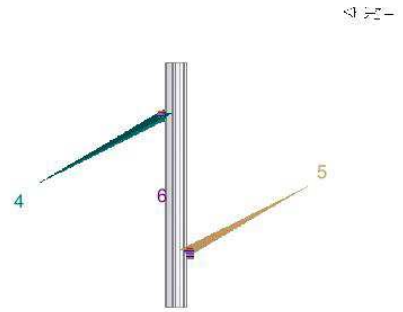
Upper Left wedge [7]
Factor of Safety: 10.267
Wedge Volume: 6.437 m3
Wedge Weight: 0.171 MN
Support Pressure: 0.0000 MN
Resisting Force: 1.6766 MN
Driving Force: 0.1633 MN
Apex Height: 2.83 m

Upper Right wedge [8]
Factor of Safety: 21.470
Wedge Volume: 0.711 m3
Wedge Weight: 0.019 MN
Support Pressure: 0.0000 MN
Resisting Force: 0.4372 MN
Driving Force: 0.0204 MN

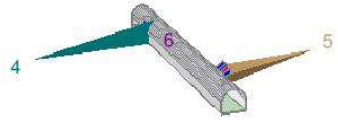
Apex Height: 1.05 m

Near End wedge [9]
Factor of Safety: 8.416
Wedge Volume: 4.331 m3
Wedge Weight: 0.115 MN
Support Pressure: 0.0000 MN
Resisting Force: 0.9636 MN
Driving Force: 0.1145 MN
Apex Height: 0.97 m

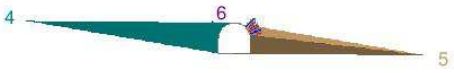
Far End wedge [10]
Factor of Safety: stable
Wedge Volume: 4.331 m3
Wedge Weight: 0.115 MN
Support Pressure: 0.0000 MN
Resisting Force: 0.0000 MN
Driving Force: 0.0000 MN
Apex Height: 0.97 m



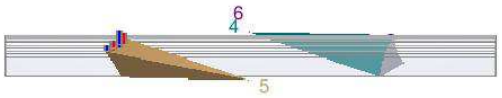

Top




Perspective




Front



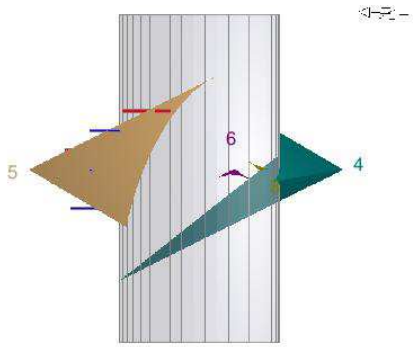

Side

## Wedge Information

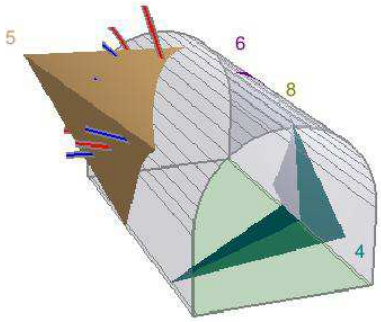
Upper Left wedge [4]
- Factor of Safety: 14.819
- Wedge Volume: 838.909 m3
- Wedge Weight: 22.231 MN
- Support Pressure: 0.0000 MN
- Resisting Force: 54.5912 MN
- Driving Force: 3.6839 MN
- Apex Height: 72.81 m

Lower Right wedge [5]
- Factor of Safety: stable
- Wedge Volume: 661.992 m3
- Wedge Weight: 17.543 MN
- Support Pressure: 0.0000 MN
- Resisting Force: 0.0000 MN
- Driving Force: 0.0000 MN
- Apex Height: 66.91 m

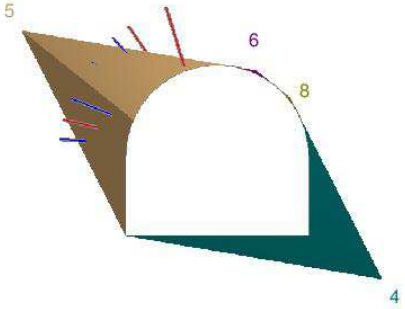
Roof wedge [6]
- Factor of Safety: 7695.076
- Wedge Volume: 0.000 m3
- Wedge Weight: 0.000 MN
- Support Pressure: 0.0000 MN
- Resisting Force: 0.0513 MN
- Driving Force: 0.0000 MN
- Apex Height: 0.01 m



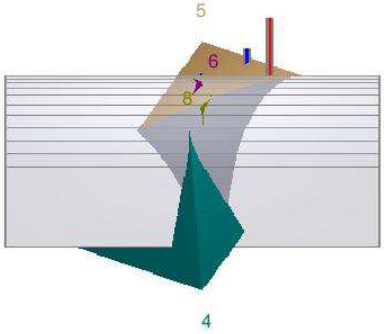

Top




Perspective




Front




Side

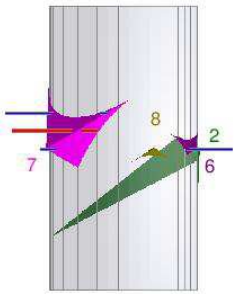
## Wedge Information

Lower Right wedge [4]
- Factor of Safety: stable
- Wedge Volume: 48.667 m3
- Wedge Weight: 1.290 MN
- Support Pressure: 0.0000 MN
- Resisting Force: 0.0000 MN
- Driving Force: 0.0000 MN
- Apex Height: 5.74 m

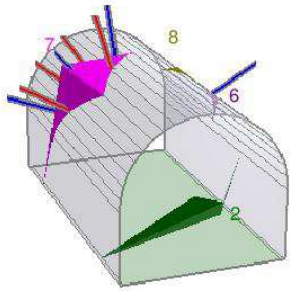
Upper Left wedge [5]
- Factor of Safety: 2.579
- Wedge Volume: 129.297 m3
- Wedge Weight: 3.426 MN
- Support Pressure: 0.0000 MN
- Resisting Force: 7.9458 MN
- Driving Force: 3.0809 MN
- Apex Height: 9.49 m

Roof wedge [6]
- Factor of Safety: 122.579
- Wedge Volume: 0.029 m3
- Wedge Weight: 0.001 MN
- Support Pressure: 0.0000 MN
- Resisting Force: 0.1323 MN
- Driving Force: 0.0011 MN
- Apex Height: 0.21 m

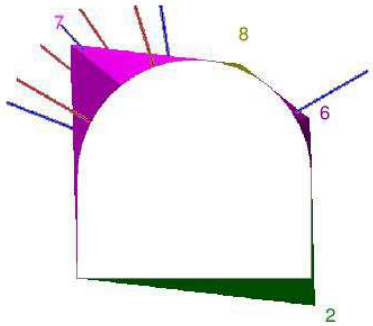
Upper Right wedge [8]
- Factor of Safety: 141.923
- Wedge Volume: 0.016 m3
- Wedge Weight: 0.000 MN
- Support Pressure: 0.0000 MN
- Resisting Force: 0.0906 MN
- Driving Force: 0.0006 MN
- Apex Height: 0.16 m



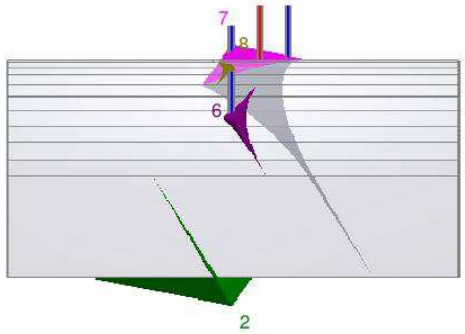

Top




Perspective




Front




Side

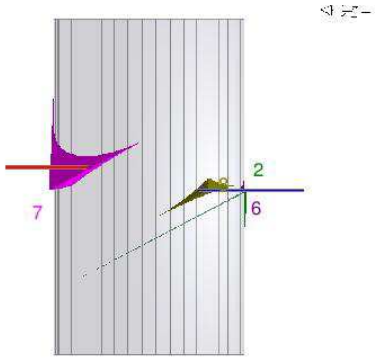
## Wedge Information

Floor wedge [2]
- Factor of Safety: stable
- Wedge Volume: 8.678 m3
- Wedge Weight: 0.230 MN
- Support Pressure: 0.0000 MN
- Resisting Force: 0.0000 MN
- Driving Force: 0.0000 MN
- Apex Height: 1.47 m

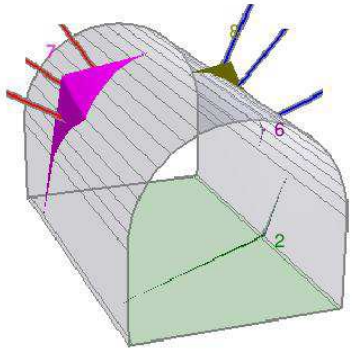
Upper Right wedge [6]
- Factor of Safety: 28.198
- Wedge Volume: 0.433 m3
- Wedge Weight: 0.011 MN
- Support Pressure: 0.0000 MN
- Resisting Force: 0.3289 MN
- Driving Force: 0.0117 MN
- Apex Height: 0.63 m

Upper Left wedge [7]
- Factor of Safety: 5.557
- Wedge Volume: 16.073 m3
- Wedge Weight: 0.426 MN
- Support Pressure: 0.0000 MN
- Resisting Force: 2.2512 MN
- Driving Force: 0.4051 MN
- Apex Height: 3.38 m

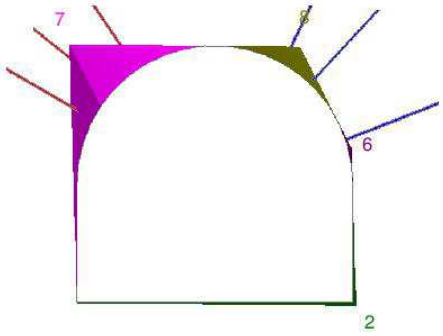
Roof wedge [8]
- Factor of Safety: 88.793
- Wedge Volume: 0.060 m3
- Wedge Weight: 0.002 MN
- Support Pressure: 0.0000 MN
- Resisting Force: 0.1888 MN
- Driving Force: 0.0021 MN
- Apex Height: 0.25 m



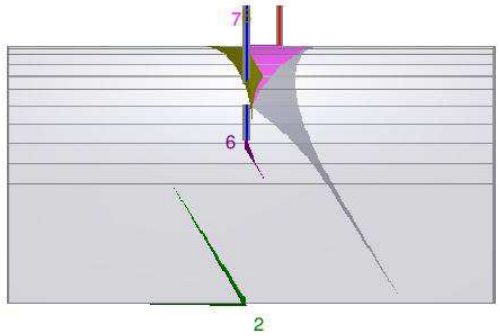

Top




Perspective




Front




Side

## Wedge Information

Lower Right wedge [2]
- Factor of Safety: 1720.256
- Wedge Volume: 0.062 m3
- Wedge Weight: 0.002 MN
- Support Pressure: 0.0000 MN
- Resisting Force: 0.3417 MN
- Driving Force: 0.0002 MN
- Apex Height: 0.21 m

Upper Right wedge [6]
- Factor of Safety: 386.493
- Wedge Volume: 0.013 m3
- Wedge Weight: 0.000 MN
- Support Pressure: 0.0000 MN
- Resisting Force: 0.1818 MN
- Driving Force: 0.0005 MN
- Apex Height: 0.17 m

Upper Left wedge [7]
- Factor of Safety: 10.267
- Wedge Volume: 6.437 m3
- Wedge Weight: 0.171 MN
- Support Pressure: 0.0000 MN
- Resisting Force: 1.6766 MN
- Driving Force: 0.1633 MN
- Apex Height: 2.83 m

Upper Right wedge [8]
- Factor of Safety: 21.470
- Wedge Volume: 0.711 m3
- Wedge Weight: 0.019 MN
- Support Pressure: 0.0000 MN
- Resisting Force: 0.4372 MN
- Driving Force: 0.0204 MN
- Apex Height: 1.05 m