

00	18/12/2023	PRIMA EMISSIONE	VLDC	-----	LVA	LVA
REV. REV.	DATA DATE	DESCRIZIONE DESCRIPTION	PREPARATO PREPARED	COLLABORAZ. CONTRIBUTION	CONTROLLATO CHECKED	VALIDATO VALIDATED



**COMUNE DI ISOLA DEL  
GRAN SASSO D'ITALIA  
PROVINCIA DI TERAMO  
REGIONE ABRUZZO**



Enel Green Power Italia srl Technical Referent:  
O&M Hydro Italy Maintenance & Technical Support  
Center Southern Area Dams & Civil Infrastructures Safety  
Territorial Unit MONTORIO ROMA TS CIVIL

ESECUTORE / ESECUTOR RTI Frosio Next (mandataria) - Geodes (mandante)

STRATEGIES FOR WATER



Frosio Next S.r.l.  
Via Corfù 71 - 25124 Brescia  
Tel: +39 030 3702371  
Mail: info@frosionext.com  
Sito: www.frosionext.com



Geodes S.r.l.  
Piazza Arturo Graf, 124 - 10126 Torino  
Tel. +39.011.69.60.938  
Mail: mail@geodes.it  
Sito: www.geodes.it



IMPIANTO / PLANT	CENTRALE IDROELETTRICA DI SAN GIACOMO AL VOMANO	CODICE ELABORATO / CODE	R.150
PARTE / PART	GRONDA RUZZO MAVONE	FILE / FILES	R.150_Relazione calcolo galleria.docx
PROGETTO / PROJECT	PROGETTO DI MANUTENZIONE STRAORDINARIA RIPRISTINO FUNZIONALE CANALE DI GRONDA E OPERE DI PRESA DISSESTATE GRONDA RUZZO MAVONE PER LA CENTRALE IDROELETTRICA DI SAN GIACOMO AL VOMANO	FORMATO / FORMAT	A4
RELAZIONE / REPORT	RELAZIONE DI CALCOLO VARIANTE GALLERIA DI DERIVAZIONE	SCALA PLOT / PLOT SCALE	-
		SCALA / SCALE	-

RIFERIMENTO CONTRATTO: JA10100090

Commessa: 1395 (FN) - 211232 (GD)

Questo disegno non può essere riprodotto, né utilizzato altrove, né ceduto a terzi in tutto o in parte senza il consenso scritto degli autori



**INDICE**

<b>1</b>	<b>Premessa</b>	<b>4</b>
1.1	Abbreviazioni di riferimento	4
<b>2</b>	<b>Normativa di riferimento</b>	<b>5</b>
<b>3</b>	<b>Caratterizzazione geologica e geotecnica</b>	<b>6</b>
3.1	Caratterizzazione geologica	6
3.2	Caratterizzazione geotecnica	9
<b>4</b>	<b>Caratterizzazione sismica</b>	<b>11</b>
4.1	Determinazione dell'accelerazione massima attesa	11
4.2	Definizione dell'azione sismica	12
<b>5</b>	<b>Descrizione degli interventi previsti</b>	<b>14</b>
5.1	Opere sotterranee	14
5.1.1	Sezione tipo G1	14
5.1.2	Sezione tipo G1-all	15
5.1.3	Sezione tipo G2	15
5.1.4	Sezione tipo G3	16
5.1.5	Distribuzione delle sezioni tipo lungo il tracciato	17
5.2	Imbocco di monte	18
5.2.1	Paratia di imbocco	18
5.2.2	Scarpata laterale trincea di imbocco	20
5.2.3	Galleria artificiale	20
5.3	Materiali	22
<b>6</b>	<b>Analisi numeriche delle opere sotterranee</b>	<b>24</b>
6.1	Sezione tipo G1	26
6.2	Sezione tipo G1-all	28
6.3	Sezione tipo G2	30
6.4	Sezione tipo G3	31
<b>7</b>	<b>Modellazione Opere di imbocco</b>	<b>34</b>
7.1	Paratia di imbocco	34
7.2	Parete laterale trincea e galleria artificiale	37
<b>8</b>	<b>Verifiche strutturali dei sostegni</b>	<b>40</b>
8.1	Approcci di calcolo	40
8.2	Opere in sotterraneo	44
8.2.1	Sezione tipo G1	44
8.2.1.1	Verifica del rivestimento di prima fase	44
8.2.1.2	Verifica del rivestimento definitivo	44
8.2.2	Sezione tipo G1-all	47
8.2.2.1	Verifica del rivestimento di prima fase	47
8.2.2.2	Verifica del rivestimento definitivo	47

8.2.3	Sezione tipo G2	48
8.2.3.1	Verifica del rivestimento di prima fase	48
8.2.4	Verifica del rivestimento definitivo	49
8.2.5	Sezione tipo G3	50
8.2.5.1	Verifica dei preconsolidamenti al fronte	50
8.2.5.2	Verifica del rivestimento di prima fase	52
8.2.5.3	Verifica del rivestimento definitivo	53
8.3	Opere di imbocco e galleria artificiale	55
8.3.1	Paratia di imbocco	55
8.3.2	Galleria artificiale	57

## 1 PREMESSA

Con contratto numero JA10100090 la società Enel Green Power Italia s.r.l. ha affidato tramite gara d'appalto all'Associazione Temporanea d'Impresa (ATI), composta dalla società mandataria Frosio Next S.r.l. e dalla società mandante Geodes S.r.l., lo svolgimento di servizi di ingegneria aventi come oggetto: *"Impianto idroelettrico di San Giacomo al Vomano - Canale di gronda Ruzzo Mavone - Nuovo tratto in variante e ripristino funzionale opere dissestate - Affidamento di incarico professionale per servizi di progettazione direzione lavori e sicurezza nel cantiere"*. La necessità di tali interventi nasce dai dissesti che hanno interessato le opere di derivazione e di adduzione nel periodo 2017-2018. Il suddetto contratto è stato sottoscritto in data 08/02/2022.

La presente relazione di calcolo ha lo scopo di dimensionare le sezioni tipo e gli interventi previsti per la realizzazione della galleria idraulica di by-pass.

Nel proseguo della presente relazione, i quattro punti cardinali Nord, Est, Sud e Ovest verranno convenzionalmente indicati rispettivamente con le lettere N, E, S e O.

### 1.1 ABBREVIAZIONI DI RIFERIMENTO

- Enel o Committente = Enel Green Power Italia s.r.l.
- ATI = Associazione Temporanea d'Impresa
- FN = Frosio Next S.r.l.
- GD = Geodes S.r.l.
- Parco = Parco nazionale Gran Sasso e Monti della Laga
- Canale = canale di gronda Ruzzo Mavone
- OP = Opera di presa
- Appalto o Gara = gara d'appalto oggetto del contratto
- Pdl = Piano d'Indagini.

## **2   NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

La normativa di riferimento per i calcoli e le verifiche è costituita da:

- D.M. 17 gennaio 2018 “Norme tecniche per le costruzioni” - NTC 2018
- Circolare 11 febbraio 2019, n. 617/C.S.LL.PP.

### **3 CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA**

Per una descrizione più approfondita delle caratterizzazioni geologica e geotecnica si fa riferimento alle relazioni specifiche: R.050\_Relazione geologica e R.051\_Relazione geotecnica generale.

#### **3.1 CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA**

Dal punto di vista geologico strutturale il Gran Sasso d'Italia è un massiccio montuoso interessato da un complesso sistema a pieghe e sovrascorrimenti, delimitato da alcune importanti direttrici tettoniche. Tale sistema forma una peculiare geometria arcuata nell'Appennino Centrale, accavallando la successione carbonatica Triassico-Miocenica, relativa alla Piattaforma Carbonatica Laziale-Abruzzese (Trias superiore-Lias Inferiore) e al suo dominio di transizione al Bacino Pelagico Umbro-Marchigiano (dal Lias medio), al di sopra dei depositi silicoclastici messiniani della Formazione della Laga.

Il Gruppo è caratterizzato da piani di sovrascorrimento messiniano-pliocenici con andamento circa E-O e vergenza meridionale, che delimitano tre diverse unità tettono-stratigrafiche sovrapposte tra loro e successivamente dislocate dall'attività distensiva quaternaria. L'unità strutturalmente più bassa ed esterna corrisponde l'Unità della Laga, la quale è caratterizzata da fronti di accavallamento N-S riconoscibili a S della struttura anticlinale del Montagnone-Montagna dei fiori, immergente nel suo insieme verso S al di sotto del fronte del Gran Sasso ad andamento E-O (Calamita et al. 2002).

Verso l'esterno l'Unità della Laga è sovrascorsa su quella del Cellino tramite il sovrascorrimento di Teramo, a direzione N-S e vergenza occidentale (Figura 3.1).

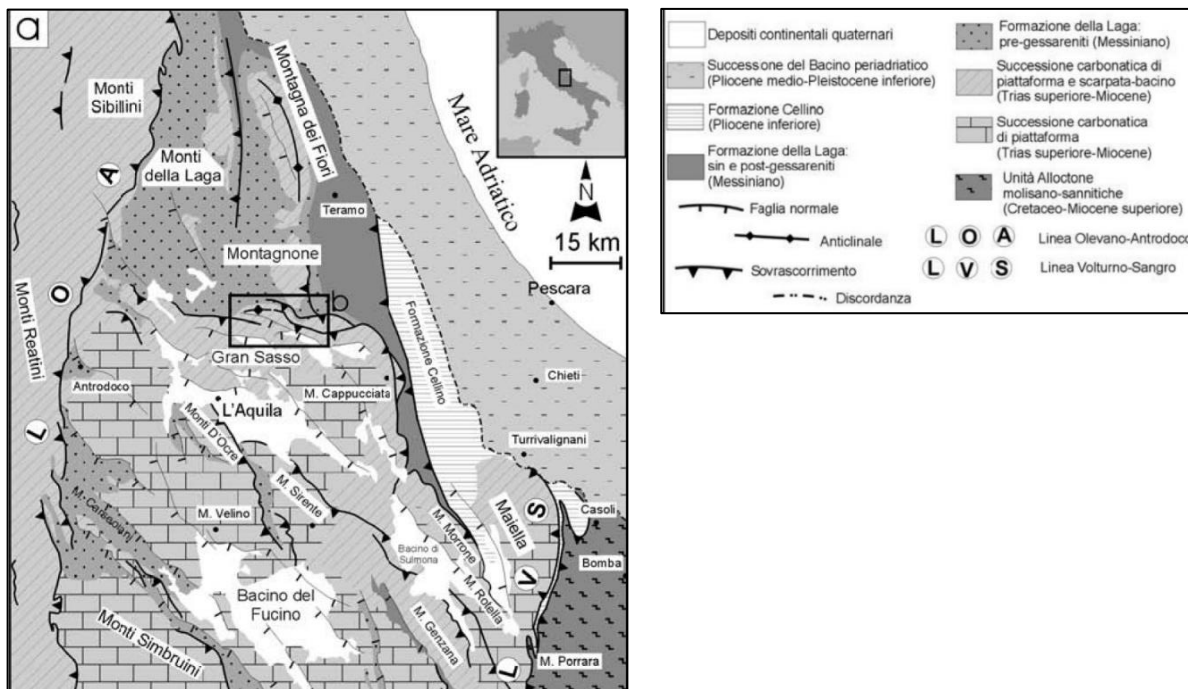


Figura 3.1 – Schema tettonico dell’Italia centrale (Calamita et al, 2004)

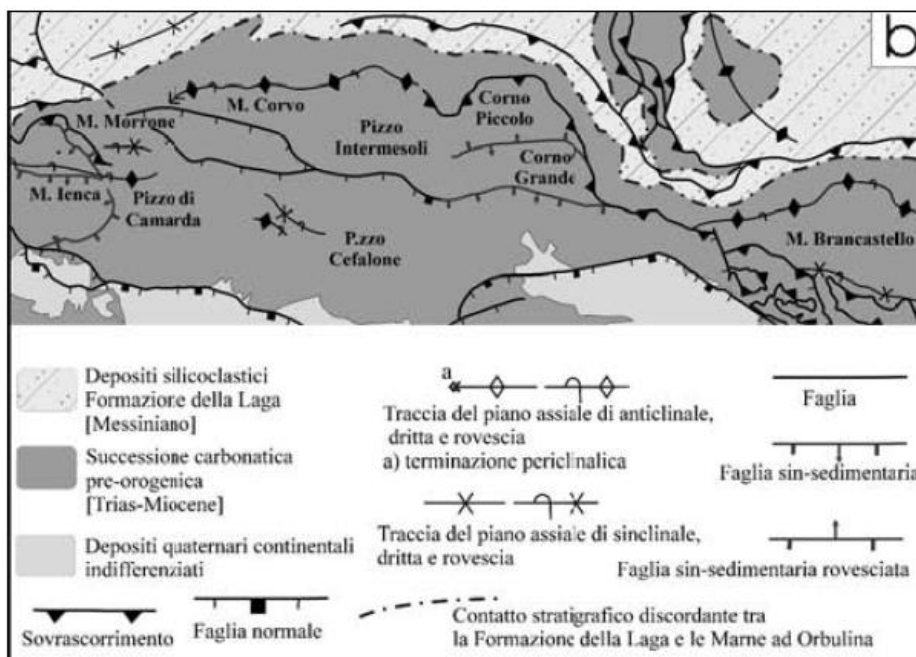


Figura 3.2 - Schema strutturale del settore centrale ed occidentale del Gran Sasso d’Italia (Calamita F. & Esetime P., 2008)

Più internamente è presente l’Unità del Gran Sasso, nella quale si distinguono un *thrust* superiore ed uno inferiore (riconosciuto nelle indagini eseguite durante la perforazione del traforo autostradale). Il *thrust* superiore permette la sovrapposizione dell’anticlinale di Corno Grande - Corno Piccolo sulla successione rovesciata della Val Maone ed è caratterizzato dall’aumento del rigetto nelle porzioni più orientali. Questa evidenza di terreno suggerisce la rotazione antioraria dell’unità superiore . Tra i due



*thrusts* è racchiusa l'unità intermedia con giacitura rovesciata tra Monte Corvo ed il Paretone (Est) del Corno Grande. Il piano di sovrascorrimento inferiore realizza la sovrapposizione della successione carbonatica su quella silicoclastica messiniana della Formazione della Laga (Figura 3.3). I due piani di sovrascorrimento si ricongiungono in corrispondenza del Monte Corvo, ad Ovest del quale si ha una continuità stratigrafica tra la successione carbonatica e i depositi silicoclastici tardo miocenici.

Due sistemi di faglie normali, paralleli e distanziati tra loro di 2.5 km circa, suddividono il Gran Sasso in un blocco settentrionale, che pone in affioramento le complesse strutture frontali, e in un blocco meridionale caratterizzato da un assetto circa monoclinale. Il sistema meridionale è riconducibile alle Faglie di Assergi e di Valle Fredda. Il sistema più esterno e settentrionale è quello della Faglia delle Tre Selle. Entrambi mostrano rigetti superiori alle centinaia di metri (circa 1000 m il primo, oltre 600 m il secondo) e sembrano, come nel caso della Sella di Corno Grande, essere parzialmente da ricollegare alla tettonica distensiva giurassica, che già nel Lias evidenziava nel Corno Grande un alto strutturale (Adamoli et al. 1981-82; Calamita et al. 2003).

Tali strutture mostrano attività pre-orogena, sin-orogena (connessa alla flessurazione dell'avampaese) e tardo/post-orogena (Quaternaria) responsabile dello sviluppo della depressione tettonica intrappenninica di Campo Imperatore.

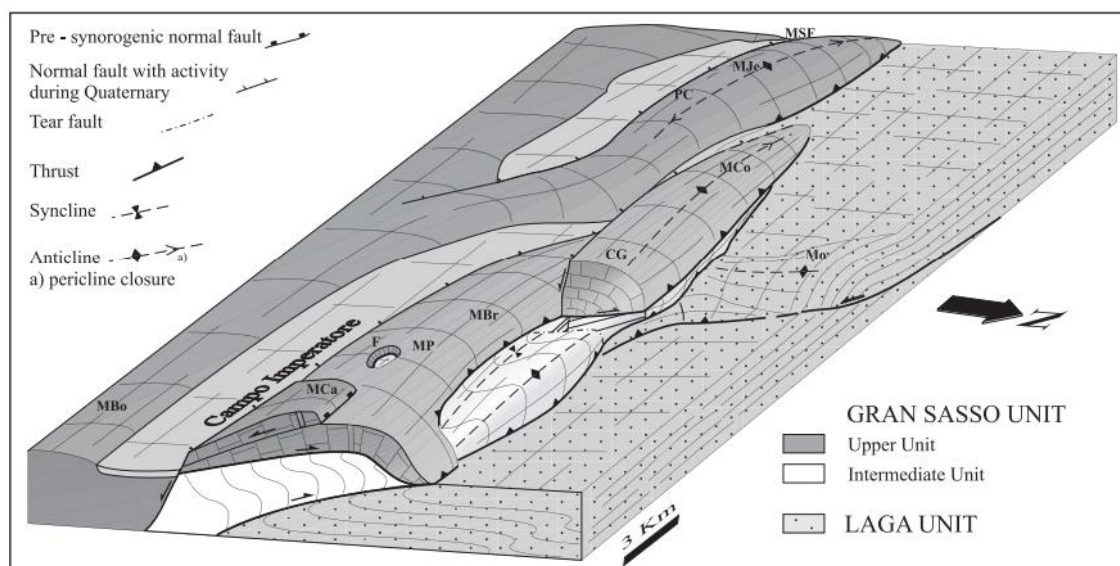


Figura 3.3 - Blocco diagramma del sistema a thrust del Gran Sasso d'Italia lungo il suo tratto ad andamento E-W, da Mt. Camicia a Mt. S. Franco (Viandante M. G. et al. 2006). MBo: Mt. Bolza; MCo: Mt. Camicia; MP: Mt. Prena; F: Finestra tettonica della Fornaca; MBr: Mt. Brancastello; CG: Corno Grande; Mo: Montagnone; MCo: Mt. Corvo; PC: Pizzo di Camarda; MJe: Mt. Jenca; MSF: Mt. S. Franco

### 3.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

La caratterizzazione geotecnica delle diverse unità presenti è stata effettuata utilizzando i dati ottenuti dalle diverse campagne di indagine in sito e dalle prove di laboratorio eseguite.

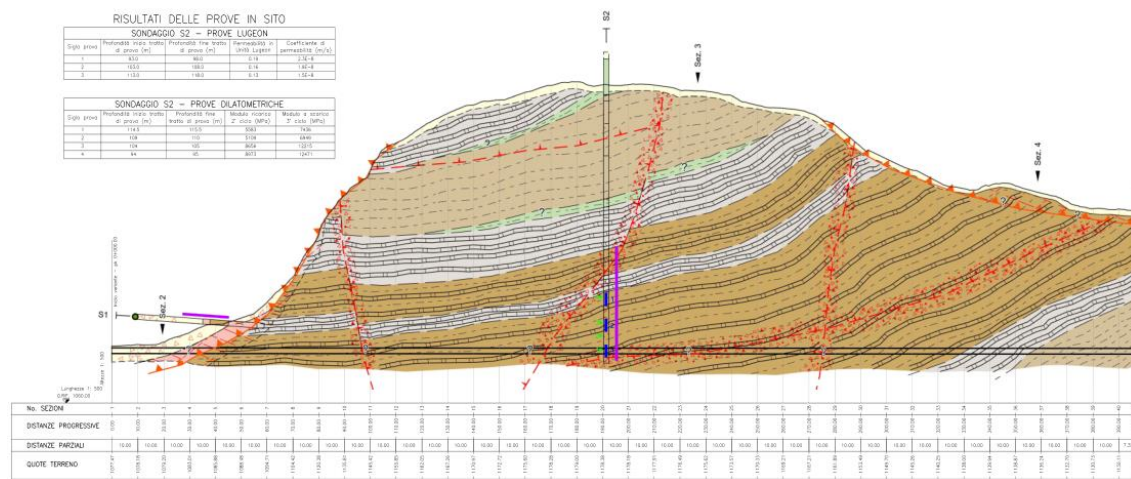


Figura 3.4 – Profilo longitudinale

Come è possibile vedere dal profilo longitudinale (Figura 3.4) le Unità Geotecniche presenti e che si prevede di intercettare con lo scavo della galleria di by-pass sono:

- Depositi detritici: costituiti da clasti e ciottoli eterometrici e spigolosi, immersi in una matrice fine sabbioso-limoso
- Argille limose: prodotto della disgregazione ed alterazione dell’ammasso roccioso marnoso calcareo dovuto dall’azione deformativa della paleo-frana lungo la sua superficie di scivolamento
- Calcari marnosi: con caratteristiche geomeccaniche variabili da molto buone a scarse a causa della presenza di faglie
- Calciruditi: con caratteristiche geomeccaniche buone
- Marne calcaree: con caratteristiche geomeccaniche buone.

I parametri della roccia intatta ottenuti per i diversi litotipi sono riportati nella seguente Tabella 3.1:

Tabella 3.1 – Parametri della roccia intatta

Litotipo	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$E_i$ (MPa)	$\sigma_{ci}$ (MPa)	$m_i$ (-)
Calcari marnosi	26.0	24449	17.710	42
Calciruditi	26.0	20328	14.416	50
Marne calcaree	25.9	18315	14.832	42

Dai rilievi geostrukturali eseguiti si è valutato il valore di GSI delle tre unità litoidi individuate, stimando i range riportati in Tabella 3.2:

*Tabella 3.2 – Valori di GSI delle diverse unità litoidi*

<b>Litotipo</b>	<b>GSI</b>
Calcari marnosi	45÷55
Calcari marnosi in zona di faglia	35÷45
Calciruditi	45÷55
Marne calcaree	40÷50

Per le unità geotecniche di materiali sciolti i parametri del terreno sono riportati nella seguente Tabella 3.3:

*Tabella 3.3 – Parametri geotecnici materiali sciolti*

<b>Litotipo</b>	<b><math>\gamma</math> (kN/m<sup>3</sup>)</b>	<b>E (MPa)</b>	<b>c' (kPa)</b>	<b><math>\phi'</math> (°)</b>
Argille limose	19.9	20	10	25
Depositi detritici	20.5	30	10	32

## 4 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

### 4.1 DETERMINAZIONE DELL'ACCELERAZIONE MASSIMA ATTESA

In base alla normativa vigente (NTC18), in tutto il territorio nazionale è necessario tenere conto dell'azione sismica per il dimensionamento e le verifiche delle costruzioni. Per le opere geotecniche è consentito ricorrere a metodi di calcolo pseudo-statici nei quali l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, funzione dell'accelerazione massima attesa nel sito in esame ( $a_{max}$ ).

In accordo a quanto indicato nel Paragrafo 7.11 delle NTC18, la caratterizzazione sismica è stata condotta con riferimento allo Stato Limite Ultimo di Salvaguardia della Vita (SLV) e allo Stato Limite di Esercizio o di Salvaguardia del Danno (SLD). In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima attesa al sito è stata valutata con la relazione:

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g$$

dove:

- $S$  è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica ( $S_s$ ) e dell'amplificazione topografica ( $S_T$ )
- $a_g$  è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Si sono considerate una classe d'uso II, cui è associato un coefficiente d'uso  $C_U = 1.0$ , e una vita nominale  $V_N = 50$  anni (Tipo di costruzione 2: opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale). Il periodo di riferimento per l'azione sismica ( $V_R$ ) risulta pertanto pari a  $V_R = V_N \cdot C_U = 50$  anni.

I valori dei parametri caratteristici di sismi su sito di riferimento rigido orizzontale per il comune di Roaschia (CN) sono riportati nella Tabella 4.1 seguente:

*Tabella 4.1 - Parametri caratteristici dell'azione sismica*

Periodo di riferimento per l'azione sismica  $V_R = 50$  anni

<b>Stato Limite</b>	<b><math>T_R</math> (anni)</b>	<b><math>a_g</math> (g)</b>	<b><math>F_o</math> (-)</b>	<b><math>T_c^*</math> (s)</b>
SLD	50	0.096	2.349	0.287
SLV	475	0.247	2.360	0.342

dove:

- $T_R$  è il periodo di ritorno

- $F_0$  è il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- $T^*_c$  è il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Come categoria di sottosuolo si è adottata la categoria di sottosuolo E (Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m). Il valore del coefficiente di amplificazione stratigrafica  $S_s$  risulta pari a 1.358 (v. Tabella 3.2.IV delle NTC18).

Relativamente alle condizioni topografiche, si è fatto riferimento alla categoria T2 (Pendii con inclinazione media  $i > 15^\circ$ ). Secondo quanto riportato nella Tabella 3.2.V delle NTC18, il coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$  è stato posto pari a 1.1 (valore in corrispondenza della mezzacosta del pendio). Il valore dell'accelerazione massima attesa al sito risulta pertanto pari a (Tabella 4.2):

Tabella 4.2 - Accelerazione massima attesa al sito

Stato Limite	$a_{max}$ (g)
SLD	0.1434
SLV	0.3690

Tale valore dell'accelerazione  $a_{max}$  dovrà essere utilizzato per determinare l'azione sismica pseudo-statica da adottare nelle analisi e nelle verifiche progettuali, come meglio specificato nel seguito.

## 4.2 DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Le forze di inerzia agenti dovute all'azione sismica, da tenere in conto nelle verifiche, risultano:

$$\begin{aligned} F_h &= k_h \cdot W \\ F_v &= k_v \cdot W \end{aligned} \quad (6.2)$$

dove:

- $F_h$  è la componente orizzontale della forza di inerzia, applicata al baricentro della massa potenzialmente instabile
- $F_v$  è la componente verticale della forza di inerzia, applicata al baricentro della massa potenzialmente instabile
- $k_h$  è il coefficiente sismico orizzontale
- $k_v$  è il coefficiente sismico verticale

- $W$  è il peso della massa potenzialmente instabile.

Per i coefficienti sismici valgono le seguenti espressioni:

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{\max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove:

- $\beta_s$  è il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito
- $a_{\max}$  è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito
- $g$  è l'accelerazione di gravità.

Sulla base di quanto indicato nel Paragrafo 7.11.4 delle NTC18, risulta:  $\beta_s=0.47$  per lo stato limite di esercizio SLD e  $\beta_s=0.38$  per lo stato limite ultimo SLV. Si ottengono pertanto i seguenti valori dei coefficienti sismici pseudo-statici:

	<b>SLD</b>	<b>SLV</b>
$k_h$	0.06740	0.14022
$k_v$	0.03370	0.07011

## 5 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI PREVISTI

La realizzazione del tratto di variante della gronda in galleria, in corrispondenza della zona franata, prevede la demolizione di un breve tratto della galleria esistente (circa 13 m) allo scopo di attaccare il nuovo tratto dapprima con una parte in artificiale (circa 22 m) e poi con un tratto di galleria naturale di circa di circa 376 m, per una lunghezza complessiva di 398.71 m. Nel seguito sono descritti gli interventi previsti sia per il tratto in galleria naturale, sia per il tratto artificiale.

### 5.1 OPERE SOTTERRANEE

Nel tratto di galleria naturale sono previste quattro sezioni tipo in base alla qualità e alla copertura del materiale scavato. Di seguito si dà una breve descrizione degli interventi previsti per ognuna di esse.

#### 5.1.1 SEZIONE TIPO G1

La sezione tipo G1 (Figura 5.1) è prevista nella zona di ammasso competente con buoni parametri geotecnici di resistenza, prevede un campo di avanzamento di 1.5 m, massimo 2 m, con scavo eseguito con l'utilizzo di esplosivo.

Il rivestimento di prima fase risulta composto da un ventaglio di chiodi  $\varnothing 25$  mm, lunghi 2 m con maglia  $1 \times 1.5$  m disposti a quinconce, ed uno strato di 10 cm di spritz beton fibrorinforzato. Il rivestimento definitivo in calcestruzzo armato classe C25/30 ha spessore variabile tra 20 e 30 cm. In caso di venute d'acqua sono previsti due drenaggi in avanzamento della lunghezza di 12 m. Sempre sul fronte, in caso di presenza di blocchi instabili durante la fase di posa del rivestimento di prima fase, è prevista l'applicazione di uno strato di spritz beton fibrorinforzato dello spessore di 3 cm così da prevenirne il distacco.

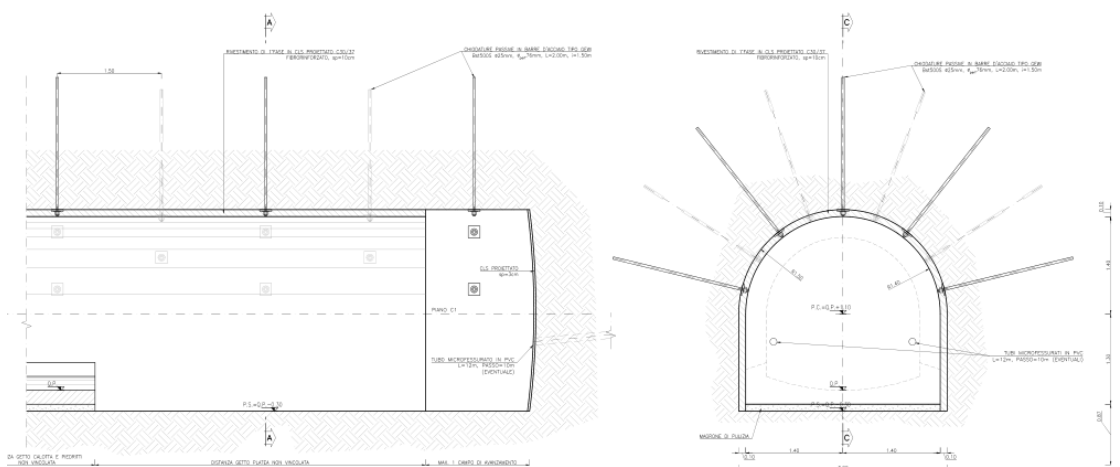


Figura 5.1 - Sezione tipo G1

### 5.1.2 SEZIONE TIPO G1-ALL

La sezione tipo G1-all (Figura 5.2) è prevista nella zona di ammasso competente, la sua funzione è permettere l'incrocio dei mezzi di smarino durante lo scavo così da garantire una veicolazione dei mezzi più efficiente.

Come per la sezione G1 prevede un campo di avanzamento di 1.5 m, massimo 2 m e lo scavo prevede l'utilizzo di esplosivo. Il rivestimento di prima fase risulta composto da un ventaglio di chiodi  $\varnothing 25$  mm, lunghi 2 m con maglia 1x1.5 m disposti a quinconce, ed uno strato di 10 cm di spritz beton fibrorinforzato.

Prima della posa del rivestimento definitivo, in calcestruzzo armato classe C25/30 con spessore variabile tra 20 e 30 cm, è previsto l'intasamento del volume scavato per l'allargo con magrone. In caso di venute d'acqua sono previsti due drenaggi in avanzamento della lunghezza di 12 m. Sempre sul fronte, in caso di presenza di blocchi instabili durante la fase di posa del rivestimento di prima fase, è prevista l'applicazione di uno strato di spritz beton fibrorinforzato dello spessore di 3 cm così da prevenirne il distacco

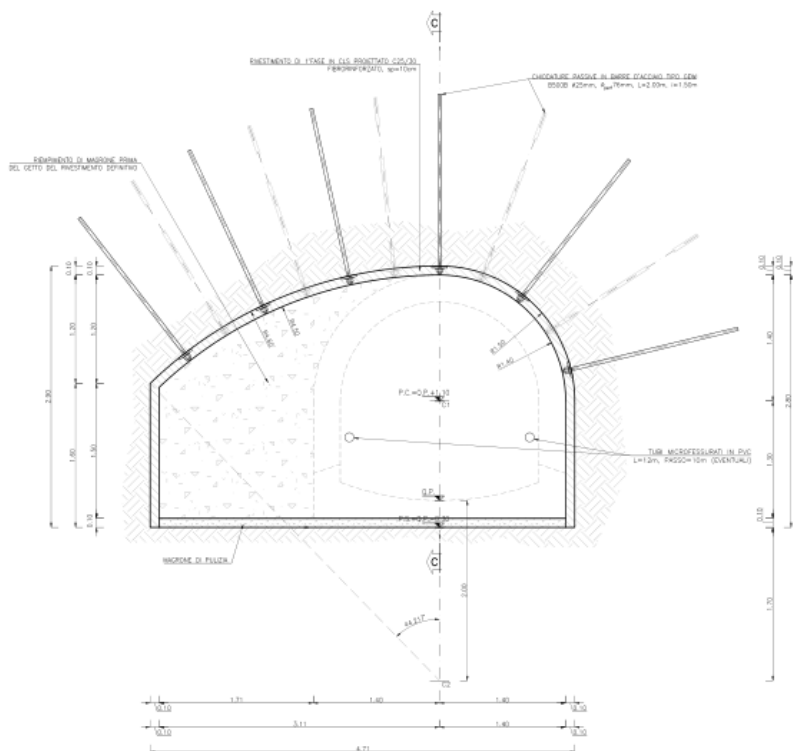


Figura 5.2 – Sezione tipo G1-all

### 5.1.3 SEZIONE TIPO G2

La sezione tipo G2 (Figura 5.3) è prevista nella zona di ammasso più fratturata dove i parametri geotecnici di resistenza risultano mediocri, prevede un campo di avanzamento di 1 m, massimo 1.2 m. Le condizioni di fratturazione dell'ammasso roccioso rendono possibile lo scavo con mezzi meccanici.



Il rivestimento di prima fase risulta composto da centine accoppiate IPN120 con passo  $1\div 1.2$  m ed uno strato di spritz beton fibrorinforzato di spessore 15 cm. Sul fronte è prevista l'applicazione di uno strato di spritz beton fibrorinforzato dello spessore di 3 cm così da prevenire il distacco di eventuali blocchi instabili. Il rivestimento definitivo in calcestruzzo armato classe C25/30 ha spessore variabile tra 20 e 30 cm. In caso di venute d'acqua sono previsti due drenaggi in avanzamento della lunghezza di 12 m.

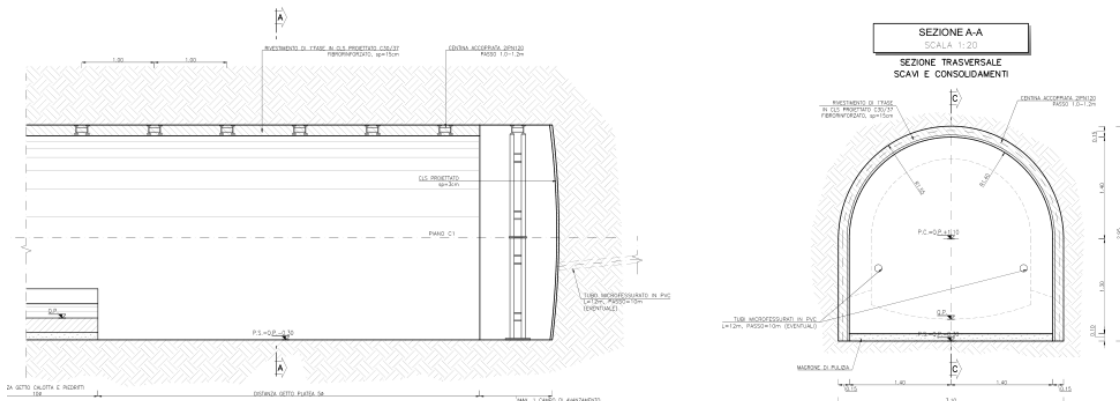


Figura 5.3 – Sezione tipo G2

### 5.1.4 SEZIONE TIPO G3

La sezione tipo G3 (Figura 5.4) è prevista nelle zone di faglia o per l'attraversamento delle argille e dei depositi detritici presenti nel primo tratto della galleria di by-pass, l'avanzamento previsto è di 1 m, riducibile a 0.8 m in caso di eccessiva deformazione del cavo. Anche in questo caso lo scavo avviene con mezzi meccanici. È previsto un preconsolidamento con barre in VTR cementate suddiviso in 14 elementi al fronte più 21 sul contorno di scavo. Il rivestimento di prima fase risulta composto da centine accoppiate IPN140 con passo  $0.8\div 1$  m ed uno strato di 20 cm di spritz beton fibrorinforzato. D ogni sfondo è prevista la posa di 3 cm di spritz beton fibrorinforzato sul fronte. Il rivestimento definitivo in calcestruzzo armato classe C25/30 ha spessore costante 30 cm. In caso di venute d'acqua sono previsti due drenaggi in avanzamento della lunghezza di 12 m.

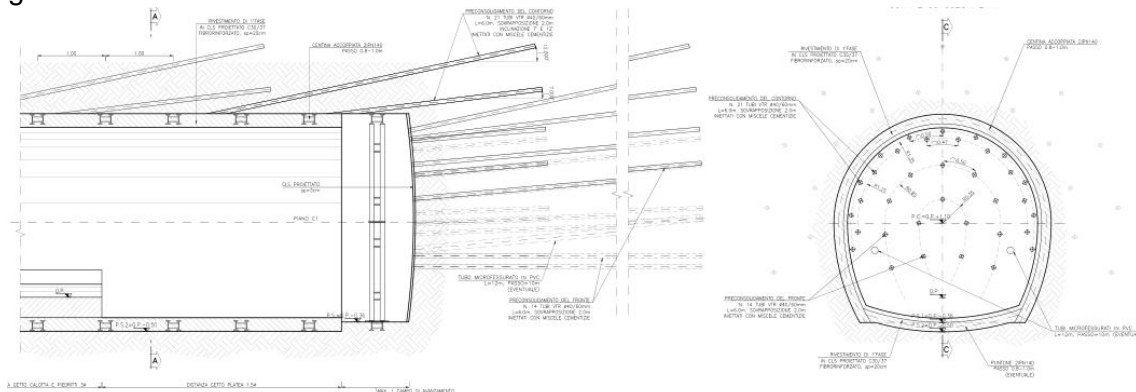


Figura 5.4 – Sezione tipo G3

## 5.1.5 DISTRIBUZIONE DELLE SEZIONI TIPO LUNGO IL TRACCIATO

La distribuzione delle sezioni tipo lungo il tracciato della variante alla galleria è riportata nel “Profilo geomeccanico” (elaborato D.155) ed è riepilogato nelle sottostanti Tabella 5.1, che riporta la distribuzione in termini percentuali, e Tabella 5.2, che riporta la lunghezza dei tratti attribuiti a ciascuna sezione tipo.

Tabella 5.1 – Distribuzione percentuale delle sezioni tipo lungo il tracciato

PM		Lunghezza (m)	Sezioni tipo					
inizio	fine		Artificiale (%)	Dima (%)	G1 (%)	G1-all (%)	G2 (%)	G3 (%)
0	14.28	14.28	100					
14.28	22.28	8		100				
22.28	42.28	20						100%
42.28	52.28	10					100%	
52.28	94.28	42			68%	12%	20%	
94.28	104.28	10					100%	
104.28	165.28	61			80%		20%	
165.28	177.28	12					100%	
177.28	186.28	9			100%			
186.28	256.28	70					70%	30%
256.28	271.28	15			100%			
271.28	281.28	10					100%	
281.28	331.28	50			70%	10%	20%	
331.28	358.55	27.27			80%		20%	
358.55	398.71	40.16			70%		30%	

Tabella 5.2 – Distribuzione in lunghezza delle sezioni tipo lungo il tracciato

PM		Lunghezza (m)	Sezioni tipo					
inizio	fine		Artificiale (m)	Dima (m)	G1 (m)	G1-all (m)	G2 (m)	G3 (m)
0	14.28	14.28	14.28					
14.28	22.28	8		8				
22.28	42.28	20			0		0	20
42.28	52.28	10			0		10	0
52.28	94.28	42			28.56	5.04	8.4	0
94.28	104.28	10			0		10	0
104.28	165.28	61			48.8		12.2	0
165.28	177.28	12			0		12	0
177.28	186.28	9			9		0	0
186.28	256.28	70			0		49	21
256.28	271.28	15			15		0	0
271.28	281.28	10			0		10	0

PM		Lunghezza (m)	Sezioni tipo					
inizio	fine		Artificiale (m)	Dima (m)	G1 (m)	G1-all (m)	G2 (m)	G3 (m)
281.28	331.28	50			35.00	5.00	10.00	0
331.28	358.55	27.27			21.82		5.45	0
358.55	398.71	40.16			28.11		12.05	0
			<b>14.28</b>	<b>8.00</b>	<b>186.29</b>	<b>10.04</b>	<b>139.10</b>	<b>41.00</b>

Ad eccezione di alcune tratte in cui sono state identificate e completamente attribuite ad un'unica sezione tipo, in altre tratte è stata definita una distribuzione percentuale delle sezioni tipo, sulla base della possibile variazione delle condizioni geomeccaniche attese.

L'effettiva distribuzione delle sezioni tipo sarà confermata in corso di scavo sulla base delle condizioni geomeccaniche rilevate in corso di scavo.

## 5.2 IMBOCCO DI MONTE

Data la scarsa copertura in materiale sciolto, per l'imbocco della galleria di bypass si prevede la realizzazione di una piccola trincea di scavo (Figura 5.5) per permettere la demolizione e quindi la costruzione del primo tratto di galleria in artificiale.

Per sostenere le pareti di scavo sono previste una berlinese di micropali lato imbocco, dove la parete risulta verticale, ed uno strato di spritz con chiodature sistematiche sulla scarpata laterale che presenta inclinazione 3 su 2.

### 5.2.1 PARATIA DI IMBOCCO

La paratia di imbocco verrà realizzata in micropali di lunghezza 9 m, diametro 250 mm con passo 0.4 m. I micropali sono armati con armatura tubolare in acciaio S275 avente diametro 168.3 mm e spessore 12.5 mm. A 2 m dalla testa palo si prevede un ordine di tiranti in barre tipo GEWI Plus S670/800 Ø35 mm completamente cementate di lunghezza 9 m, interasse 2 m ed inclinazione 20° con precarico pari a 50 kN; come trave di ripartizione per il carico dei tiranti si prevedono due profili HEB140 accoppiati.

Sono inoltre previsti una serie di dreni per garantire le condizioni di scavo drenate.

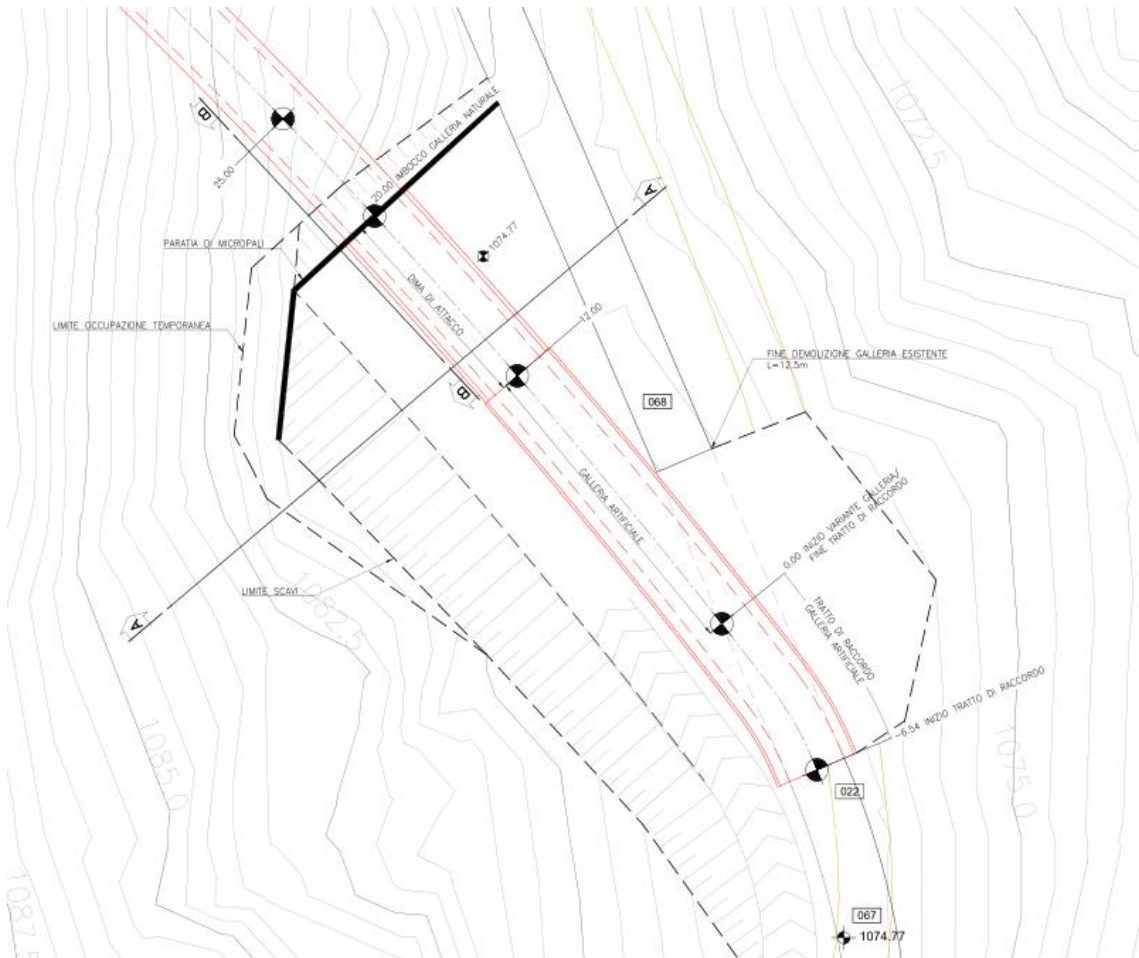


Figura 5.5 – Imbocco di monte

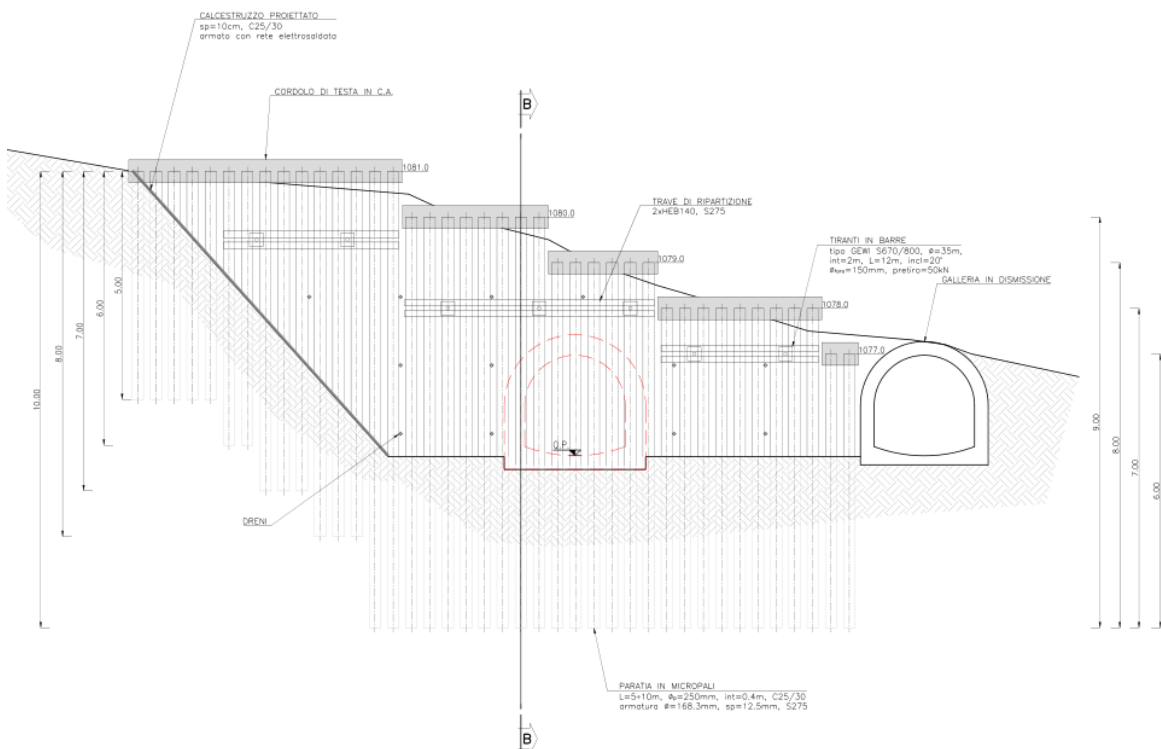


Figura 5.6 - Paratia di imbocco

### 5.2.2 SCARPATA LATERALE TRINCEA DI IMBOCCO

La scarpata laterale della trincea di scavo, realizzata per la demolizione e la realizzazione dell'innesto della galleria di by-pass, prevede una chiodatura sistematica con barre tipo GEWI B500B  $\varnothing 25$  mm completamente cementate di lunghezza 6 m perpendicolari alla scarpata (Figura 5.7).

Sono inoltre previsti una serie di dreni di lunghezza 1 m così da garantire lo scavo in condizioni drenate.

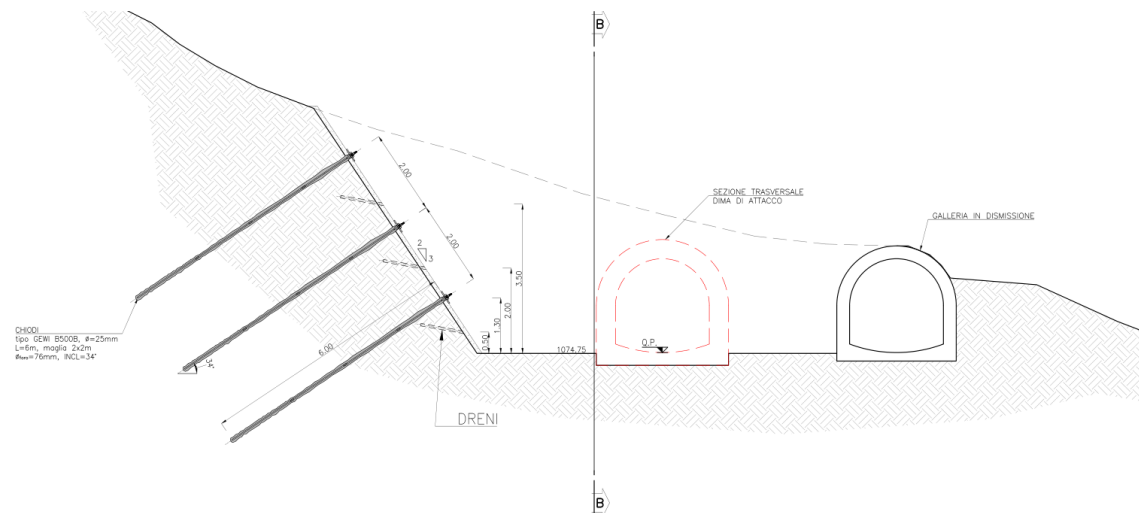


Figura 5.7 – Sezione AA in fase esecutiva

### 5.2.3 GALLERIA ARTIFICIALE

La galleria artificiale per l'innesto del nuovo tracciato di by-pass è previsto venga realizzata in opera e prontamente ritombata a maturazione del calcestruzzo avvenuta (Figura 5.8).

La tratta di galleria artificiale che anticipa la paratia berlinese sarà realizzata con funzione di dima di contrasto prima dell'attacco della galleria naturale su una lunghezza di 8.0 m e la sua sezione tipo prevede la messa in opera di centine a passo di 1.0 m e calcestruzzo proiettato (Figura 5.9), in modo da formare un guscio protettivo e consentire l'attacco della galleria naturale con il taglio della berlinese.

All'interno della dina verrà poi realizzato il rivestimento definitivo in continuità con quello della galleria naturale e successivamente al getto verrà eseguito il ritombamento finale con il ripristino della scarpata naturale.

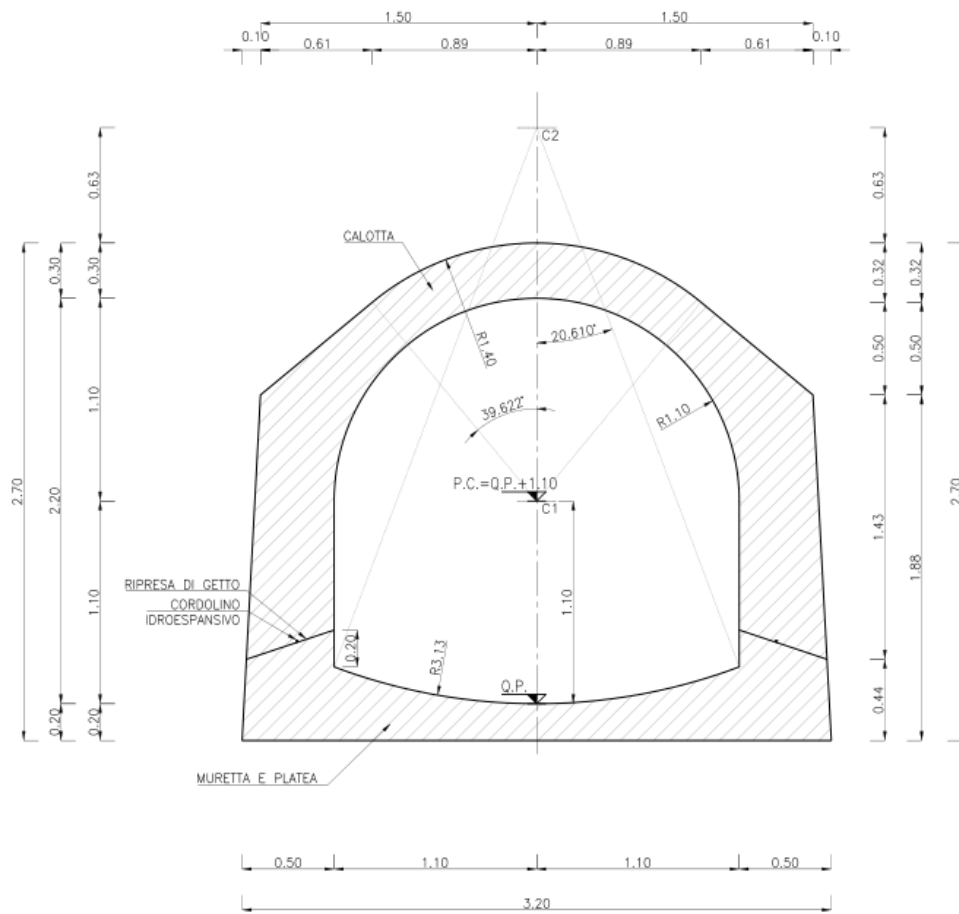


Figura 5.8 – Sezione tipo galleria artificiale

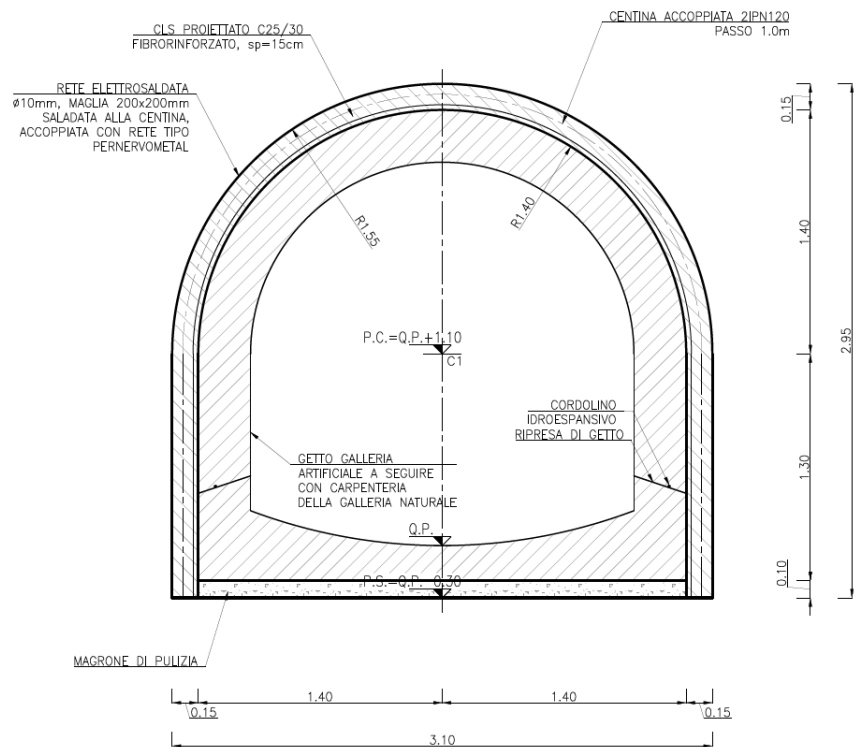


Figura 5.9 – Sezione tipo della dima di attacco

Al termine della realizzazione della struttura della galleria artificiale, trascorso il tempo di maturazione dei getti, lo scavo dell'imbocco potrà essere completamente ritombato, ripristinando il pendio secondo la geometria originaria (Figura 5.10)

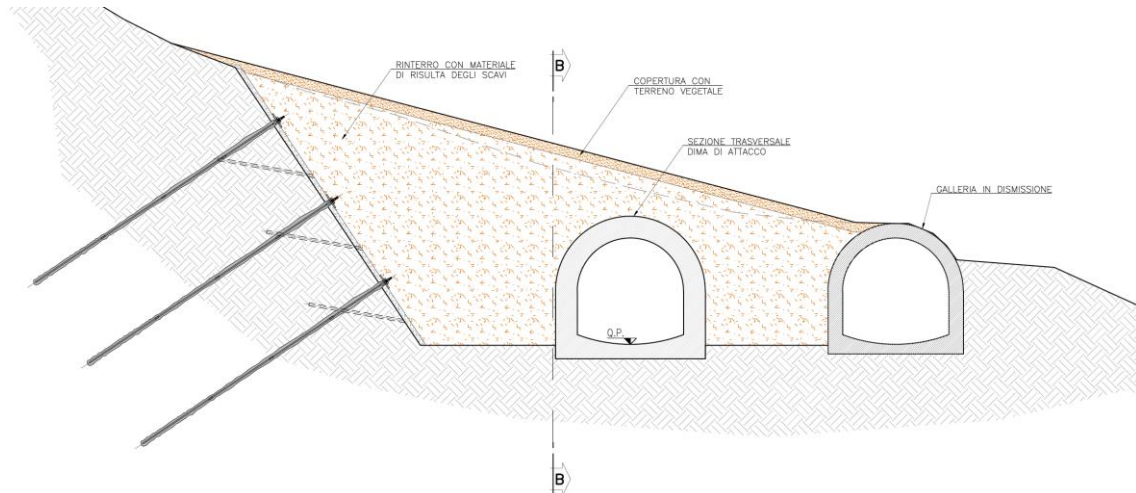


Figura 5.10 – Ritombamento dello scavo di imbocco

### 5.3 MATERIALI

I materiali che costituiscono le opere di sostegno sono definiti di seguito:

#### Calcestruzzo proiettato fibrorinforzato

classe di resistenza	C 25/30
$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$	$f_{cd} \geq 14.17 \text{ N/mm}^2$
modulo elastico	$E = 28500 \text{ MPa}$
dosaggio fibre	$\geq 3 \text{ kg/m}^3$

#### Calcestruzzo per getti in opera

classe di resistenza	C 25/30
$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$	$f_{cd} \geq 14.17 \text{ N/mm}^2$
modulo elastico	$E = 31400 \text{ MPa}$

#### Acciaio per chiodature

tipo di acciaio	B500B
tensione di snervamento	$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$
tensione di calcolo	$f_{yd} = 435 \text{ N/mm}^2$
tensione di rottura	$f_{tk} = 550 \text{ N/mm}^2$
modulo elastico	$E = 210 \text{ GPa}$

#### Acciaio per centine galleria

tipo di acciaio	S275
tensione di snervamento	$f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$
tensione di calcolo	$f_{yd} = 261.9 \text{ N/mm}^2$
tensione di rottura	$f_{tk} = 430 \text{ N/mm}^2$

modulo elastico	E = 210 GPa
<u>Acciaio in barre per armature</u>	
tipo di acciaio	B450C
modulo elastico	E = 210 GPa
<u>Elementi strutturali in VTR al fronte</u>	
densità	$\geq 1.7 \text{ t/ m}^3$
resistenza a trazione	$\geq 400 \text{ MPa (UNI 5819)}$
allungamento a rottura	$\geq 2\%$
resistenza a flessione	$\geq 350 \text{ MPa (UNI 4219)}$
resistenza a taglio	$\geq 85 \text{ MPa (ASTM D732)}$
modulo elastico	$E \geq 15000 \text{ MPa}$
contenuto in vetro in peso	$\geq 55\%$
<u>Barre per tiranti paratia</u>	
tipo di acciaio	S670/800
tensione di snervamento	$f_{yk} = 670 \text{ N/mm}^2$
tensione di calcolo	$f_{yd} = 582.6 \text{ N/mm}^2$
tensione di rottura	$f_{tk} = 800 \text{ N/mm}^2$
modulo elastico	E = 210 GPa
<u>Acciaio per armatura micropali e profili paratia di imbocco</u>	
tipo di acciaio	S275
tensione di snervamento	$f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$
tensione di calcolo	$f_{yd} = 239.1 \text{ N/mm}^2$
tensione di rottura	$f_{tk} = 430 \text{ N/mm}^2$
modulo elastico	E = 210 GPa



## 6 ANALISI NUMERICHE DELLE OPERE SOTTERRANEE

Per la valutazione del comportamento tensio-deformativo dell'ammasso roccioso e delle strutture di sostegno delle opere in sotterraneo sono state condotte delle analisi numeriche di simulazione dello scavo con il metodo degli elementi finiti, in condizioni di deformazione piana, utilizzando il codice di calcolo Phase 2 v. 8.024.

Il metodo degli elementi finiti in campo piano permette una valutazione, in termini quantitativi, dello stato tensionale e degli spostamenti nel terreno e nelle strutture, tenendo conto di uno stato di tensione iniziale anisotropo, dell'effettiva situazione geometrica in esame e della sequenza degli interventi previsti.

Lo stato tensionale iniziale è stato supposto di tipo geostatico; le tensioni principali massime e minime sono state assegnate mediante una prima fase di inizializzazione (Step 0), in cui agli elementi del modello, a partire da uno stato tensionale nullo, vengono applicate le forze di volume costituite dal peso proprio attribuito ai diversi materiali.

Il livello di falda nei modelli non è stato considerato in quanto gli scavi sono realizzati tutti drenando le acque al contorno.

La simulazione delle diverse fasi di scavo e costruzione è stata condotta "attivando", nel corso della sequenza delle analisi, le caratteristiche degli elementi che nel modello rappresentano le strutture di sostegno e di rivestimento. Al tempo stesso, in accordo alle modalità esecutive seguite, lo scavo è stato riprodotto mediante l'usuale procedimento che consiste nel "disattivare elementi scavati" ed applicare sul contorno dello scavo delle forze nodali che portino su di esso, in modo graduale, a componenti di sollecitazione (normale e di taglio) nulle.

Per simulare gli effetti tensionali indotti dagli scavi, considerando la tridimensionalità del problema, si è adottata una tecnica di simulazione comunemente utilizzata nel calcolo di gallerie: questa consiste nell'applicazione di un sistema di forze equivalenti, con le quali la superficie lungo cui si opera lo scavo viene liberata dalle tensioni inizialmente presenti nel terreno (Barla e Jarre, 1986).

L'effetto di contenimento del cavo, dovuto al fronte di avanzamento, è introdotto nelle analisi graduando il sistema di forze equivalenti applicate sulla superficie dello scavo, in accordo con i procedimenti costruttivi previsti. La percentuale delle forze di scavo da applicare è valutabile, in funzione della distanza del fronte di avanzamento dalla sezione di calcolo, del comportamento del terreno (elastico; elasto-plastico) e della eventuale presenza di interventi di contenimento sul nucleo di scavo.

In relazione a quanto sopra, il metodo comporta:

- definizione del modello (dimensione fisica e geometrica della regione da rappresentare, sia per il terreno che per le strutture di sostegno, numerazione dei nodi e degli elementi, condizioni di contorno)
- definizione delle leggi sforzo-deformazione e di resistenza dei materiali interessati
- definizione dello stato tensionale preesistente nel terreno, prima dello scavo della galleria
- simulazione delle fasi esecutive previste.

I modelli numerici sono stati sufficientemente estesi in profondità e lateralmente per permettere di ritenere trascurabili le condizioni di vincolo introdotte sui bordi dei modelli stessi. Nei casi di elevata copertura il modello non viene esteso fino al piano campagna, ma si tiene conto del reale carico geostatico definendo nel software la copertura voluta.

Le strutture costituenti il rivestimento di prima fase, in calcestruzzo proiettato armato con centine, e le strutture costituenti il rivestimento definitivo in calcestruzzo armato sono state discretizzate con elementi monodimensionali di tipo "liner" con comportamento elastico e caratteristiche meccaniche ed inerziali equivalenti a quelle delle strutture simulate.

In caso di interventi di consolidamento sull'intorno della calotta (infilaggi / VTR iniettate) si è modellata una fascia di materiale con caratteristiche migliorate (Figura 6.1).

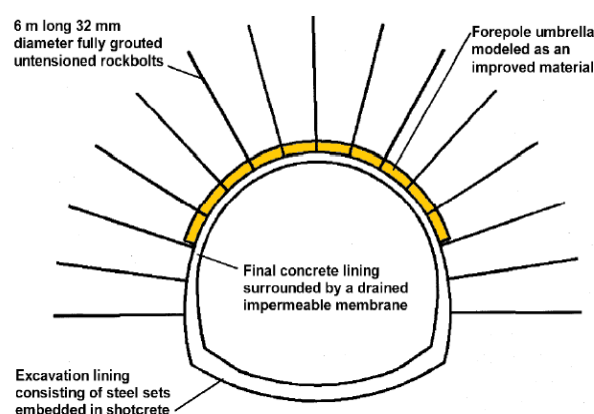


Figura 6.1 – Schema modellazione elementi di stabilizzazione del cavo

Le diverse fasi considerate nelle analisi sono riepilogate di seguito per le diverse sezioni tipo. I valori del rilascio tensionale parziale impiegati durante le diverse fasi realizzative sono stati definiti, per ciascuna sezione di calcolo secondo la formula sottostante in base alla distanza di installazione dei rivestimenti rispetto al fronte di scavo:

$$\lambda(x) = 0,28 + 0,72 \left\{ 1 - \left[ \frac{0,84 \cdot a}{(0,84 \cdot a + x)} \right]^2 \right\}$$

dove:

- $\lambda$  è lo scarico parziale delle tensioni
- $x$  è la distanza dal fronte
- $a$  è il raggio equivalente della sezione di scavo.

I criteri di resistenza utilizzati per descrivere il comportamento tensio-deformativo delle rocce o dei terreni in cui avviene lo scavo sono:

- il criterio curvilineo di Hoek-Brown generalizzato, per le rocce

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left( m_b \cdot \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^\alpha$$

- il criterio lineare di Mohr-Coulomb, per i terreni

$$\tau = c' + \sigma_n \cdot \tan \phi'$$

### 6.1 SEZIONE TIPO G1

La sezione tipo G1 è stata verificata per tre condizioni:

- copertura massima, all'interno dell'ammasso calcareo marnoso competente
- copertura media, all'interno delle calciruditi
- copertura media, all'interno delle marne calcaree.

I parametri geotecnici utilizzati nei tre modelli sono riportati nella seguente Tabella 6.1:

*Tabella 6.1 – Parametri geotecnici modelli sezione tipo G1*

UG	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	GSI	$\sigma_{ci}$ (MPa)	$m_i$	$m_b$	s	a	$E_d$ (MPa)
Calcari	26	55	17.710	42	8.419	0.0067	0.504	9982
Calciruditi	26	50	14.416	50	8.384	0.0039	0.506	6244
Marne	25.9	45	14.832	42	5.886	0.0022	0.508	4096

Per simulare l'andamento non piano della superficie del piano campagna si è applicato fin dal primo step un carico equivalente sul lato superiore del modello così da simulare in maniera il più veritiera possibile l'andamento delle tensioni geostatiche.

Trattandosi di una galleria profonda il coefficiente di spinta a riposo  $K_0$  è stato considerato pari ad 1. La copertura al di sopra della galleria per i tre modelli è riportata nella seguente Tabella 6.2.

*Tabella 6.2 – Coperture al di sopra della galleria*

		Calcari	Calciruditi	Marne
Copertura	m	102.15	62.80	55.45

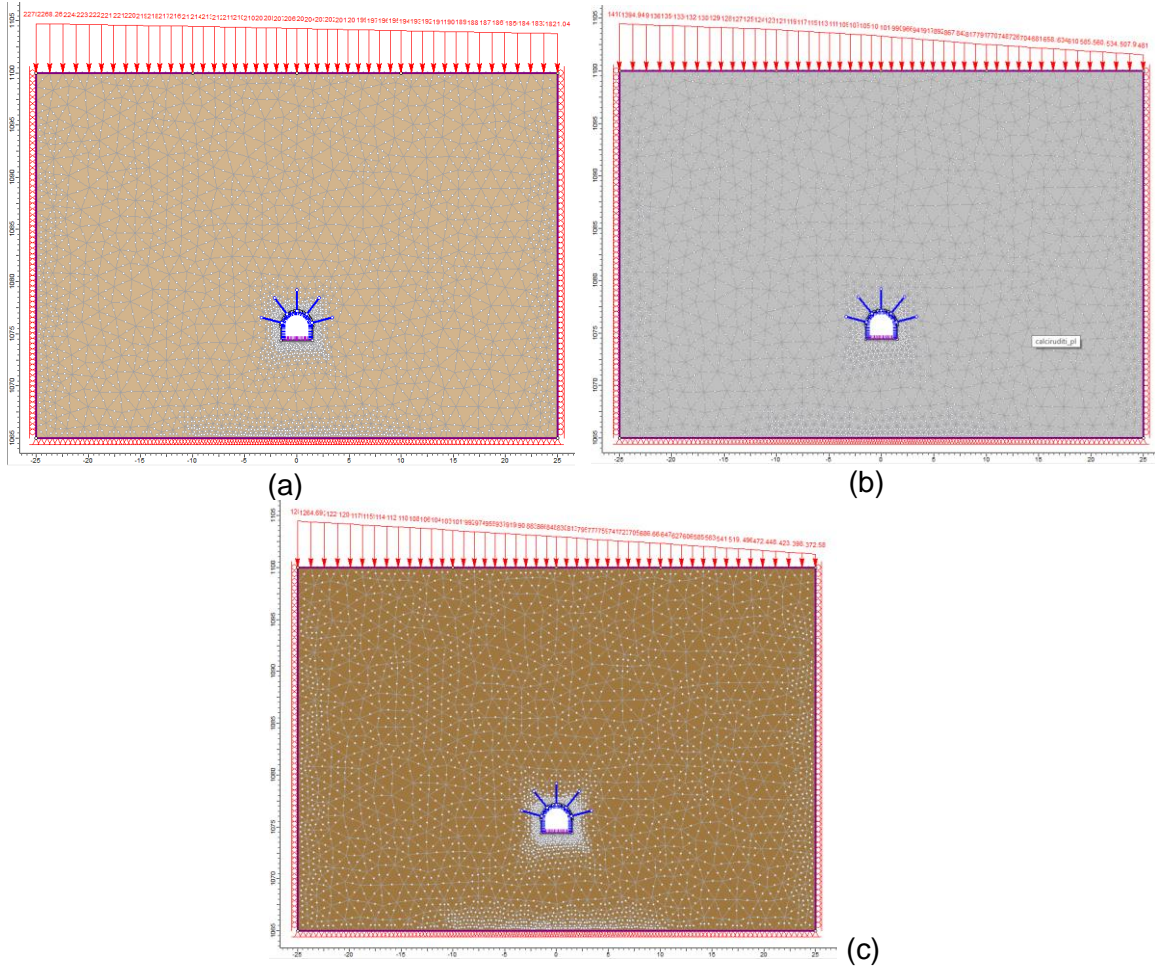
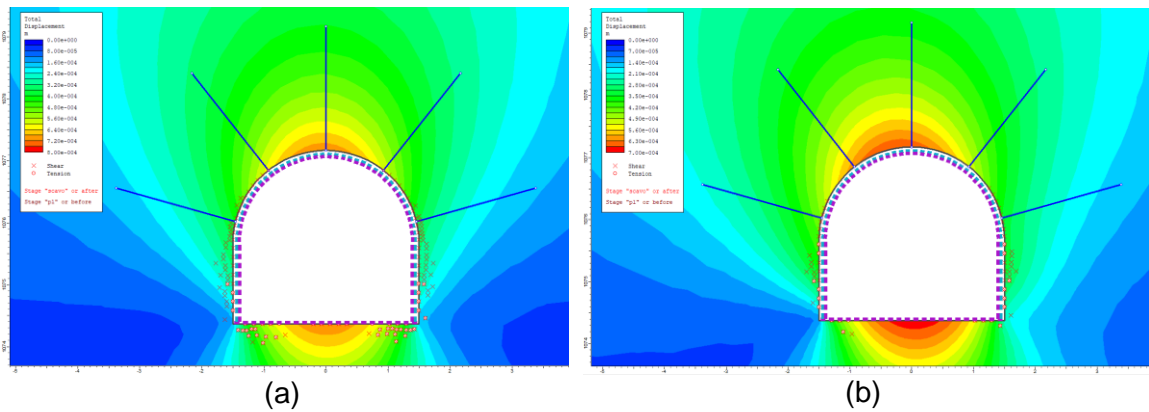


Figura 6.2 – Sezione tipo G1. (a) Calcari marnosi (b) Calciruditi (c) Marne calcaree

I risultati in termini di spostamenti e punti plastici sono riportati nelle Figura seguente (Figura 6.3), come è possibile vedere gli spostamenti ottenuti ad opera finita risultano di ordine millimetrico con qualche punto plastico nell'intorno degli spigoli tra piedritto e soletta.



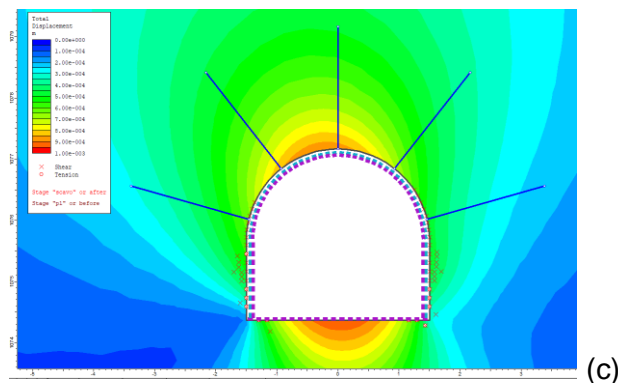


Figura 6.3 – Spostamenti e punti plastici sezione tipo G1. (a) Calcari marnosi (b) Calciruditi (c) Marne calcaree

## 6.2 SEZIONE TIPO G1-ALL

La sezione tipo G1-all è stata verificata per la copertura massima, all'interno dell'ammasso calcareo marnoso competente.

I parametri geotecnici utilizzati nel modello sono riportati nella seguente Tabella 6.3

Tabella 6.3 – Parametri geotecnici modelli sezione tipo G1

UG	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	GSI	$\sigma_{ci}$ (MPa)	$m_i$	$m_b$	s	a	$E_d$ (MPa)
Calcari	26	55	17.710	42	8.419	0.0067	0.504	9982

Per simulare l'andamento non piano della superficie del piano campagna si è applicato fin dal primo step un carico equivalente sul lato superiore del modello così da simulare in maniera il più veritiera possibile l'andamento delle tensioni geostatiche.

Trattandosi di una galleria profonda il coefficiente di spinta a riposo  $K_0$  è stato considerato pari ad 1. La copertura al di sopra della galleria è pari a 102.15 m.

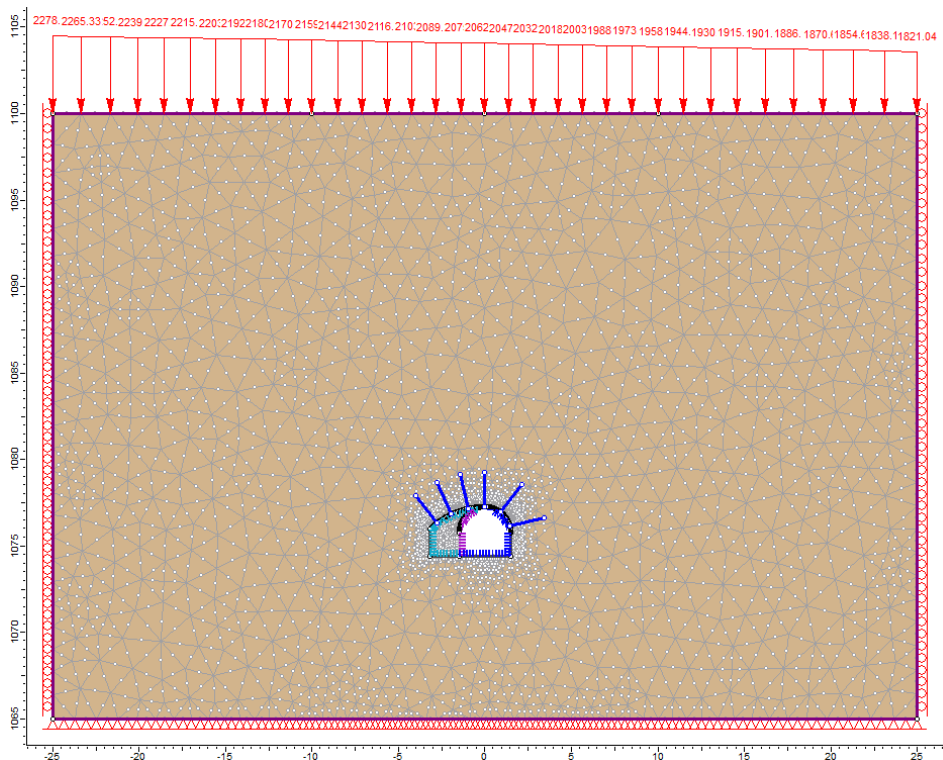


Figura 6.4 – Sezione tipo G1-all

I risultati in termini di spostamenti e punti plastici sono riportati nelle Figura seguente (Figura 6.3), come è possibile vedere gli spostamenti ottenuti ad opera finita risultano di ordine millimetrico con qualche punto plastico lungo i piedritti ed ai lati della calotta.

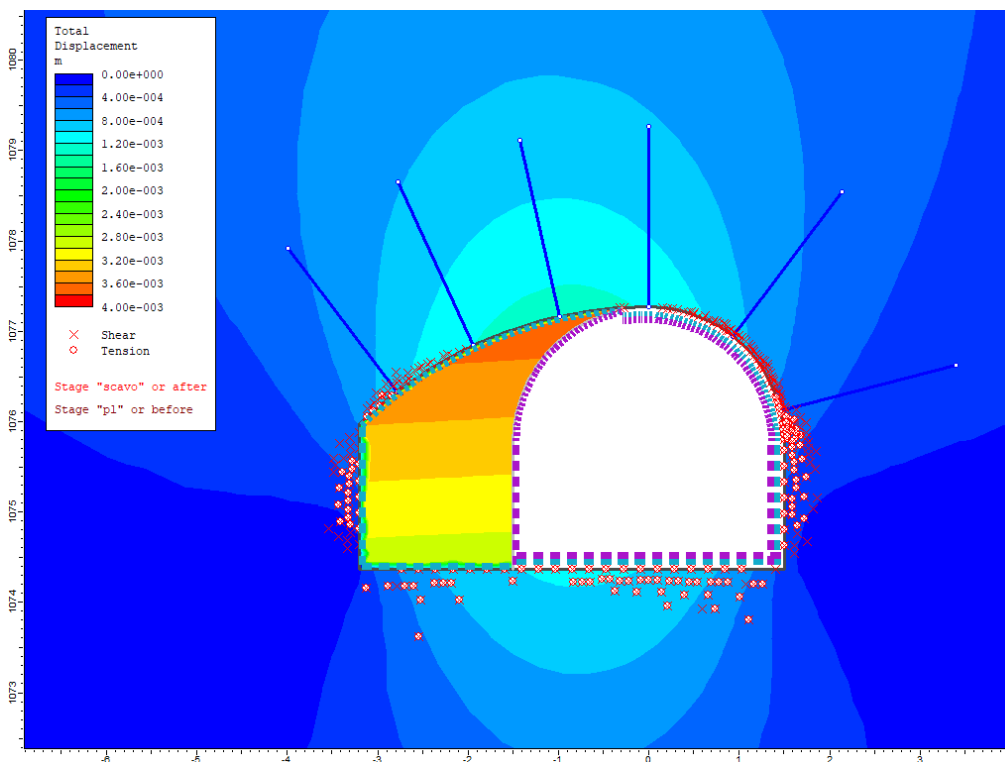


Figura 6.5 – Spostamenti e punti plastici sezione tipo G1-all

### 6.3 SEZIONE TIPO G2

La sezione tipo G2 è stata verificata per la copertura massima all'interno dei calcari marnosi in caso di ammasso fratturato.

I parametri geotecnici utilizzati nei tre modelli sono riportati nella seguente Tabella 6.1:

Tabella 6.4 – Parametri geotecnici modelli sezione tipo G2

UG	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	GSI	$\sigma_{ci}$ (MPa)	$m_i$	$m_b$	s	a	$E_d$ (MPa)
Calcari	26	45	17.710	42	5.891	0.0022	0.508	5468

Per simulare l'andamento non piano della superficie del piano campagna si è applicato fin dal primo step un carico equivalente sul lato superiore del modello così da simulare in maniera il più veritiera possibile l'andamento delle tensioni geostatiche.

Trattandosi di una galleria profonda il coefficiente di spinta a riposo  $K_0$  è stato considerato pari ad 1. La copertura al di sopra della galleria è pari a 102.15 m.

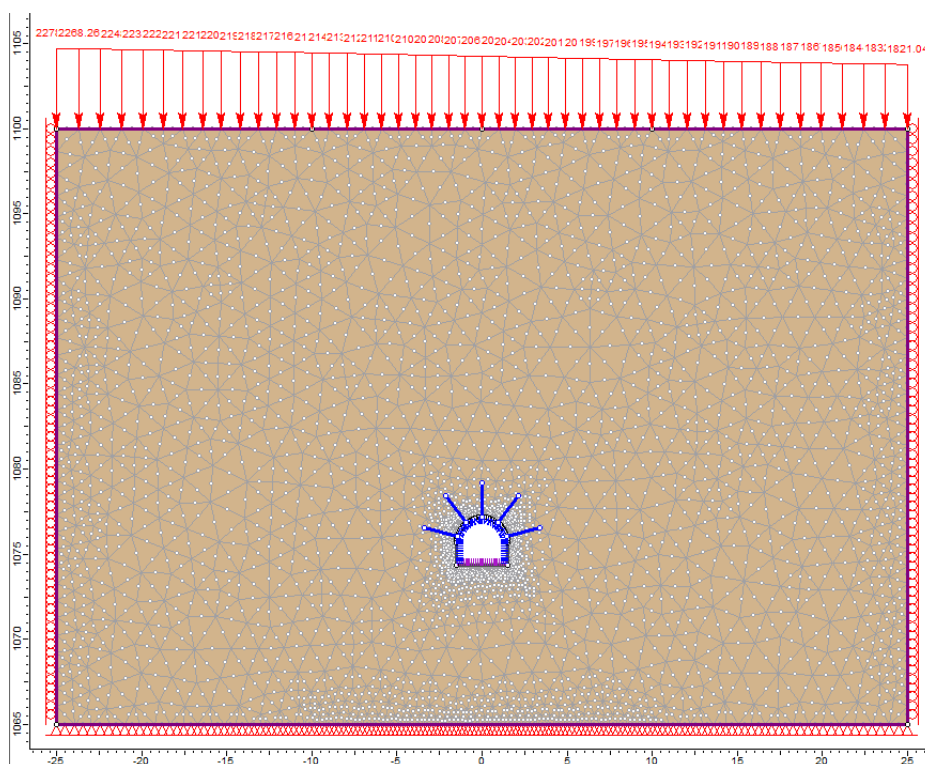


Figura 6.6 – Sezione tipo G2

I risultati in termini di spostamenti e punti plastici sono riportati nella figura seguente (Figura 6.7), come è possibile vedere gli spostamenti ottenuti ad opera finita risultano di ordine millimetrico, con qualche punto plastico sui piedritti e nell'intorno degli spigoli tra piedritto e soletta.

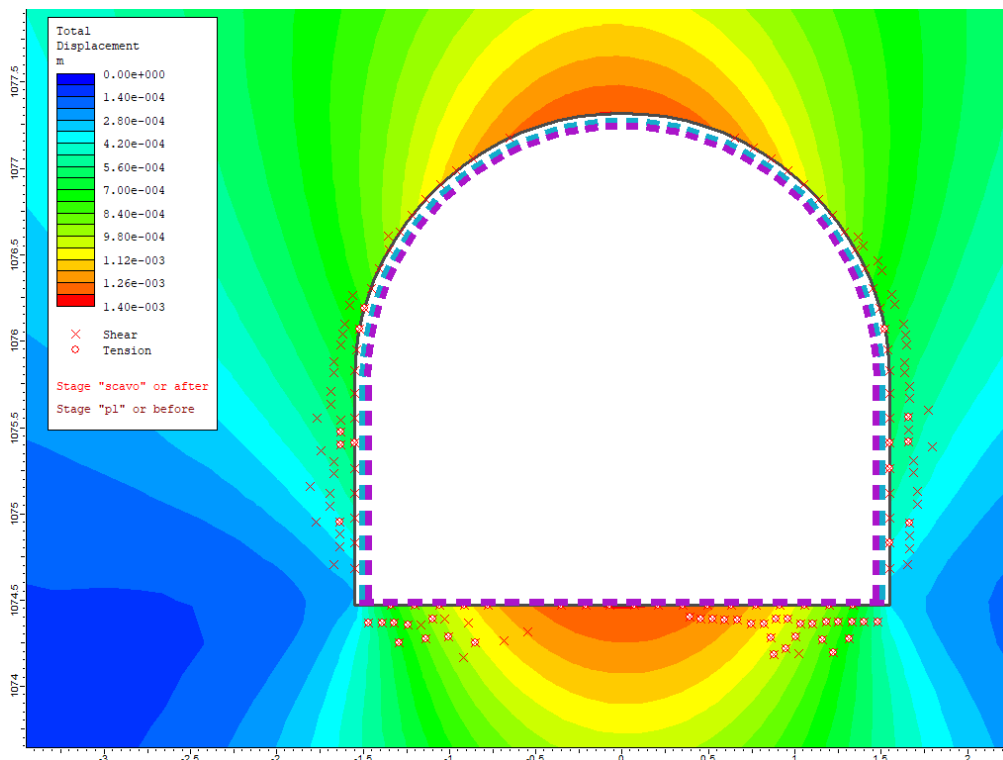


Figura 6.7 – Spostamenti e punti plastici sezione tipo G2

### 6.4 SEZIONE TIPO G3

La sezione tipo G3 è stata verificata per due condizioni:

- copertura massima, all'interno dell'ammasso calcareo in zona di faglia
- copertura bassa, all'interno delle argille e dei depositi detritici.

All'interno delle argille e dei depositi detritici è prevista la realizzazione di consolidamenti con barre VTR iniettate con miscela cementizia, simulati con una fascia di materiale dalle caratteristiche geotecniche migliorate.

I parametri geotecnici utilizzati nei tre modelli sono riportati nella seguente Tabella 6.5:

Tabella 6.5 – Parametri geotecnici modelli sezione tipo G3

UG	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	GSI	$\sigma_{ci}$ (MPa)	$m_i$	$m_b$	s	a	$E_d$ (MPa)
Calcari	26	35	17.710	42	4.122	0.0007	0.516	2773

UG	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)	$E_d$ (MPa)
Argille	19.88	10	25	20
Depositi detritici	20.50	10	32	30
Consolidamento in argille	20	1000	25	40
Consolidamento in detrito	21	1000	32	50



Per simulare l'andamento non piano della superficie del piano campagna, nel modello di galleria profonda in zona di faglia, si è applicato fin dal primo step un carico equivalente sul lato superiore del modello così da simulare in maniera il più veritiera possibile l'andamento delle tensioni geostatiche. Contrariamente il modello per lo scavo in argille e depositi detritici si estende fino alla superficie topografica.

Per la copertura massima in zona di faglia trattandosi di una galleria profonda il coefficiente di spinta a riposo  $K_0$  è stato considerato pari ad 1, al contrario lo scavo all'interno dei depositi detritici e delle argille è a bassa profondità quindi il coefficiente di spinta a riposo  $K_0$  è stato considerato pari a 0.6. La copertura al di sopra della galleria per i tre modelli è riportata nella seguente Tabella 6.6.

Tabella 6.6 – Coperture al di sopra della galleria

		Calcari	Argille / Depositi detritici
Copertura	m	102.15	5.55

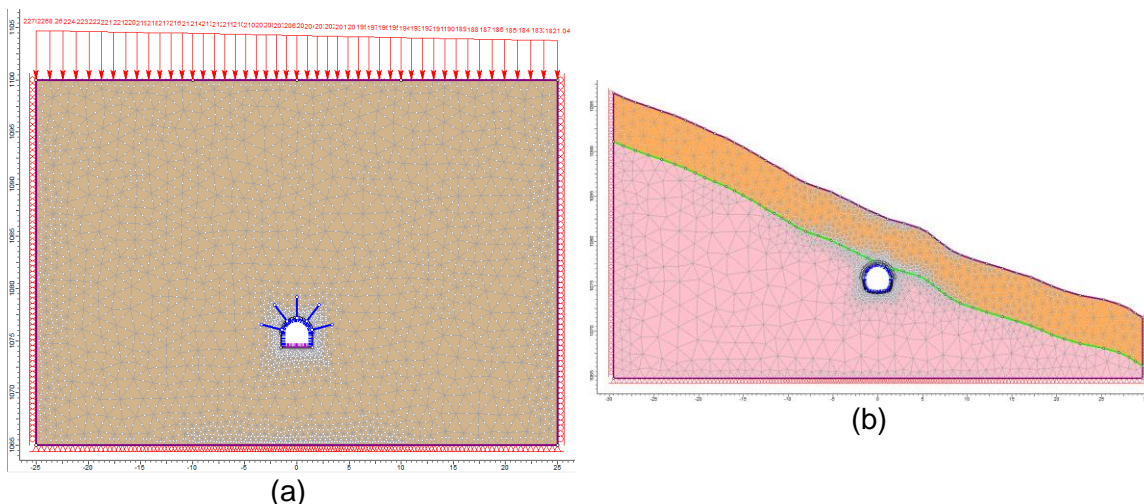


Figura 6.8 – Sezione tipo G3. (a) Calcari marnosi (b) Argille e depositi detritici

I risultati in termini di spostamenti e punti plastici sono riportati nella Figura seguente (Figura 6.9); come è possibile vedere gli spostamenti ottenuti ad opera finita all'interno dei calcari in zona di faglia risultano di ordine millimetrico con qualche punto plastico lungo i piedritti. All'interno delle argille gli spostamenti ad opera finita risultano di ordine centimetrico con un massimo di 5 cm a metà piedritto; i punti plastici si estendono per una fascia di circa 1.5 m lungo i piedritti e tendono a proseguire verso la superficie sopra il piedritto lato valle.

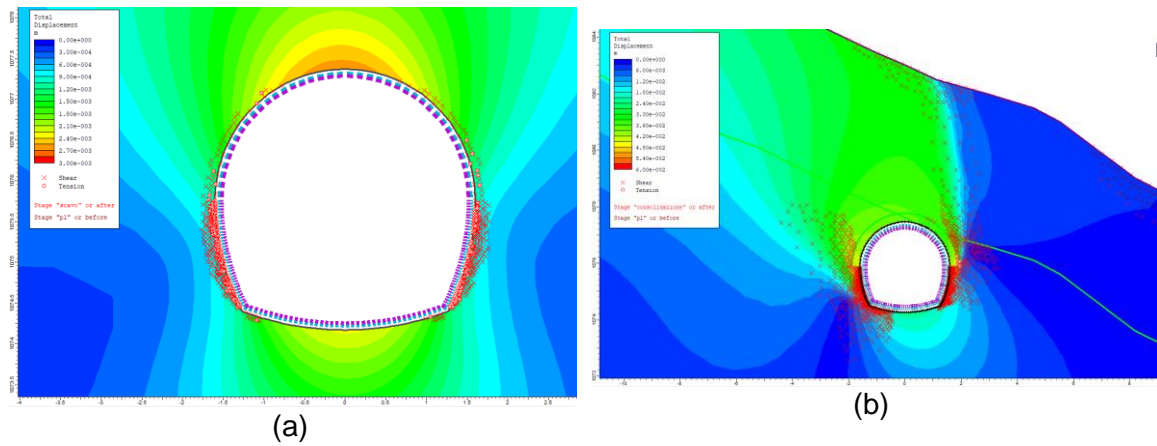


Figura 6.9 – Spostamenti e punti plastici sezione tipo G2. (a) Calcarei marnosi (b) Argille e depositi detritici

## 7 MODELLAZIONE OPERE DI IMBOCCO

Nel tratto di imbocco è prevista la realizzazione di una paratia in micropali, una scarpata laterale chiodata ed un tratto di galleria di by-pass in artificiale. Per la modellazione dei diversi interventi si sono utilizzati i programmi di calcolo Paratie Plus 2023 (Harpa-Ceas) per il calcolo della paratia di imbocco e Phase 2 v. 8.024 (Rocscience) per la modellazione della scarpata chiodata e della galleria artificiale.

### 7.1 PARATIA DI IMBOCCO

La paratia è di tipo provvisoria, appena realizzata la galleria artificiale lo scavo verrà immediatamente coperto così da ripristinare lo stato iniziale.

Di seguito in Figura 7.1 si riporta il modello nella condizione di scavo ultimato; a favore di sicurezza si è considerato un carico variabile pari a 20 kPa a monte della paratia per l'eventuale passaggio di mezzi di lavoro. Non è stata considerata alcuna falda in quanto gli scavi verranno realizzati in condizioni drenate.

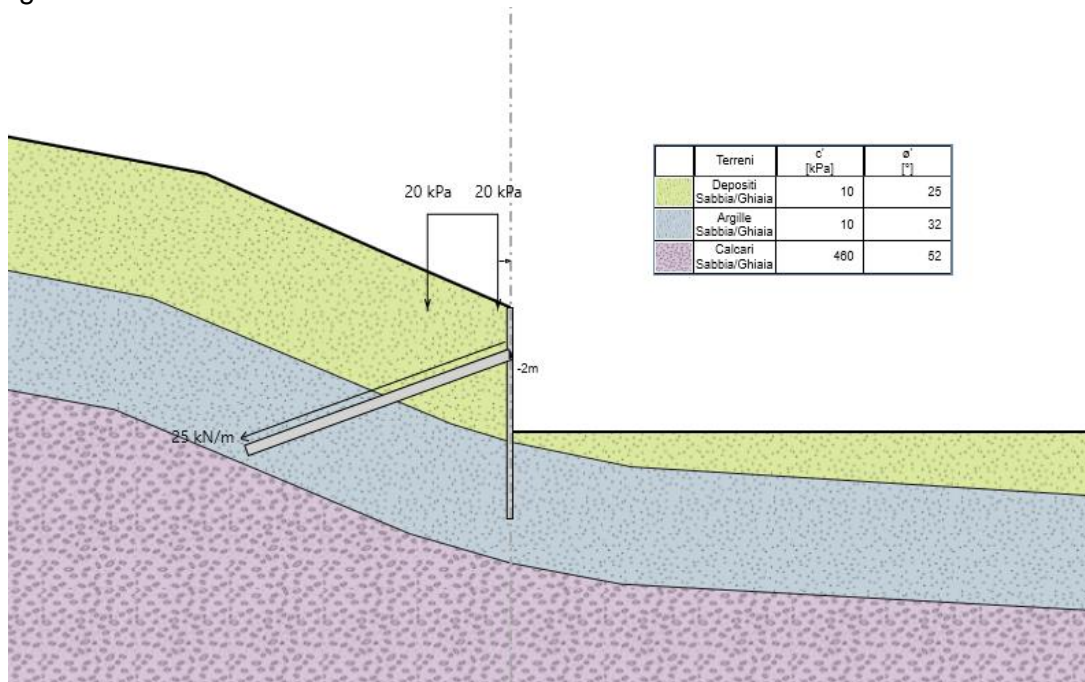


Figura 7.1 - Modello paratia di imbocco

Il programma non supporta criteri curvilinei quali Hoek-Brown per la descrizione del comportamento tensio-deformativo delle rocce, si è quindi ricorsi alla linearizzazione dello stesso nel tratto tensionale riconducibile ad un pendio così da ottenere un valore di coesione ad angolo d'attrito per i calcari marnosi in ammasso fratturato.

I parametri geotecnici impiegati nell'analisi sono riportati in Tabella 7.1:

Tabella 7.1 – Parametri geotecnici paratia di imbocco

UG	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	GSI	$\sigma_{ci}$ (MPa)	$m_i$	$m_b$	s	a	$E_d$ (MPa)	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)
Calcari	26	45	17.71	42	5.891	0.0022	0.508	5468	460	52

UG	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)	$E_d$ (MPa)
Argille	19.88	10	25	20
Depositi detritici	20.50	10	32	30

La modellazione della realizzazione della paratia è avvenuta per step così da simulare le fasi realizzative:

- Fase 1: infissione dei micropali. A monte della paratia, per un'estensione di circa 3 m, viene considerato un carico variabile di 20 kPa per simulare l'eventuale traffico da cantiere
- Fase 2: scavo di 2.5 m a valle della paratia
- Fase 3: realizzazione dell'ordine di tiranti a barre
- Fase 4: scavo fino al raggiungimento del fondo scavo a quota 1074.75 m s.l.m..

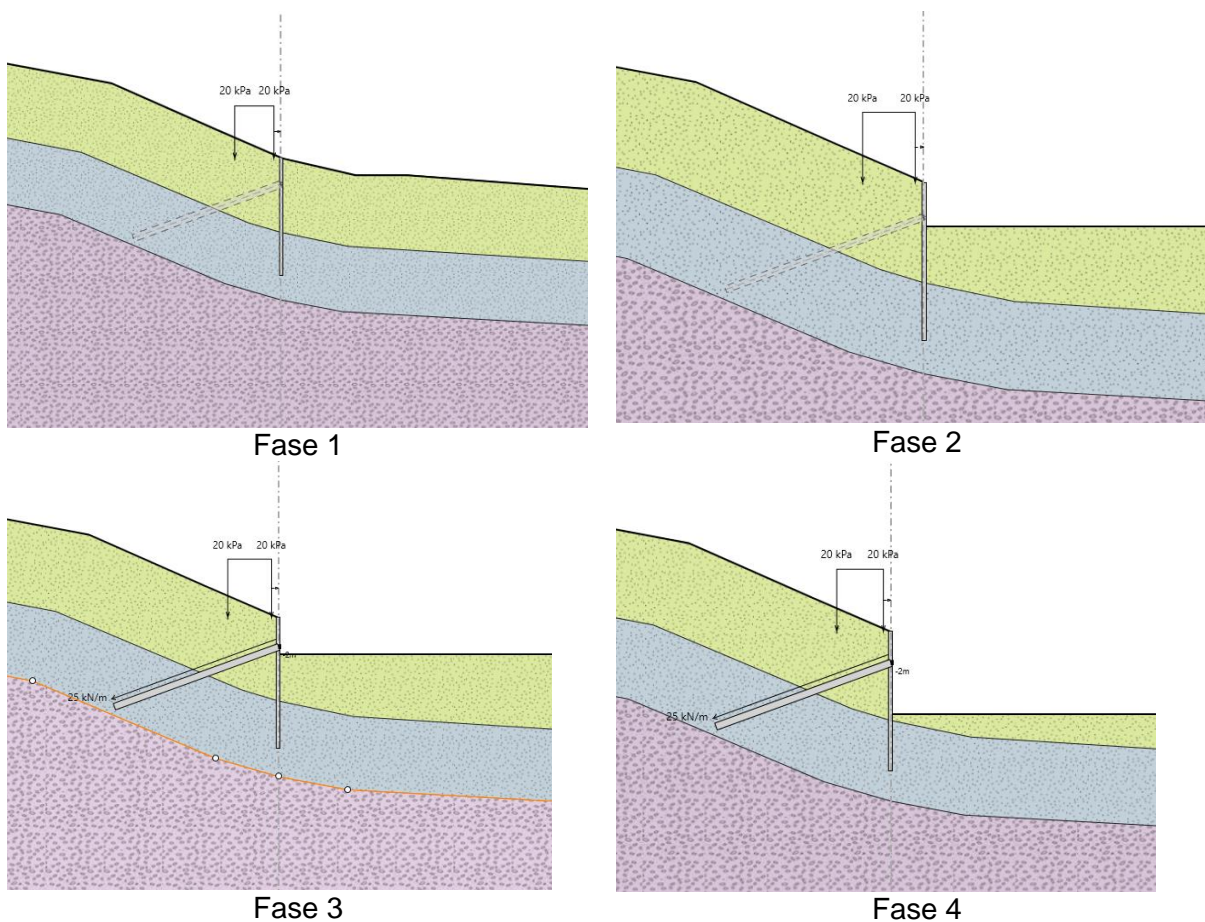


Figura 7.2 – Paratia di imbocco. Fasi di calcolo

I metodi all'Equilibrio Limite implementati dal programma permettono di definire una serie di superfici di scivolamento ed il Fattore di Sicurezza ad esse riferito così da definire la superficie più critica e verificare la stabilità globale dell'opera.

Trattandosi di un'opera provvisoria si è eseguita la sola analisi in campo statico.

Di seguito (Figura 7.3) si riporta il risultato ottenuto dal programma secondo il metodo di Morgenstern-Price, come è possibile vedere il Fattore di Sicurezza minimo calcolato ( $FS = 1.765$ ) risulta superiore a quanto richiesto da normativa ( $FS \geq 1.1$ ), quindi la stabilità globale dell'opera è verificata.

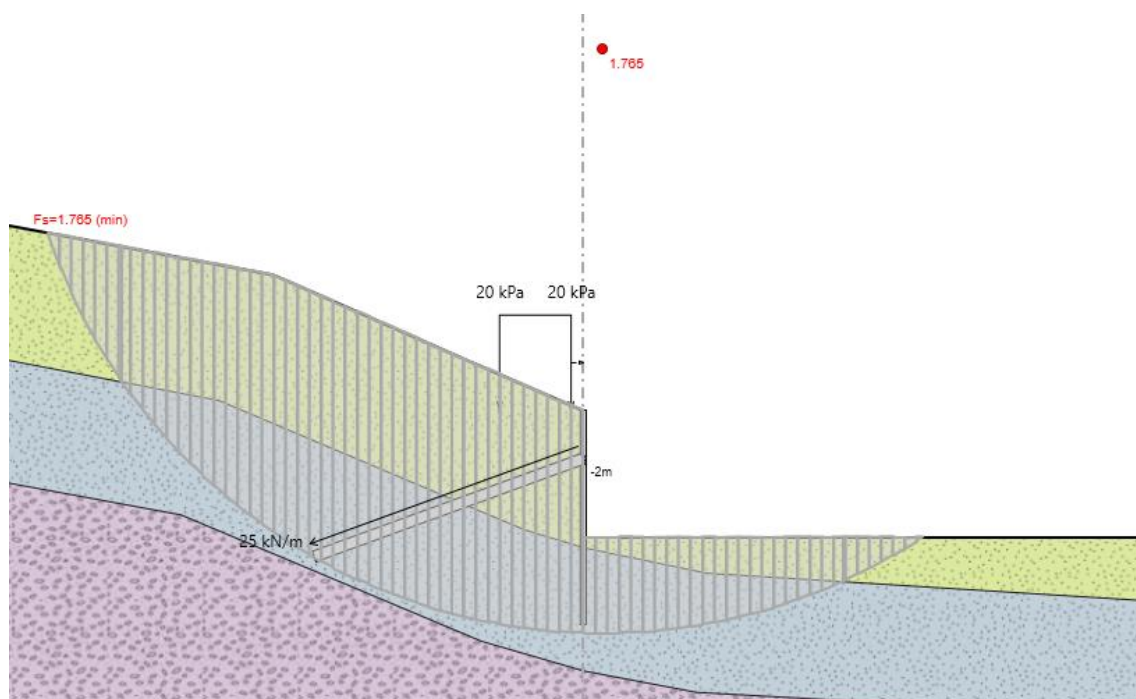


Figura 7.3 – Paratia di imbocco. Verifica di stabilità globale in campo statico

Lo spostamento della paratia in condizioni di esercizio risulta di piccola entità essendo pari a  $13.3 \text{ mm}$  a scavi completati (Figura 7.4).

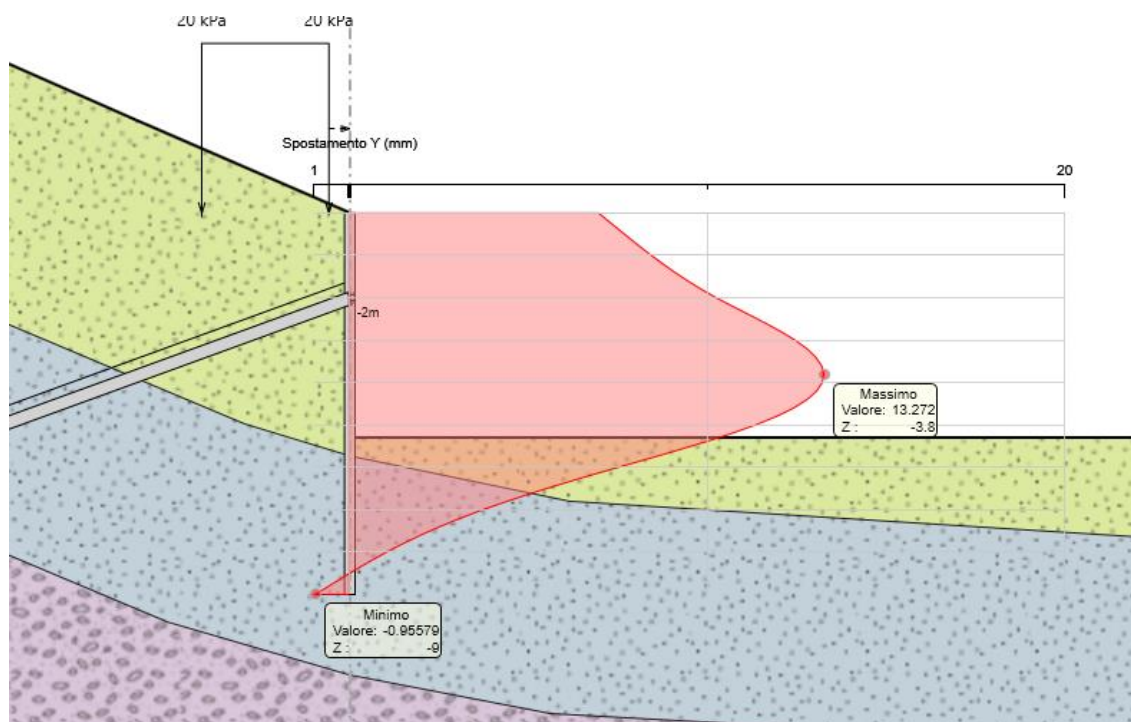


Figura 7.4 - Spostamenti della paratia in condizioni di esercizio

## 7.2 PARETE LATERALE TRINCEA E GALLERIA ARTIFICIALE

Per la modellazione della parete chiodata laterale e la realizzazione della galleria artificiale si è fatto uso del codice di calcolo Phase 2 v. 8.024 così da poter simulare le diverse fasi di realizzazione ed ottenere lo stato tensionale e deformativo del terreno e delle strutture.

I parametri geotecnici utilizzati sono riportati nella seguente Tabella 7.2.

Tabella 7.2 – Parametri geotecnici della scarpata laterale e galleria artificiale

UG	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	GSI	$\sigma_{ci}$ (MPa)	$m_i$	$m_b$	s	a	$E_d$ (MPa)
Calcari	26	45	17.71	42	5.891	0.0022	0.508	5468

UG	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)	$E_d$ (MPa)
Argille	19.88	10	25	20
Depositi detritici	20.5	10	32	30
CLS	25	8000	40	30000
Riporto	20.5	5	32	30

La nuova galleria artificiale è stata simulata utilizzando un elemento “liner” con comportamento elastico e caratteristiche meccaniche ed inerziali equivalenti a quelle delle struttura simulata.

Nell’ultimo step di calcolo si è considerato un sovraccarico di 20 kPa per simulare il passaggio dei mezzi di cantiere utilizzati per il ritombamento della trincea di scavo.

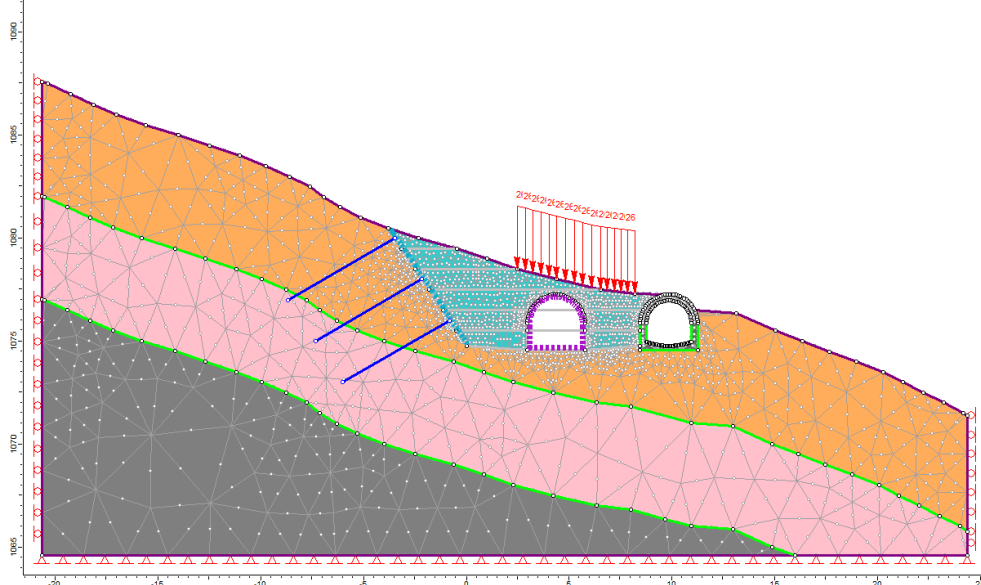


Figura 7.5 – Scarpa laterale e galleria artificiale

I risultati in termini di spostamenti e punti plastici sono riportati nelle figure seguenti (Figura 7.6 e Figura 7.7), che evidenziano come gli spostamenti avvengano essenzialmente nel terreno di riporto utilizzato per il ritombamento e siano di ordine centimetrico.

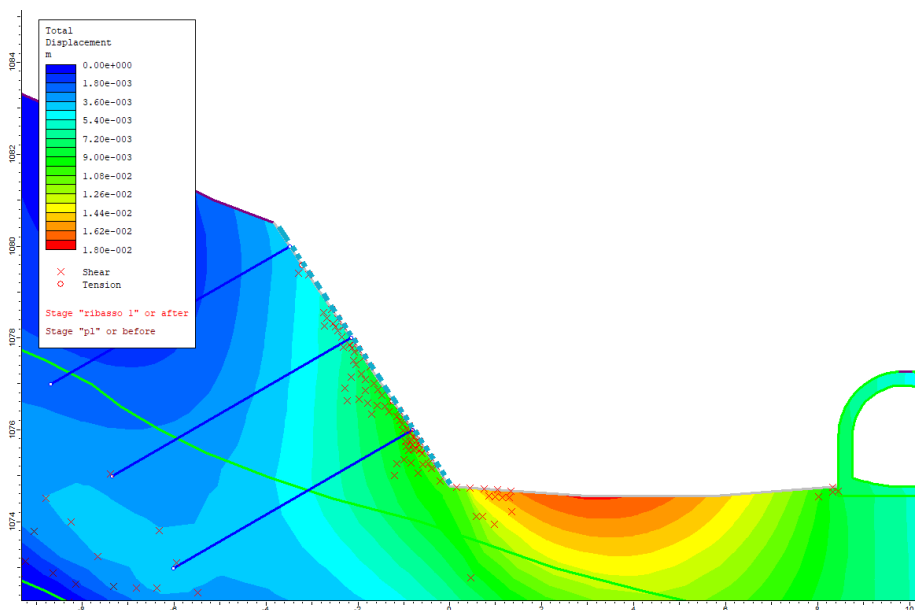


Figura 7.6 - Spostamenti e punti plastici scarpata laterale e galleria artificiale. Scavo di trincea ultimato

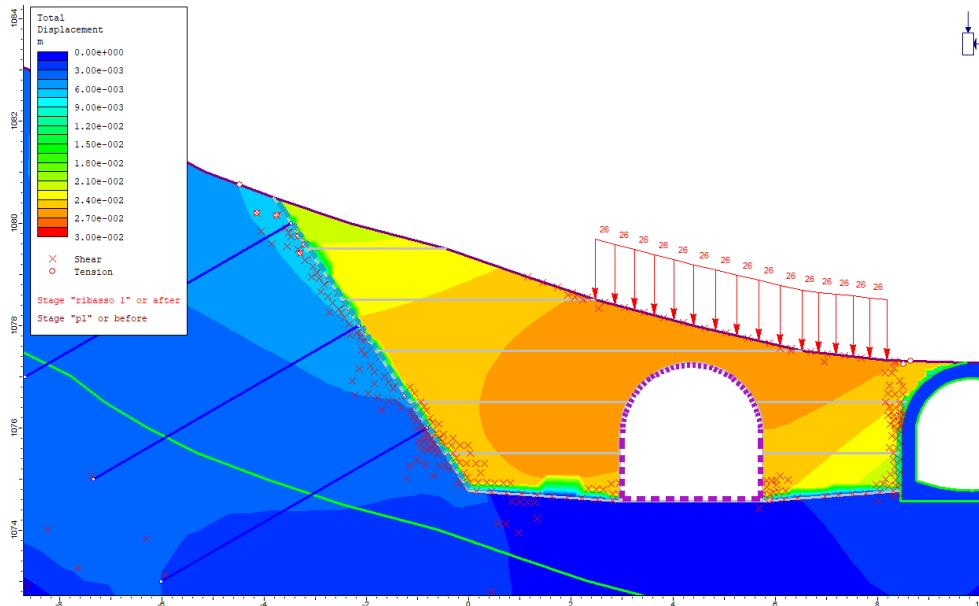


Figura 7.7 - Spostamenti e punti plastici scarpata laterale e galleria artificiale. Ritombamento ultimato



## 8 VERIFICHE STRUTTURALI DEI SOSTEGNI

Per il dimensionamento delle strutture di rivestimento della galleria si è effettuato il calcolo delle sollecitazioni nelle strutture tramite i risultati delle analisi numeriche di interazione tra le strutture di rivestimento stesse e l'ammasso roccioso circostante che hanno consentito di valutare lo stato tensio-deformativo nelle strutture e nell'ammasso stesso. I risultati ottenuti dalle suddette analisi sono descritti e commentati nel Capitolo 6 della presente relazione.

Le verifiche di dimensionamento delle strutture previste dal progetto sono state condotte relativamente sia alle strutture costituenti il rivestimento di prima fase sia alle strutture costituenti il rivestimento definitivo.

### 8.1 APPROCCI DI CALCOLO

Con riferimento ai valori delle caratteristiche di sollecitazione derivati dall'analisi numerica, sono state condotte le verifiche del rivestimento in ottemperanza alle norme vigenti per i materiali impiegati. Le verifiche della sicurezza e delle prestazioni sono state condotte adottando il metodo semi-probabilistico agli Stati Limite Ultimi proposto dalle NTC 2018.

Per ciascuna fase dell'analisi sono state individuate le sezioni di massima sollecitazione, in relazione ai valori massimi calcolati di sforzo normale, momento flettente e sforzo di taglio e ne è stato verificato il dimensionamento e la compatibilità con la resistenza dei materiali adottati.

Le caratteristiche dei materiali adottati per le strutture di rivestimento sono richiamate al Paragrafo 5.3 della presente relazione.

Le verifiche sono state effettuate in riferimento alla seguente combinazione di coefficienti:

approccio 1 - combinazione 1:  $A1+M1+R1$

in quanto è la combinazione più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno. I coefficienti parziali per le azioni  $\gamma F$  utilizzati nelle analisi sono quelli indicati nella Tabella 6.2.I delle NTC 2018, qui riportata (Tabella 8.1).

I coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno  $\gamma M$  utilizzati nelle analisi sono quelli indicati nella Tabella 6.2.II delle NTC 2018, qui riportata (Tabella 8.2).

Tabella 8.1 - Coefficienti parziali delle azioni (Tabella 6.2.I NTC2018)

Carichi	Effetto	Coefficiente	EQU	A1 STR	A2 GEO
Permanenti G1	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali G2 (1)	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

Per i carichi permanenti G2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $\gamma_{G1}$

Tabella 8.2 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici (Tabella 6.2.II NTC2018)

Parametro geotecnico		Coefficiente parziale $\gamma_M$	
		M1	M2
$\tan\phi'_k$	Tangente dell'angolo di attrito	1,00	1,25
$c'_k$	Coesione efficace	1,00	1,25
$c_{u,k}$	Resistenza al taglio non drenata	1,00	1,40
$\gamma$	Peso di volume	1,00	1,00

Le verifiche di resistenza dei rivestimenti sono state condotte nei confronti della pressoflessione e del taglio considerando, per ciascuna fase di analisi, le caratteristiche di sollecitazione derivanti dalle simulazioni numeriche.

La verifica a pressoflessione dei rivestimenti di prima fase costituiti da calcestruzzo proiettato e centine metalliche viene effettuata considerando il diagramma di resistenza della sezione composta acciaio-calcestruzzo. Nella verifica viene cautelativamente trascurato il contributo delle fibre presenti nel calcestruzzo proiettato.

La verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio dei rivestimenti di prima fase costituiti da calcestruzzo proiettato e centine metalliche viene effettuata considerando solamente la resistenza delle centine e trascurando cautelativamente il contributo del calcestruzzo proiettato. La verifica a taglio viene considerata soddisfatta quando:

$$V_{Sd} \leq V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

con

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$$

Per la verifica della stabilità del fronte si è usato il criterio di Anagnostou & Kovari (1996) che sfrutta la teoria del "silo di terreno" per cui sul fronte insiste un prisma, la cui geometria è data dalla geometria del fronte e dai parametri di resistenza del terreno,

ed al di sopra dello stesso influisce un parallelepipedo di terreno le cui dimensioni sono dettate dal prisma di base (Figura 8.1).

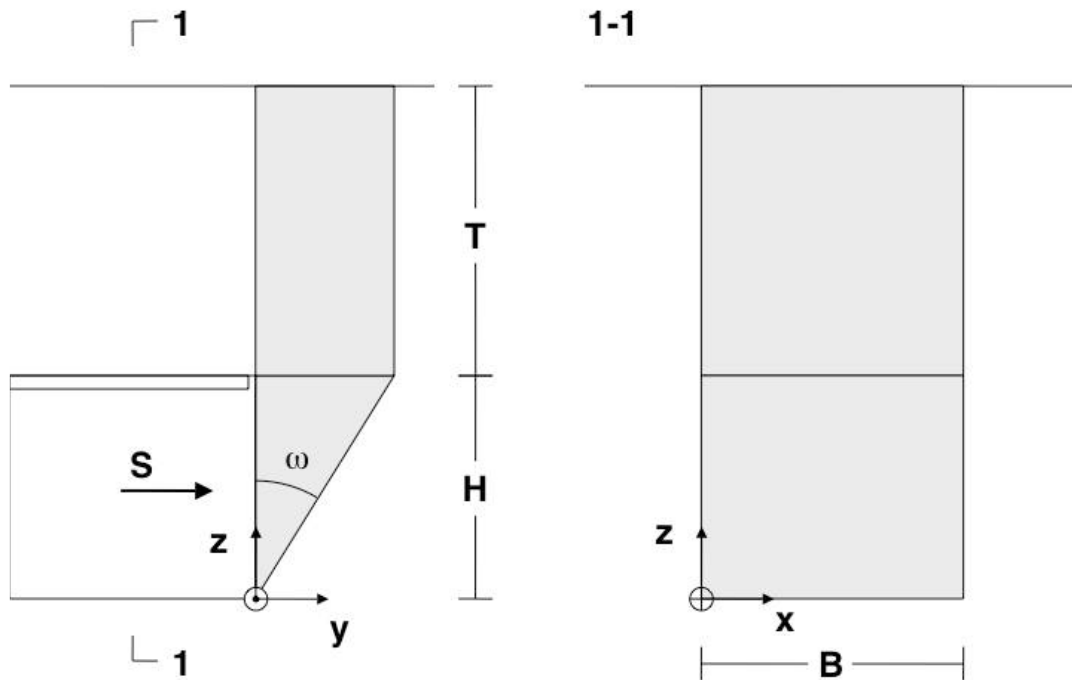


Figura 8.1 – Schema geometrie teoria del “silo di terreno”

Le azioni agenti al fronte e la forza S (Figura 8.2) necessaria alla stabilizzazione del fronte sono calcolabili come:

$$S = \begin{cases} \frac{V + G}{\tan(\omega + \phi)} - \frac{T_s + c' \frac{B \cdot H}{\cos \omega}}{\cos \omega \cdot (\tan \omega + \tan \phi)} & \text{lungo termine o breve termine in terreni permeabili} \\ B \cdot H \left( \sigma_{v,rid} + \frac{1}{2} \gamma \cdot H \right) - 2H \cdot S_u \frac{H \sin \omega + B}{\sin 2\omega} & \text{breve termine in terreni poco permeabili} \end{cases}$$

con:

$$\sigma_{v,rid} = \begin{cases} \left[ \frac{R \cdot \gamma - c'}{\lambda \cdot \tan \phi} \cdot \left( 1 - e^{(-\lambda \cdot \tan \phi \frac{T}{R})} \right) \right] & \text{lungo termine o breve termine in terreni permeabili} \\ T \cdot \gamma \cdot \left( 1 - \frac{S_u}{R \cdot \gamma} \right) & \text{breve termine in terreni poco permeabili} \end{cases}$$

$$V = F \cdot \sigma_{v,rid}$$

$$G = \frac{1}{2} B \cdot H \cdot l \cdot \gamma$$

$$T_s = \begin{cases} H^2 \tan \omega \cdot \left( c' + \lambda_k \tan \phi \frac{2\sigma_{v,rid} + H \cdot \gamma}{3} \right) & \text{lungo term. o breve term. in terreni permeabili} \\ S_u \cdot H^2 \tan \omega & \text{breve termine in terreni poco permeabili} \end{cases}$$

$$T_b = \begin{cases} c' \cdot \left( B \cdot \frac{H}{\cos \omega} \right) + (V + G) \cdot \sin \omega \cdot \tan \phi' & \text{lungo term. o breve term. in terreni permeabili} \\ S_u \cdot \left( B \cdot \frac{H}{\cos \omega} \right) & \text{breve termine in terreni poco permeabili} \end{cases}$$

dove:

- $S$  è la forza di stabilizzazione del fronte (negativa in caso il fronte sia stabile)
- $V$  è il peso scaricato dal parallelepipedo di terreno
- $G$  è il peso del prisma di terreno
- $\omega$  è l'angolo del prisma di terreno al fronte
- $\phi$  è l'angolo d'attrito del terreno
- $T_s$  è l'attrito sulle facce laterali del prisma
- $c'$  è la coesione efficace del terreno
- $B$  è la larghezza del fronte
- $H$  è l'altezza del fronte
- $\sigma_{v,rid}$  è il carico ridotto del parallelepipedo agente sul prisma al fronte
- $\gamma$  è il peso specifico del terreno
- $S_u$  è la coesione non drenata
- $R$  è il rapporto tra l'area ed il perimetro della base del parallelepipedo
- $\lambda$  è il coefficiente d'attrito delle facce laterali del parallelepipedo
- $T$  è l'altezza del parallelepipedo che coincide con la copertura di terreno al di sopra della galleria
- $V$  è il peso di terreno scaricato dal parallelepipedo sul prisma
- $F$  è l'area di base del parallelepipedo
- $G$  è il peso del prisma al fronte
- $l$  è la profondità del prisma oltre il fronte
- $\lambda_k$  è il coefficiente d'attrito laterale del prisma
- $T_b$  è l'attrito sulla faccia inclinata del prisma

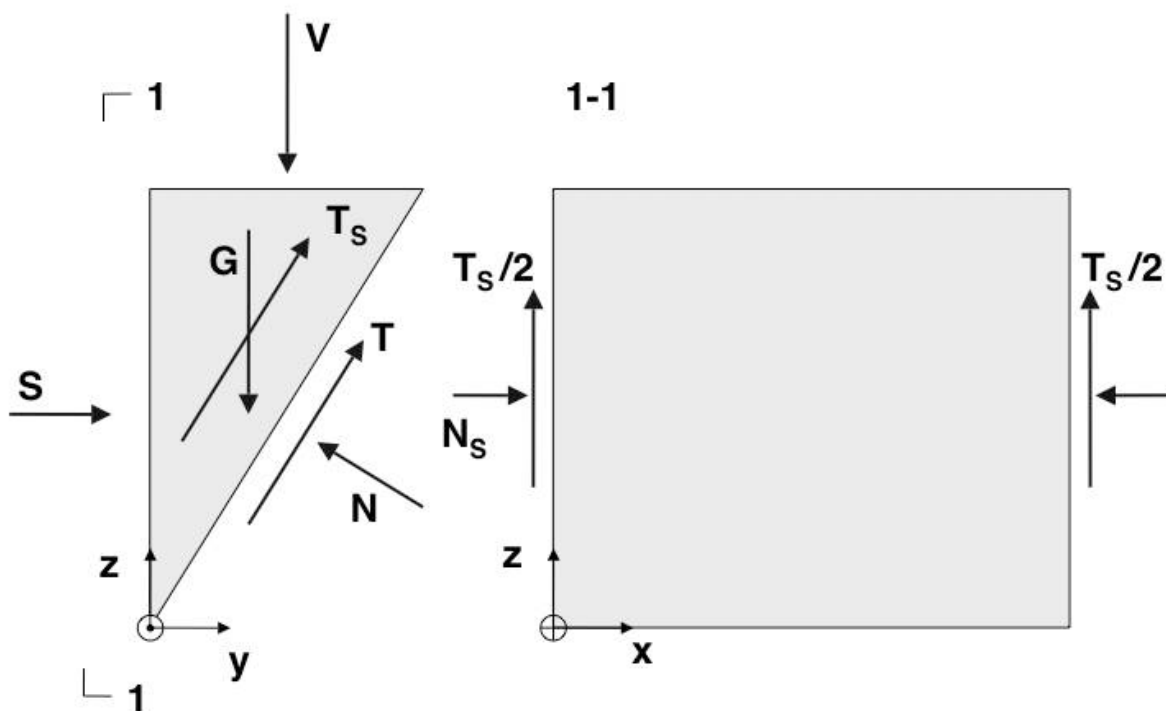


Figura 8.2 – Schema forze al fronte

Nei seguenti paragrafi sono illustrati i risultati di calcolo relativi alle verifiche condotte.

## 8.2 OPERE IN SOTTERRANEO

### 8.2.1 SEZIONE TIPO G1

#### 8.2.1.1 VERIFICA DEL RIVESTIMENTO DI PRIMA FASE

La sezione tipo G1 presenta un rivestimento di prima fase composto da:

- ventaglio di chiodature tipo GEWI  $\varnothing 25$  mm, lunghezza 2 m con maglia 1.0x1.5 m
- calcestruzzo proiettato fibrorinforzato classe C25/30 con spessore 10 cm

Per la sezione tipo G1 non si è verificato il calcestruzzo proiettato in quanto considerato utile al solo contenimento di piccoli blocchi di roccia.

Le chiodature risultano verificate come è possibile vedere dai grafici di Figura 8.3.

#### 8.2.1.2 VERIFICA DEL RIVESTIMENTO DEFINITIVO

Il rivestimento definitivo ha spessore 30 cm armato semplicemente. Come è possibile vedere dalla seguente Figura 8.4 il rivestimento definitivo per i tre casi risulta verificato in quanto tutte le coppie di sollecitazione N-M ricadono all'interno del dominio delle resistenze della sezione in calcestruzzo armato.

La verifica a taglio risulta verificata per i tre casi, i tagli massimo e minimo agenti sono riportati in Tabella 8.3 e risultano inferiori al taglio resistente pari a 114 kN della sezione considerata come non armata a taglio.

Tabella 8.3 – Sezione tipo G1. Taglio agente nel rivestimento definitivo

		Calcari	Calciruditi	Marne
$V_{Ed,max}$	kN	71.73	82.44	93.46
$V_{Ed,min}$	kN	-73.27	-82.41	-93.46

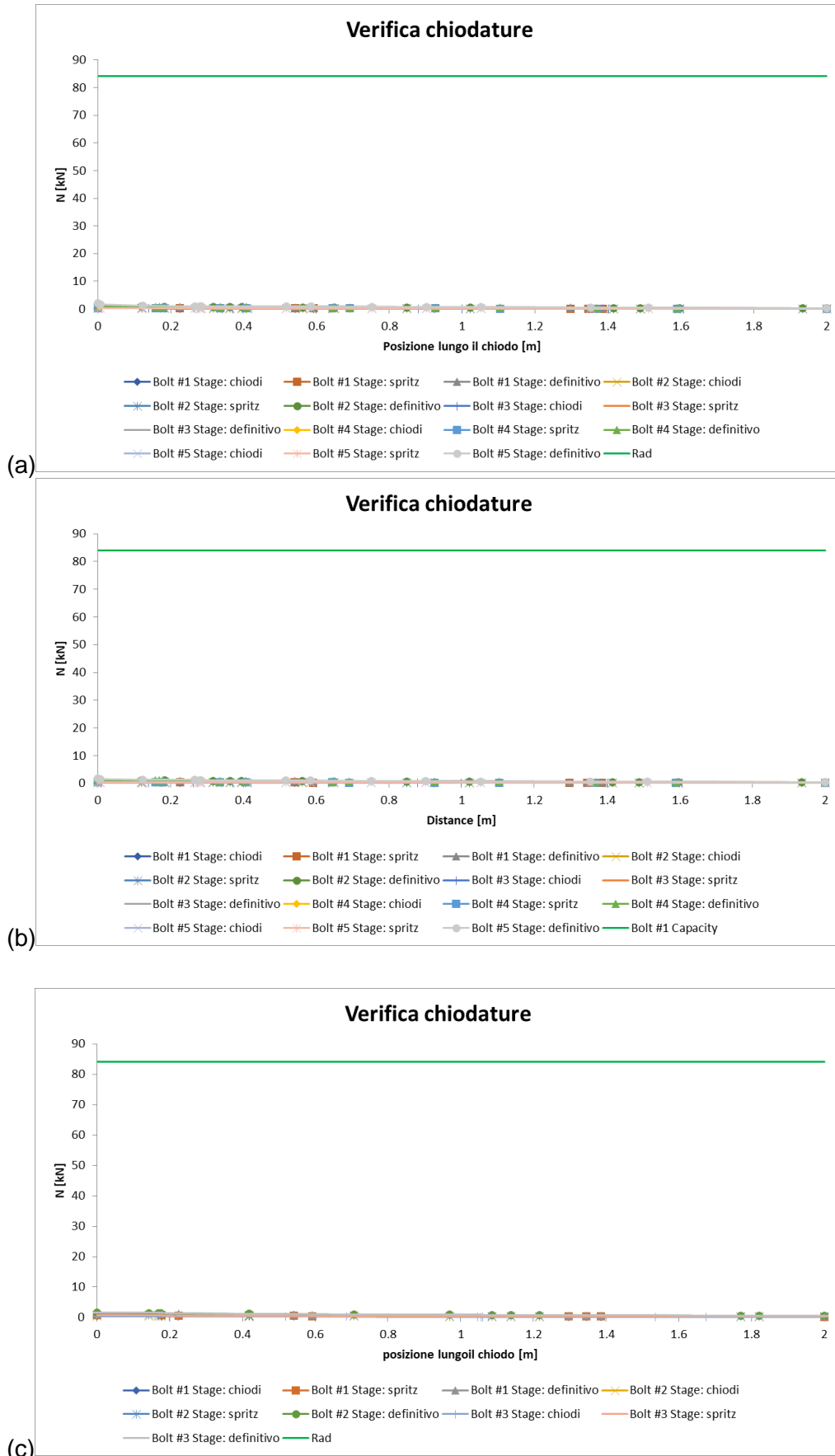


Figura 8.3 – Sezione tipo G1. Verifica delle chiodature (a) Calcari marnosi (b) Calciruditi (c) Marne calcaree

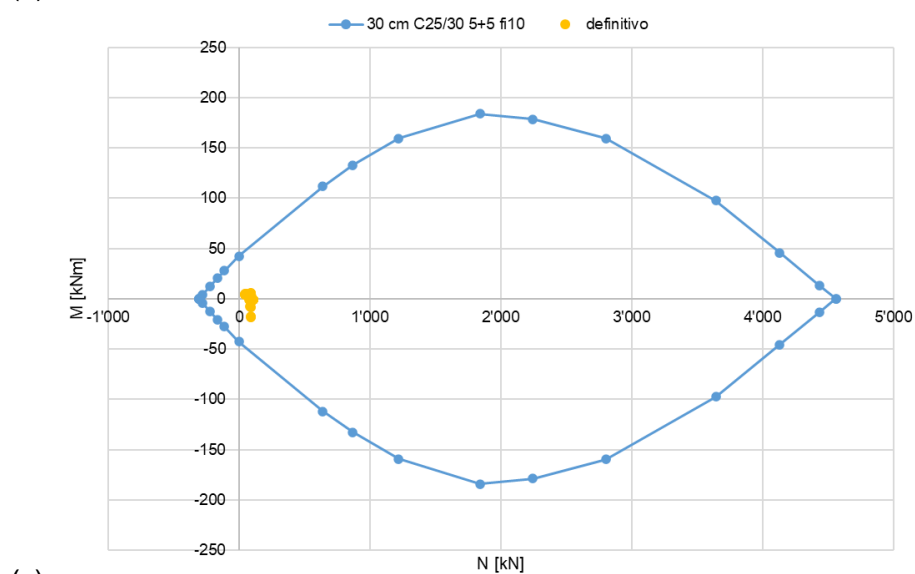
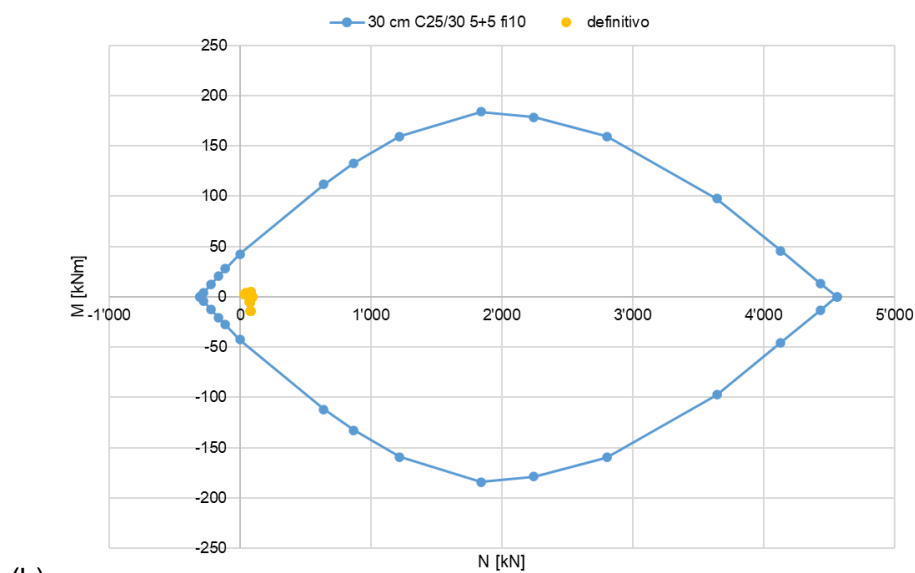
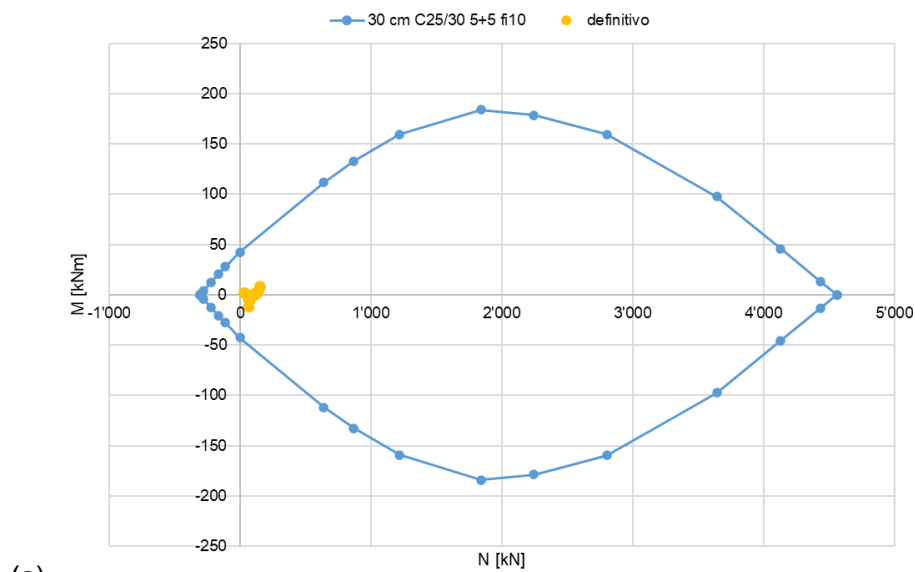


Figura 8.4 – Sezione tipo G1. Verifica rivestimento definitivo (a) Calcarei marnosi (b) Calciruditi (c) Marne calcaree

8.2.2 SEZIONE TIPO G1-ALL

8.2.2.1 VERIFICA DEL RIVESTIMENTO DI PRIMA FASE

La sezione tipo G1 presenta un rivestimento di prima fase composto da:

- ventaglio di chiodature tipo GEWI Ø25 mm, lunghezza 2 m con maglia 1.0x1.5 m
- calcestruzzo proiettato fibrorinforzato classe C25/30 con spessore 10 cm

Per la sezione tipo G1-all non si è verificato il calcestruzzo proiettato in quanto considerato utile al solo contenimento di piccoli blocchi di roccia.

Le chiodature risultano verificate come è possibile vedere dalla Figura 8.5.

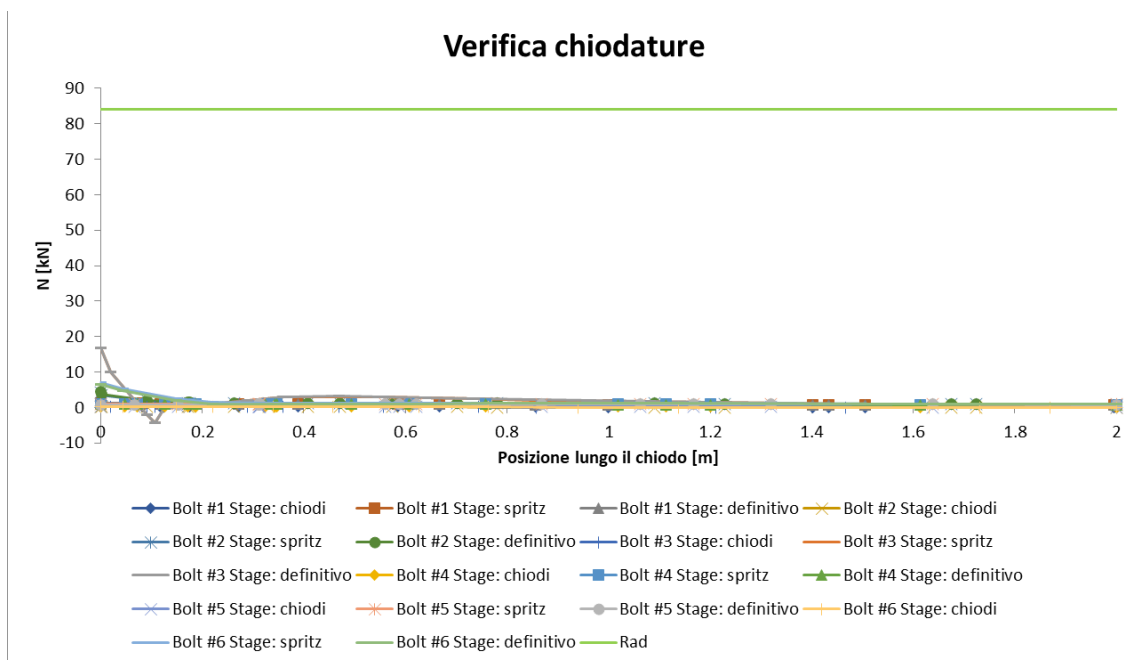


Figura 8.5 – Sezione tipo G1-all. Verifica delle chiodature

8.2.2.2 VERIFICA DEL RIVESTIMENTO DEFINITIVO

Il rivestimento definitivo ha spessore 30 cm armato semplicemente. Come è possibile vedere dalla seguente il rivestimento definitivo risulta verificato in quanto tutte le coppie di sollecitazione N-M ricadono all'interno del dominio delle resistenze della sezione in calcestruzzo armato.



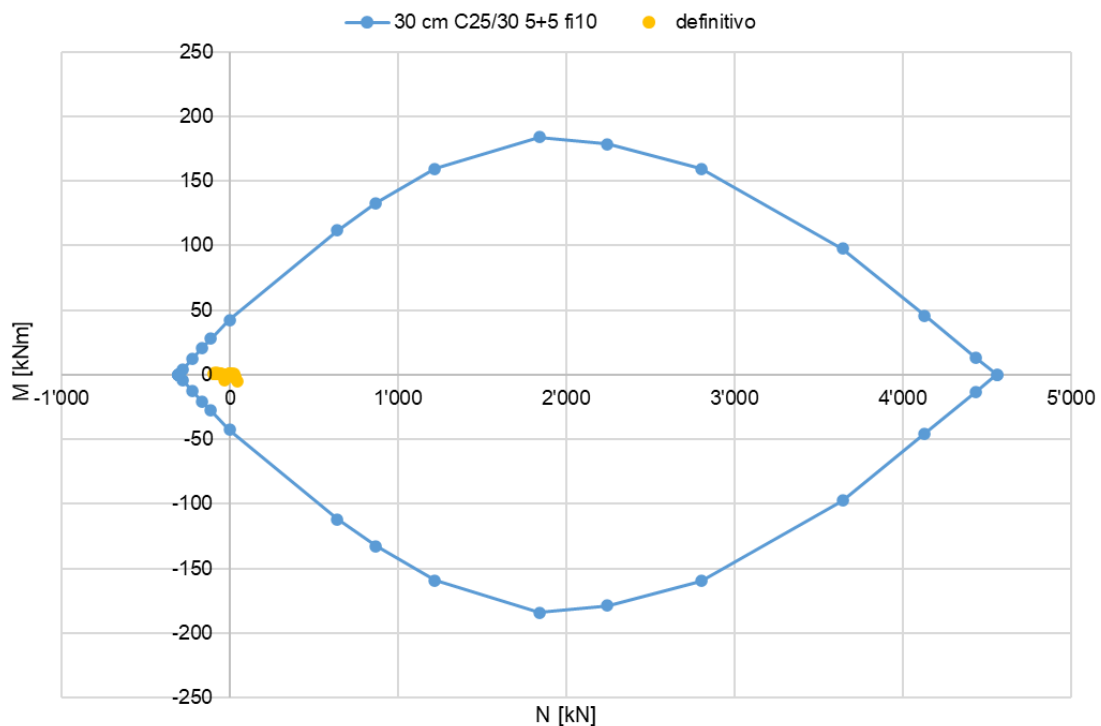


Figura 8.6 - Sezione tipo G1-all. Verifica rivestimento definitivo

La resistenza a taglio della sezione è pari a 114 kN mentre il taglio agente risulta sempre inferiore ( $V_{\max} = 68.13$  kN,  $V_{\min} = -55.81$  kN).

### 8.2.3 SEZIONE TIPO G2

#### 8.2.3.1 VERIFICA DEL RIVESTIMENTO DI PRIMA FASE

La sezione tipo G2 presenta un rivestimento di prima fase composto da:

- centine accoppiate IPN120 passo 1.2 m in acciaio S275
- calcestruzzo proiettato fibrorinforzato classe C25/30 con spessore 15 cm.

Come è possibile vedere in Figura 8.7 le coppie N-M sollecitanti ricadono all'interno del dominio delle resistenze della sezione composta (centine + spritz), la verifica risulta quindi soddisfatta.

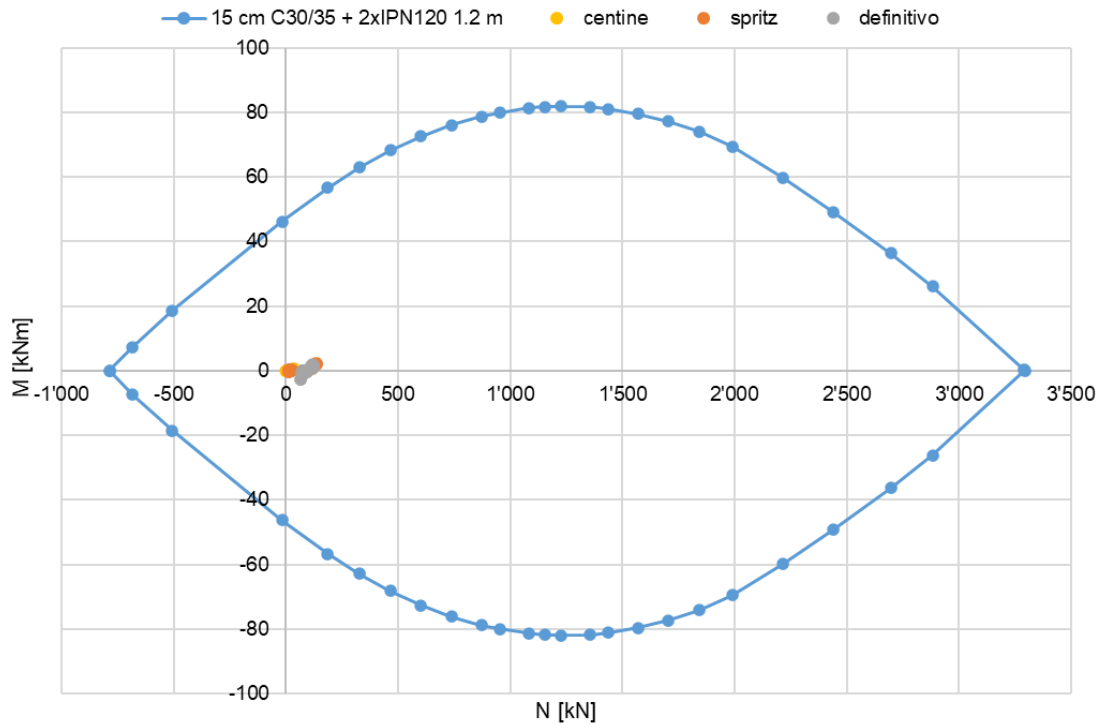


Figura 8.7 – Sezione tipo G2. Verifica rivestimento di prima fase

La resistenza a taglio della sezione è pari a 162.45 kN mentre il taglio agente risulta sempre inferiore ( $V_{max} = 11.4$  kN,  $V_{min} = -12.5$  kN)

#### 8.2.4 VERIFICA DEL RIVESTIMENTO DEFINITIVO

Il rivestimento definitivo ha spessore 30 cm armato semplicemente. Come è possibile vedere dalla seguente Figura 8.8 il rivestimento definitivo risulta verificato in quanto tutte le coppie di sollecitazione N-M ricadono all'interno del dominio delle resistenze della sezione in calcestruzzo armato.

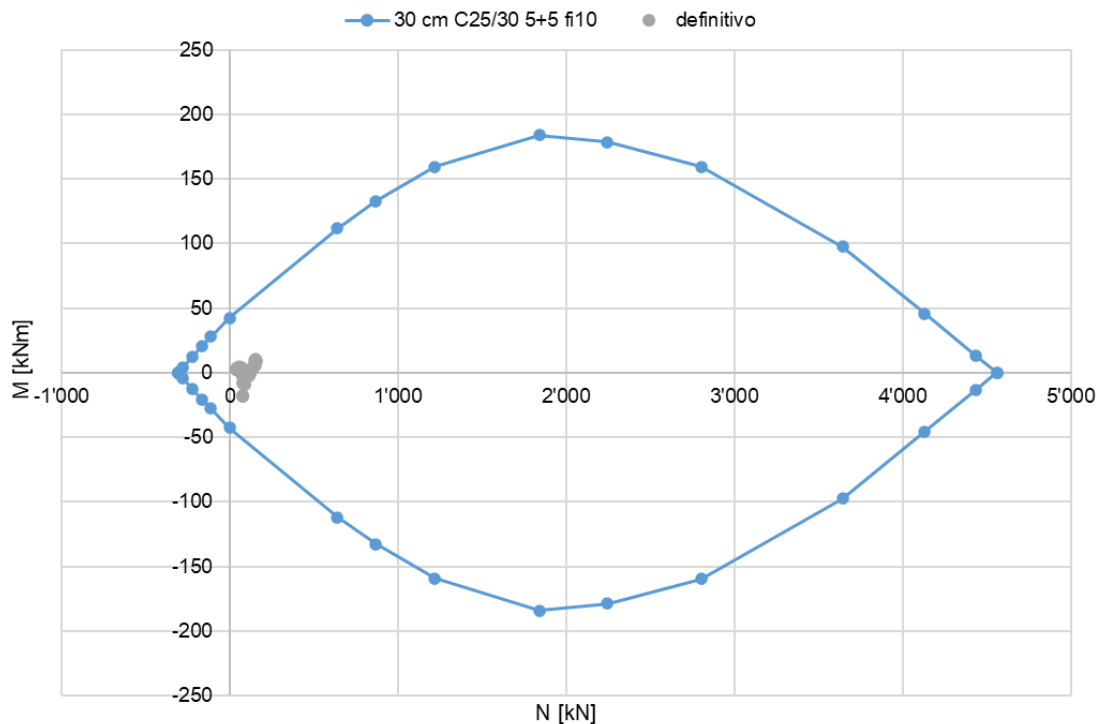


Figura 8.8 – Sezione tipo G2. Verifica rivestimento definitivo

La resistenza a taglio della sezione considerata come non armata a taglio è pari a 114 kN mentre il taglio agente risulta sempre inferiore ( $V_{\max} = 91.61$  kN,  $V_{\min} = -93.97$  kN), risulta quindi verificata.

## 8.2.5 SEZIONE TIPO G3

### 8.2.5.1 VERIFICA DEI PRECONSOLIDAMENTI AL FRONTE

Il sistema di consolidamento del fronte prevede l'uso di barre in VTR iniettate con malta per un totale di 35, così suddiviso: 14 sul fronte di scavo, 21 su doppia fila con posizione alternata lungo il contorno di scavo ed inclinate verso l'esterno. Come si può vedere dai risultati della verifica il sistema di barre VTR risulta adatto e verificato per lo scavo in argile. Per lo scavo in zona di faglia il preconsolidamento del fronte non risulta necessario.

<b>ARGILLE</b>				
GEOMETRIA			caratt	design
copertura	T	m	5.55	
altezza galleria	H	m	3.2	
larghezza galleria	B	m	3.2	
area fronte di scavo	A	m <sup>2</sup>	8.5	
profondità parallelepipedo	l	m	2.04	
angolo prisma al fronte	w	°	32.500	
area base parallelepipedo	F	m <sup>2</sup>	6.523599	
perimetro base parallelepipedo	U	m	10.47725	
rapporto area/perimetro base	R	m	0.62	
TERRENO DI SCAVO			caratt	design
peso specifico	$\gamma$	kN/m <sup>3</sup>	19.88	19.88
coesione drenata / non drenata	c' / Su	kPa	10	8.00
angolo d'attrito	$\phi'$	°	25	20.46
FORZE				
coefficiente attrito laterale parallelepipedo	$\lambda$	.	0.8	
coefficiente attrito laterale prisma	$\lambda_k$	.	0.4	
carico verticale ridotto	$\sigma_{v,rid}$	kPa	6.15	13.64
peso scaricato del parallelepipedo di terreno	V	kN	40.09	89.01
peso prisma di terreno	G	kN	207.5027	207.5027
attrito laterale sulla faccia del prisma	T <sub>s</sub>	kN	96.02	81.69
forza necessaria al supporto del fronte	S	kN	-75.9241	13.88245
verifica stabilità fronte senza supporti in VTR	.	si/no	si	no
		FS	1.48	0.94
SISTEMA VTR			caratt	design
lunghezza barre VTR	L	m	6	
sovrapposizione barre VTR	L-l	m	2	
diametro foro per barre	$\varnothing_{foro}$	m	0.1	
attrito laterale	$\tau_m$	kPa	250	200.00
numero di barre in VTR	N	.	35	
BARRA VTR			caratt	design
carico di rottura barra VTR	F <sub>b</sub>	kN	350	304.35
diametro esterno barra VTR	$\varnothing_e$	mm	60	
spessore barra VTR	s <sub>b</sub>	mm	10	
lunghezza minima barra VTR	L-l	m	2	
immorsamento medio barra VTR nel cuneo	a <sub>k</sub>	m	1.02	
immorsamento medio barra VTR nell'ammasso	(L-l)-a <sub>k</sub>	m	0.98	
forza sfilamento del cuneo dalla barra in VTR	T <sub>w</sub>	kN	80.1	64.0
forza sfilamento barra VTR dall'ammasso	T <sub>b</sub>	kN	77.0	61.6
forza applicata da una singola barra in VTR	S <sub>k</sub>	kN	77.0	61.6
forza applicata dal sistema di barre in VTR	S <sub>sist</sub>	kN	2695.81	2156.64
			caratt	design
verifica sistema VTR ipotizzato	.	si/no	si	si
		FS	18.57	10.58

CALCARI ZONA DI FAGLIA				
GEOMETRIA			caratt	design
copertura	T	m	102	
altezza galleria	H	m	3.2	
larghezza galleria	B	m	3.2	
area fronte di scavo	A	m <sup>2</sup>	8.5	
profondità parallelepipedo	l	m	1.21	
angolo prisma al fronte	$\omega$	°	20.650	
area base parallelepipedo	F	m <sup>2</sup>	3.859165	
perimetro base parallelepipedo	U	m	8.811978	
rapporto area/perimetro base	R	m	0.44	
TERRENO DI SCAVO			caratt	design
peso specifico	$\gamma$	kN/m <sup>3</sup>	26	26.00
coesione drenata / non drenata	$c' / Su$	kPa	455	364.00
angolo d'attrito	$\phi'$	°	48.7	42.32
FORZE			caratt	design
coefficiente attrito laterale parallelepipedo	$\lambda$	.	0.8	
coefficiente attrito laterale prisma	$\lambda_k$	.	0.4	
carico verticale ridotto	$\sigma_{v,rid}$	kPa	-487.15	-484.03
peso scaricato del parallelepipedo di terreno	V	kN	0.00	0.00
peso prisma di terreno	G	kN	160.5413	160.5413
attrito laterale sulla faccia del prisma	$T_s$	kN	1233.99	990.12
forza necessaria al supporto del fronte	S	kN	-4321.69	-4046.18
verifica stabilità fronte senza supporti in VTR	.	si/no	si	si
		FS	72.43	50.40

#### 8.2.5.2 VERIFICA DEL RIVESTIMENTO DI PRIMA FASE

La sezione tipo G3 presenta un rivestimento di prima fase composto da:

- centine accoppiate IPN140 passo 1.0 m in acciaio S275
- calcestruzzo proiettato fibrorinforzato classe C25/30 con spessore 20 cm

Come è possibile vedere in Figura 8.9 le coppie N-M sollecitanti ricadono all'interno del dominio delle resistenze della sezione composta (centine + spritz), la verifica risulta quindi soddisfatta.

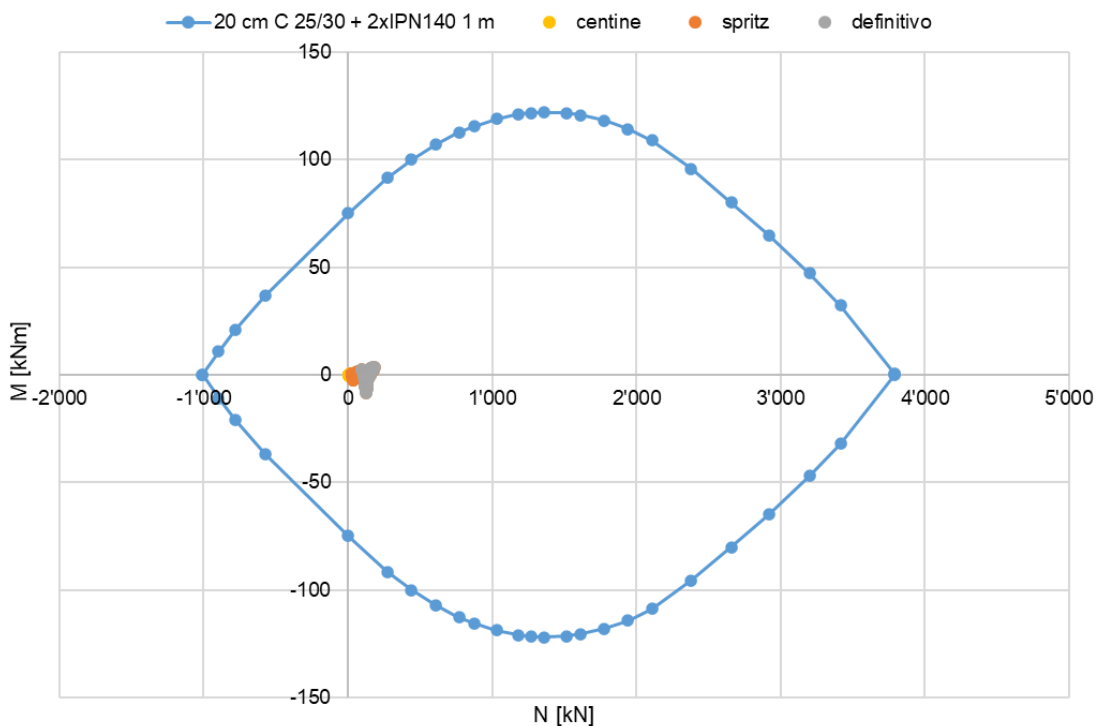


Figura 8.9 – Sezione tipo G3. Verifica rivestimento di prima fase

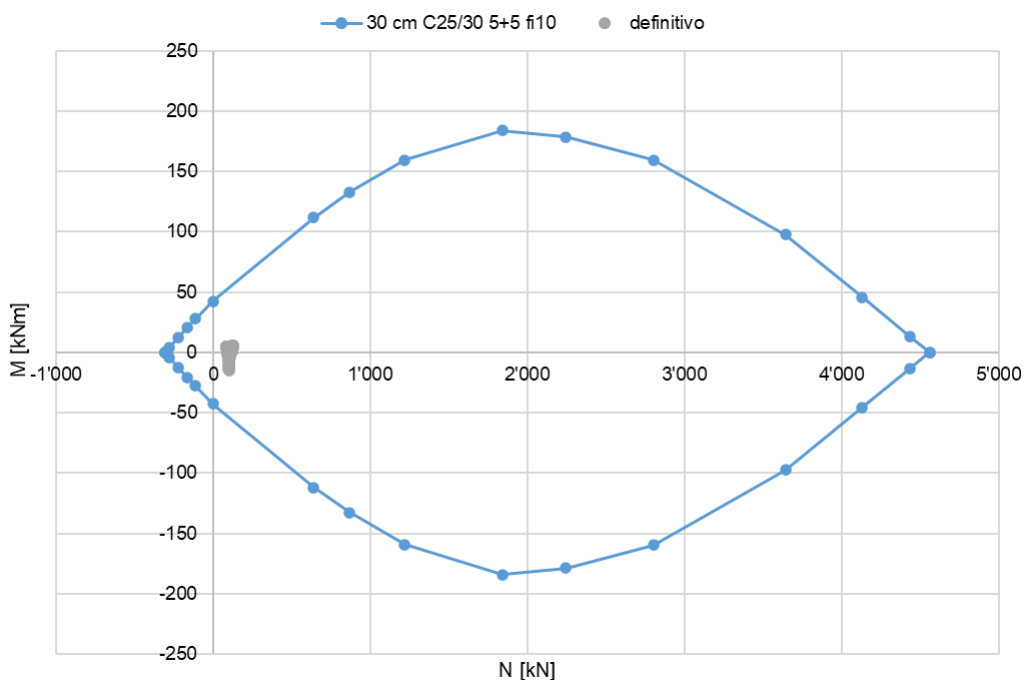
La verifica a taglio risulta verificata per i due casi, i tagli massimo e minimo agenti sono riportati in Tabella 8.4 e risultano inferiori al taglio resistente pari a 212.16 kN della sezione.

Tabella 8.4 – Sezione tipo G3. Taglio agente nel rivestimento di prima fase

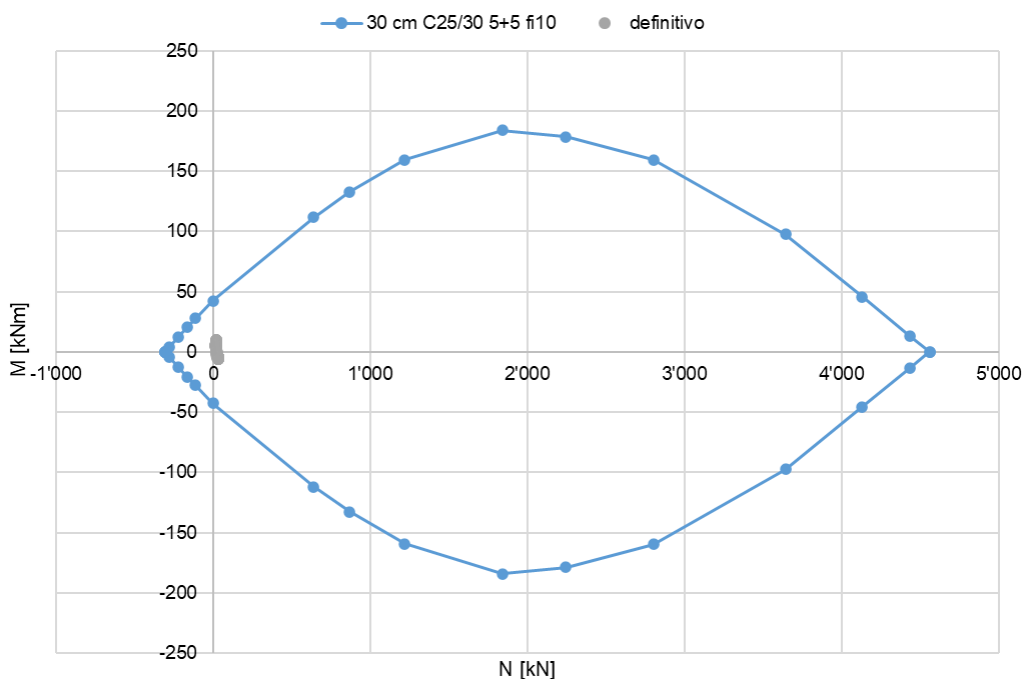
		Calcari faglia	Argille e depositi detritici
$V_{Ed,max}$	kN	34.4	23.4
$V_{Ed,min}$	kN	-34.8	-22.2

### 8.2.5.3 VERIFICA DEL RIVESTIMENTO DEFINITIVO

Il rivestimento definitivo ha spessore 30 cm armato semplicemente. Come è possibile vedere dalla seguente Figura 8.10 il rivestimento definitivo risulta verificato in quanto tutte le coppie di sollecitazione N-M ricadono all'interno del dominio delle resistenze della sezione in calcestruzzo armato.



(a)



(b)

Figura 8.10 - Sezione tipo G3. Verifica rivestimento definitivo (a) Calcarei marnosi zona di faglia (b) Argille e depositi detritici

La resistenza a taglio della sezione considerata come non armata a taglio è pari a 114 kN mentre il taglio agente risulta sempre inferiore (Tabella 8.5), risulta quindi verificata.

Tabella 8.5 – Sezione tipo G3. Taglio agente nel rivestimento definitivo

		Calcarei faglia	Argille e depositi detritici
$V_{Ed,max}$	kN	52.15	24.12
$V_{Ed,min}$	kN	-52.70	-24.48

### 8.3 OPERE DI IMBOCCO E GALLERIA ARTIFICIALE

#### 8.3.1 PARATIA DI IMBOCCO

Le verifiche strutturali delle componenti della paratia in micropali sono state eseguite direttamente nel programma di calcolo Paratie Plus 2023 e ne si riportano i risultati nelle figure seguenti .

Nelle immagini la resistenza della paratia è rappresentata dalle linee blu agli estremi dei grafici. Come è possibile vedere la paratia risulta verificata per le due combinazioni di azioni esaminate:

- STR A1+M1+R1
- GEO A2+M2+R1

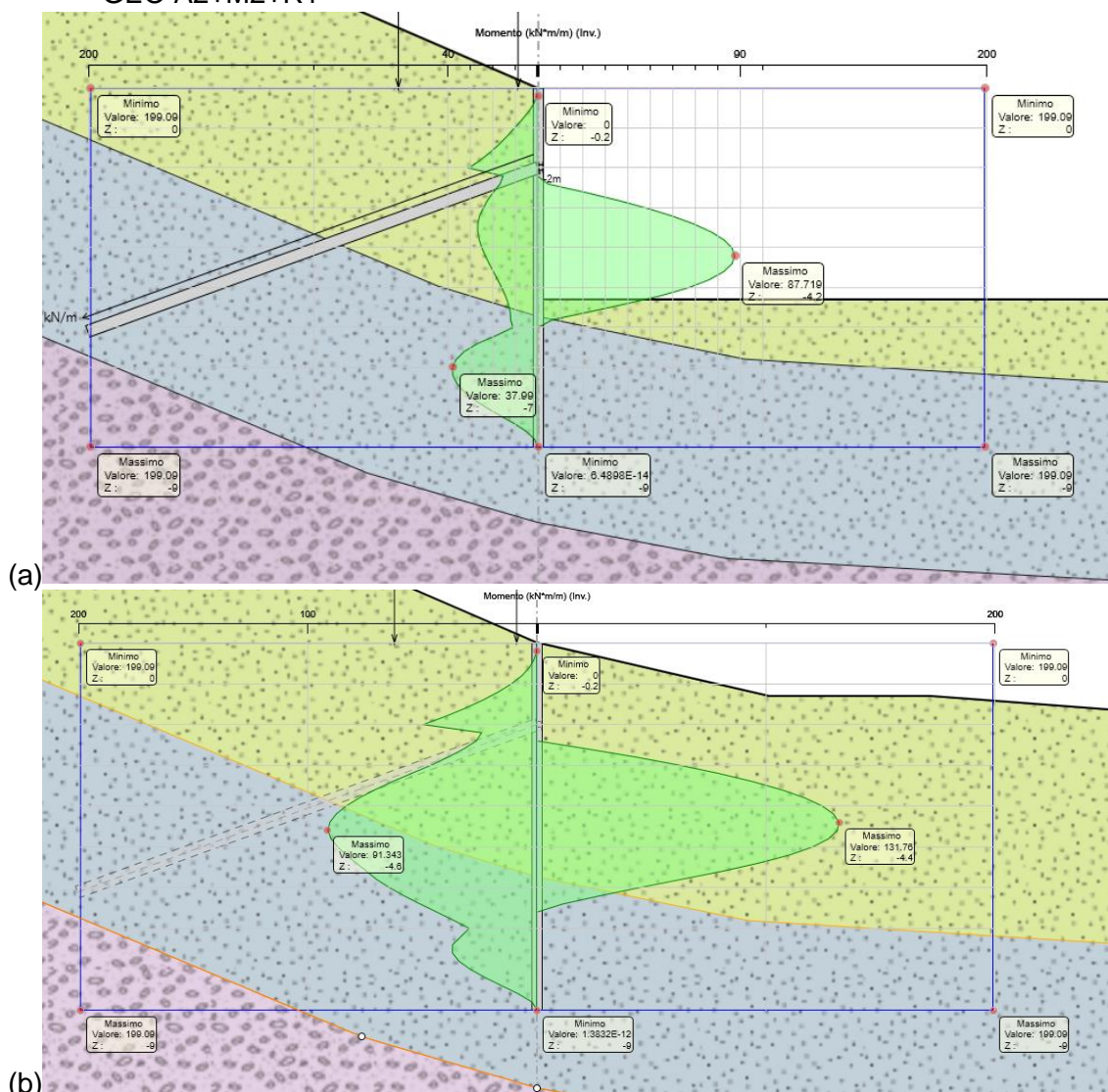


Figura 8.11 – Paratia di imbocco. Inviluppo del momento. (a) combinazione STR A1+M1+R1 (b) combinazione GEO A2+M2+R1



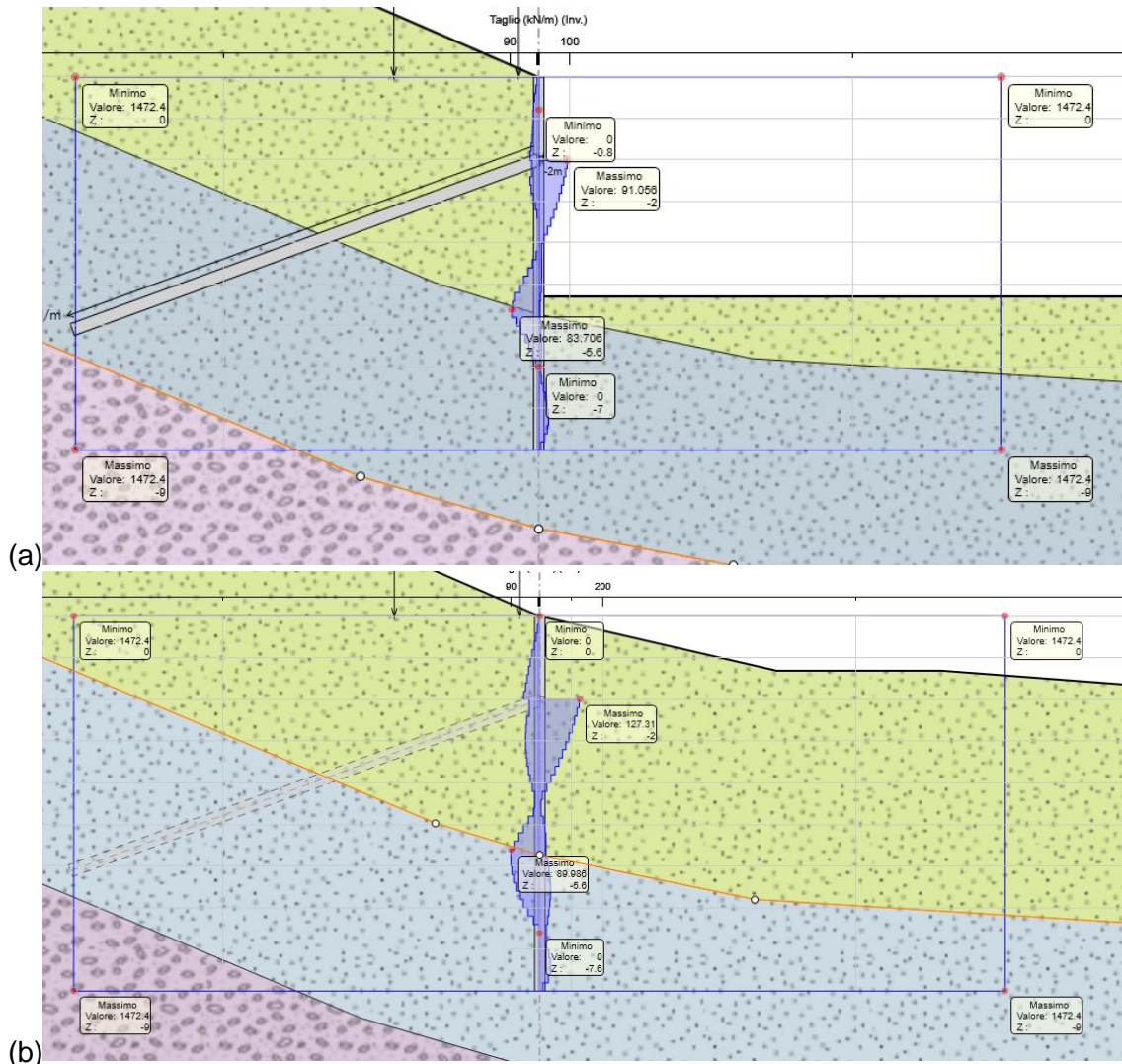


Figura 8.12 - Paratia di imbocco. Involuppo del taglio (a) combinazione STR A1+M1+R1 (b) combinazione GEO A2+M2+R1

Si riportano le tabelle riassuntive (Figura 8.13) fornite dal software per la verifica dei tiranti in barre e per la trave di ripartizione. Lo sfruttamento dei tiranti e della trave di ripartizione risulta in range accettabili e quindi si considera la verifica come soddisfatta.

Verifiche Elementi Strutturali

Design Assumption: NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)

Tirante	Stage	Sollecitazione (kN)	Resistenza GEO (kN)	Resistenza STR (kN)	Sfruttamento GEO	Sfruttamento STR	Resistenza	Gerarchia delle Resistenze
Tieback	t1	65	371.21	560.47	0.175	0.116	✓	✓
Tieback	Fondo scavo	259.12	371.21	560.47	0.698	0.462	✓	✓

Verifiche Elementi Strutturali

Design Assumption: NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)

Trave di Ripartizione	Connessione	Sezione	Materiale	Passo orizz. (m)	D.A.	Stage	Carico distribuito (kN/m)	Azione Assiale (kN)	Sfruttamento M-N	Sfruttamento Taglio	Instabilità
Default Waler	Tieback	HE 140B	S275	2	NTC2018: A1+1	t1	32.5	0	0.092	0.104	0
Default Waler	Tieback	HE 140B	S275	2	NTC2018: A1+1	Fondo scavo	129.56	0	0.369	0.413	0

Figura 8.13 - Verifiche dei tiranti e della trave di ripartizione in combinazione STR A1+M1+R3

### 8.3.2 GALLERIA ARTIFICIALE

Il rivestimento della galleria artificiale ha spessore variabile da 30 cm in calotta a 50 cm la muretta, per le verifiche del rivestimento si è considerata avente un unico spessore pari a 30 cm armato semplicemente.

Come è possibile vedere dalla seguente Figura 8.14 il rivestimento della galleria artificiale risulta verificato in quanto tutte le coppie di sollecitazione N-M ricadono all'interno del dominio delle resistenze della sezione in calcestruzzo armato.

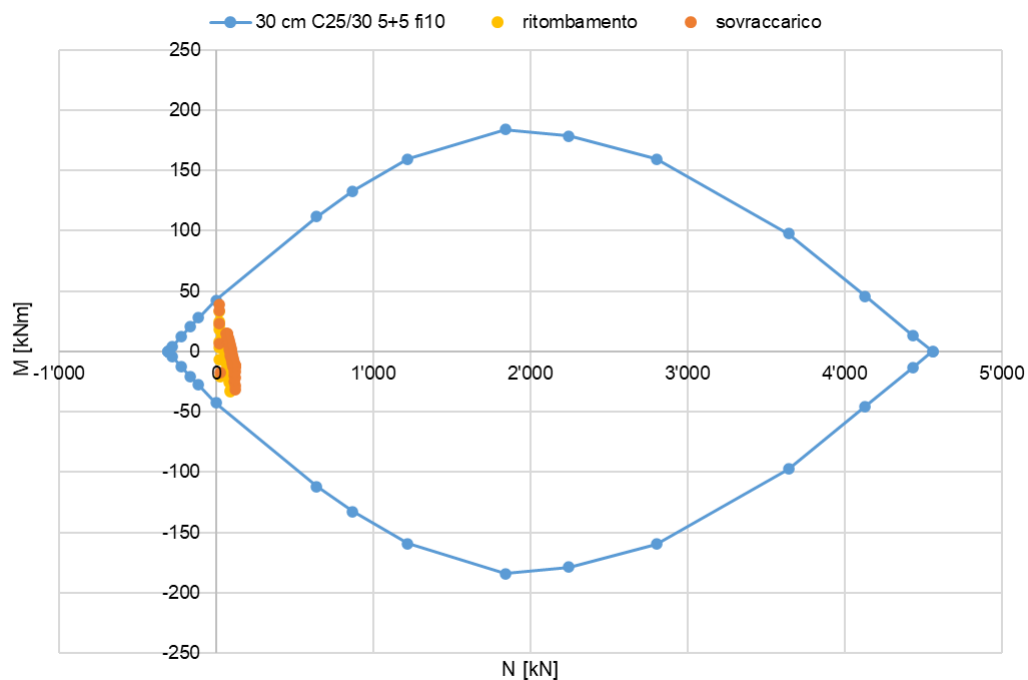


Figura 8.14 - Sezione galleria artificiale. Verifica rivestimento

La resistenza a taglio della sezione considerata come non armata a taglio è pari a 114 kN mentre il taglio agente risulta sempre inferiore ( $V_{\max} = 98.56$  kN,  $V_{\min} = -99.56$  kN), risulta quindi verificata.



Tel: +39 030 3702371 – Mail: [info@frosionext.com](mailto:info@frosionext.com) - Sito: [www.frosionext.com](http://www.frosionext.com)  
Via Corfù 71 - Brescia (BS), CAP 25124



Tel. +39.011.69.60.938 | Fax. +39.011.67.87.086 | Mob. +39.335.76.10.651  
Mail: [mail@geodes.it](mailto:mail@geodes.it) – Sito: [www.geodes.it](http://www.geodes.it)  
Piazza Arturo Graf, 124 - 10126 Torino (ITALY)