

S.S. 38 - LOTTO 4: VARIANTE DI TIRANO DALLO SVINCOLO DI STAZZONA (COMPRESO) ALLO SVINCOLO DI LORETO (CON COLLEGAMENTO ALLA DOGANA DI POSCHIAVO)

**S.S. 38 - LOTTO 4: NODO DI TIRANO -
TRATTA "A" (SVINCOLO DI BIANZONE - SVINCOLO LA GANDA)
E TRATTA "B" (SVINCOLO LA GANDA - CAMPONE IN TIRANO),
AI SENSI DEL PROTOCOLLO D'INTESA DEL 05/11/2007**

PROGETTO ESECUTIVO

 <p>STUDIO CORONA</p>	 <p>Ing. Valerio Bajetti Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-26211</p>	<p>ING. RENATO DEL PRETE</p> <p>Ing. Renato Del Prete Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5073</p>	 <p>Arch. Nicoletta Frattini Ordine degli Arch. di Torino e provincia n° A-8433</p>	 <p>Ing. Gabriele Incecchi Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-12102</p>
	<p>Ing. Renato Vaira (Ordine degli Ingg. di Torino e Provincia n° 4663 W)</p>	 <p>Prof. Ing. Matteo Ranieri Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1137</p>	<p>SETAC Srl Servizi & Engineering Trasporti Ambiente Costruzioni</p> <p>Prof. Ing. Luigi Monterisi Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1771</p>	<p>ARKE' INGENGERIA s.r.l. Via Immacolata Conc. Trapani n. 2 - 70124 Bari</p> <p>Ing. Gioacchino Angarano Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5970</p>

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO	RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE	GEOLOGO	IL COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE
	 	 	 
Dott. Ing. Giancarlo LUONGO	Ing. Valerio BAJETTI	Dott. Geol. Francesco AMANTIA SCUDERI	Ing. Gaetano RANIERI

HC02	OPERE D'ARTE MAGGIORI - GALLERIE NATURALI		
	GN01 - GALLERIA NATURALE IL DOSSO		
	Linee guida per l'applicazione delle sezioni tipo - Relazione tecnica		

CODICE PROGETTO	NOME FILE	REVISIONE	SCALA:
PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.	HC02_P01GN01OSTRE02_A.dwg		
M 1 3 2 4 E 1 8 0 1	CODICE ELAB. P 0 1 G N 0 1 O S T R E 0 2	A	

C					
B					
A	EMISSIONE	FEBBRAIO 2019	ING. G. SODERO	PROF. ING. VITTORIO RANIERI	ING. VALERIO BAJETTI
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

SOMMARIO

1	PREMESSA	3
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	4
2.1	Normative raccomandazioni linee guida	4
2.2	Bibliografia	4
3	DESCRIZIONE DELLE OPERE	6
4	METODO DI VERIFICA DELLE STRUTTURE E CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	7
5	FASE CONOSCITIVA	10
5.1	Inquadramento geologico e idrologico	10
5.2	Parametri geotecnici di progetto	10
5.2.1	Caratterizzazione dell'ammasso roccioso	10
6	ANALISI DEL COMPORTAMENTO DEFORMATIVO ALLO SCAVO (FASE DI DIAGNOSI)	12
6.1	Classi di comportamento del fronte di scavo	12
6.2	Metodi per la determinazione delle classi di comportamento	13
6.2.1	Metodo delle linee caratteristiche	13
6.2.2	Metodi semi-empirici-Criterio di Panet	14
6.2.3	Metodi semiempirici-Criterio di Tamez	16
6.3	Determinazione delle categorie di comportamento dello scavo	17
6.3.1	Analisi con il metodo delle linee caratteristiche	18
6.3.2	Analisi della stabilità del cavo con il Criterio di Panet	23
6.3.3	Analisi della stabilità del fronte con il Criterio di Tamez senza interventi di stabilizzazione del fronte	24
6.3.4	Commento alle analisi	28
6.3.5	Dimensionamento degli interventi di stabilizzazione del fronte - Classe V in faglia. ...	29
6.3.6	Dimensionamento degli interventi di stabilizzazione del fronte - Classe V in morena. ...	31
7	DEFINIZIONE DELLE SEZIONI DI AVANZAMENTO (FASE DI TERAPIA)	36
7.1	Sezione tipo GD-A1	36
7.2	Sezione tipo GD-A2	37
7.3	Sezione tipo GD-B1 IN FAGLIA	38
7.4	Sezione tipo GD-B2	40
7.5	Sezione tipo GD-C1	41
7.6	Sezione tipo GD-C2	43
7.7	Sezione tipo GD-C3 CONCIO D'ATTACCO	45
7.8	Sezione tipo GD-C4 TRANSIZIONE DETRITO-GNEISS	46
7.9	Sezione tipo GD-PS-A1 PIAZZOLA DI SOSTA	48
7.10	Sezione tipo GD-PS-B PIAZZOLA DI SOSTA	49
8	APPLICAZIONE DELLE LINEE GUIDA	52
8.1	Variabilità degli interventi - Sezione tipo GD-A1	53
8.2	Variabilità degli interventi - Sezione tipo GD-A2	53
8.3	Variabilità degli interventi - Sezione tipo GD-B1 IN FAGLIA	54
8.4	Variabilità degli interventi - Sezione tipo GD-B2	55
8.5	Variabilità degli interventi - Sezione tipo GD-C1	56
8.6	Variabilità degli interventi - Sezione tipo GD-C2	57
8.7	Variabilità degli interventi - Sezione tipo GD-C3 CONCIO D'ATTACCO	58

8.8	Variabilita' degli interventi - Sezione tipo C4 TRANSIZIONE DETRITO GNEISS	59
8.9	Variabilita' degli interventi - Sezione tipo GD.PS-A1 PIAZZOLA DI SOSTA	60
8.10	Variabilita' degli interventi - Sezione tipo GD-PS-B PIAZZOLA DI SOSTA.....	60
9	CONDIZIONI DI SOSTA PROLUNGATA E SITUAZIONI DI EMERGENZA.....	62

1 PREMESSA

La presente relazione è parte integrante del Progetto esecutivo della S.S. 38 Lotto 4 Nodo di Tirano Tratta A (Svincolo di Bianzone-Svincolo La Ganda) e Tratta B (Svincolo La Ganda-Campone in Tirano).

L'emissione di uno specifico documento di gestione dello scavo in corso d'opera nasce nell'ambito della progettazione secondo il Metodo Osservazionale (EC7-NTC18) che, mediante il controllo delle risultanze di monitoraggio e il confronto con i valori attesi, consentirà la definizione della sezione di scavo adeguata al contesto incontrato confermando o meno le previsioni progettuali e i limiti ammissibili anticipati.

Facendo riferimento alle problematiche evidenziate nella relazione geomeccanica e di seguito richiamate, vengono inizialmente fornite nei capitoli successivi le descrizioni dell'opera in oggetto e le indicazioni sulle soluzioni progettuali e sulle modalità costruttive adottate.

A seguire sono presentati i criteri progettuali finalizzati al "predimensionamento delle strutture" e degli interventi di confinamento e consolidamento della galleria in oggetto, mentre per i risultati e le necessarie verifiche alla base del dimensionamento delle strutture e degli interventi di consolidamento e confinamento di progetto si rimanda alle relazioni di calcolo riferite alle singole tipologie di classi di scavo.

Sono quindi presentate le Linee Guida che disciplinano la variabilità in sede di progetto dell'applicazione delle sezioni di scavo che hanno l'obiettivo di:

- Confermare in avanzamento le sezioni tipo riportate nei profili geomeccanici di progetto;
- Eventualmente variare gli interventi di consolidamento e preconsolidamento al fronte che devono, senza modificare strutturalmente le caratteristiche finali dell'opera, adeguarsi alle reali condizioni geomeccaniche riscontrate durante lo scavo di avanzamento, nonché al comortamento deformativo del cavo ed estrusivo del fronte;
- Eventualmente individuare una diversa sezione tipo tra quelle previste in progetto nella stessa Formazione qualora le condizioni realmente riscontrate risultino difformi da quelle ipotizzate.

La verifica in corso d'opera è fondamentale e prevede sistematici rilievi geostrutturali dei fronti di scavo e l'adozione di un sistema di monitoraggio che permettano, mediante misure d'estrusione del fronte, misure di convergenza, misure topografiche ed estensimetriche, di verificare la correttezza delle ipotesi progettuali e di apportare eventuali adeguamenti alle soluzioni proposte in caso di deviazione dal comportamento atteso.

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 NORMATIVE RACCOMANDAZIONI LINEE GUIDA

1. DM 17/01/2018. Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni
2. Circolare 21/01/2019 n. 7 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione dell'“Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al DM 17/01/2018
3. Decreto Ministeriale LL.PP. 09/01/1996 – Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche.
4. Decreto Ministeriale LL.PP. 16/01/1996 – Criteri generali per la verifica della sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi.
5. Circolare 15/10/1996 Ministero LL.PP. – Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche di cui al decreto ministeriale 09/01/1996.
6. Circolare 04/07/1996 Ministero LL.PP. – Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche di cui al decreto ministeriale 16/01/1996.
7. Decreto Ministeriale LL.PP. 11/03/1988 – Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
8. Circolare LL.PP. 24/09/1988 n.30483 – L.2.2.1974, n.64 - art.1 – Istruzioni per l'applicazione del D.M. 11/03/1988.
9. Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003: “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica” e successive modifiche e integrazioni.
10. A.F.T.E.S. Groupe de Travail n. 7 – Tunnel support and lining. – “Recommendations for use of convergence – confinement method”.
11. Raccomandazioni AICAP 1993 “Ancoraggi nei terreni e nelle rocce”.

2.2 BIBLIOGRAFIA

12. LOMBARDI G., AMBERG W.A. (1974): “Une méthode de calcul élasto-plastique de l'état de tension et de déformation autour d'une cavité souterraine”. Congresso Internazionale ISRM, Denver, 1974.
13. BIENIAWSKI Z.T. (1989): “Engineering rock mass classifications”. J. Wiley & Sons.
14. PANET M., GUENOT A. (1982): “Analysis of convergence behind the face of a tunnel”. Tunnel-ing '82, Brighton, 197-204.
15. PANET M. (1995): “Calcul des tunnels par la methode convergence-confinement”. Presses de l'ecole national des Ponts et Chaussees, Paris.
16. A.F.T.E.S. (1993): Tunnel et ouvrages souterrains – Supplement n°117.
17. HOEK E., BROWN E.T. (1982): “Underground excavation in rock”. Institution of Mining and Metallurgy, London.
18. HOEK E., CARRANZA-TORRES C., CORKUM B. (2002): “Hoek-Brown failure criterion” – 2002 Edition.
19. HOEK E. (2004): “Numerical Modelling for Shallow Tunnels in Weak Rock”. Rocscience, April 2004.

20. LUNARDI P. (2000): "The design and construction of tunnels using the approach based on the analysis of controlled deformation in rocks and soils". Tunnels & Tunnelling International, May.
21. PECK R.B. (1969): "Deep excavations and tunnelling in soft ground". Proc. 7th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Mexico city, 225-290.
22. MAIR R.J., TAYLOR R.N., BURLAND J.B. (1996): "Prediction of Ground Movements and Assessment of Risk of Building Damage due to Bored Tunnelling". Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, London.
23. CORNEJO L. (1989): "Instability at the face: its repercussion for tunnelling technology". Tunnels & Tunnelling, April.
24. ORESTE P.P. (1999) "Aspetti notevoli dell'analisi e dimensionamento dei sostegni di gallerie at-traverso i metodi di calcolo numerici". Gallerie e Grandi Opere Sotterranee, Nr. 57, 1999, 39-50.
25. LANCELLOTTA R. (1991): "Geotecnica" – Edizioni Zanichelli.

3 DESCRIZIONE DELLE OPERE

La Galleria stradale Il Dosso è ubicata a SE del Comune di Tirano al piede del versante orografico sinistro del Fiume Adda ed è compresa fra le progressive km 5+055.00 (inizio portale lato Sondrio) e km 6+170.26 (inizio portale lato Bormio).

Lo sviluppo longitudinale dell'opera (SW-NE), parallelo alla direzione della valle, è complessivamente di circa 1115.26.m (comprensivo delle tratte in artificiale).

Il tracciato in galleria presenta coperture massime, riferite in chiave di calotta, pari a circa 91.50 m. La sezione stradale prevista è ad un'unica carreggiata (due corsie di marcia) e corrisponde ad una sezione tipo C1 secondo il D.M. del 05/11/2001.

La galleria risulta composta da un tratto in naturale, da due tratti in artificiale e da portali di imbocco a becco di flauto.

La galleria naturale viene realizzata fra le progressive km 5+140.00 e km 6+118.26 per una lunghezza complessiva di scavo pari a 978.26 m.

La galleria Il Dosso, tenuto conto delle tratte in artificiale e naturale, consta pertanto di uno sviluppo complessivo di 1115.26 m.

Il suo tracciato si trova, prevalentemente, all'interno di formazioni metamorfiche costituite da gneiss e micascisti, a tetto delle quali si trova un esteso terrazzo morfologico ricoperto da depositi morenici. In corrispondenza dei due tratti iniziali dopo entrambi gli imbocchi è previsto lo scavo all'interno dei depositi morenici, prima di raggiungerne il substrato roccioso metamorfico.

La galleria presenta al di sotto del piano stradale un cunicolo pedonale di fuga finalizzato alla sicurezza in casi di emergenza.

Sono previste tre piazzole di emergenza alle seguenti progressive:

- Piazzola di emergenza 1 in sinistra tra Pk 5286.17 e Pk 5338.54;
- Piazzola di emergenza 2 in destra tra Pk 5586.60 e Pk 5638.33;
- Piazzola di emergenza 3 in sinistra tra Pk 5891.20 e Pk 5943.58.

All'interno della piazzola di emergenza sono inserite le scale che permettono di raggiungere il cunicolo pedonale posizionato al di sopra dell'arco rovescio.

La metodologia di lavoro si è sviluppata secondo l'approccio del metodo ADECO-RS, con i seguenti steps progettuali:

- a) **Fase conoscitiva:** in tale fase si sono raccolte le informazioni geologiche e geotecniche sull'area in esame e sono stati definiti i parametri geotecnici di progetto;
- b) **Fase di diagnosi:** è stato valutato il comportamento allo scavo nei terreni attraversati;
- c) **Fase di terapia:** si sono individuati gli interventi idonei per realizzare l'opera in condizioni di sicurezza.

4 METODO DI VERIFICA DELLE STRUTTURE E CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Le verifiche strutturali vengono svolte secondo il metodo degli stati limite facendo riferimento alle tensioni di progetto di seguito riportate.

Calcestruzzo rivestimento definitivo e arco rovescio:

- Calcestruzzo:	C25/30
- resistenza caratteristica cubica di calcolo:	$R_{ck} > 30 \text{ MPa}$
- resistenza caratteristica cilindrica a 28gg:	$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
- modulo di elasticità:	$E_{ck} = 31475.8 \text{ MPa}$
- coefficiente di Poisson:	$\nu = 0.20$
- rapporto E_s/E_c per calcolo tensioni in esercizio:	$E_a/E_c = 15$
- rapporto E_s/E_c per calcolo ampiezza fessure:	$E_a/E_c = 7$
- Resistenza di calcolo a compressione calcestruzzo	$f_{cd} = \alpha_{acc} \times f_{ck}/\gamma_c$
con:	$\gamma_c = 1.5 \text{ per SLU}$
	$\gamma_c = 1.0 \text{ per SLE}$
	$\alpha_{acc} = 0.85$

Stati limite:

- resistenza caratteristica di calcolo SLU:	$f_{cd} = \alpha_{acc} \times f_{ck}/\gamma_c = 14.17 \text{ MPa}$
- resistenza caratteristica di calcolo SLE:	$f_{cd} = \alpha_{acc} \times f_{ck}/\gamma_c = 21.25 \text{ MPa}$
con limiti di compressione nel cls pari a:	$\sigma_c \leq 0.60 \times f_{ck} = 15.00 \text{ MPa}$
	per comb. Rara
	$\sigma_c \leq 0.45 \times f_{ck} = 11.25 \text{ MPa}$
	per comb. Quasi Perm.
- resistenza a trazione di calcolo allo SLU:	$f_{ctd} = 1.20 \text{ MPa}$
- resistenza a trazione di calcolo allo SLE:	$f_{ctd} = 1.79 \text{ MPa}$
- resistenza a trazione per flessione di calcolo allo SLU:	$f_{ctfd} = 1.44 \text{ MPa}$
- resistenza a trazione per flessione di calcolo allo SLE:	$f_{ctfd} = 2.15 \text{ MPa}$

Acciaio per armature:

- Barre in acciaio tipo B450C ad aderenza migliorata, controllato in stabilimento:	
- tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk} = 540 \text{ MPa}$
- tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} = 450 \text{ MPa}$
- rapporto tensione di rottura/ tensione di snervamento:	$1.15 < f_{tk}/f_{yk} < 1.35$
- modulo di elasticità:	$E = 210000 \text{ MPa}$
- coefficiente di Poisson	$\nu = 0.30$
- Resistenza di calcolo acciaio	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$
con:	$\gamma_s = 1.15 \text{ per SLU}$
	$\gamma_s = 1.0 \text{ per SLE}$

Stati limite:

- resistenza caratteristica di calcolo SLU:	$f_{yd} = 391.30 \text{ MPa}$
- resistenza caratteristica di calcolo SLE:	$f_{yd} = 450.00 \text{ MPa}$
con limiti di compressione pari a:	$\sigma_s \leq 0.80 \times f_{yk} = 360.00 \text{ MPa}$

Spritz-beton fibrorinforzato:

- Calcestruzzo:	C28/35
- resistenza caratteristica cubica di calcolo:	$R_{ck} > 35 \text{ MPa}$
- resistenza caratteristica cilindrica a 28gg:	$f_{ck} = 28 \text{ MPa}$
- modulo di elasticità (a 28gg):	$E_{ck} = 32308.3 \text{ MPa}$
- coefficiente di Poisson:	$\nu = 0.20$
- quantità fibre di acciaio:	30 kg/m ³
- fibre metalliche a basso tenore di carbonio:	$f_{tk} > 700 \text{ MPa}$
- Resistenza di calcolo a compressione calcestruzzo	$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c$
con:	$\gamma_c = 1.5 \text{ per SLU}$
Stati limite:	
- resistenza caratteristica di calcolo SLU:	$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 18.67 \text{ MPa}$
- resistenza a trazione di calcolo allo SLU:	$f_{ctd} = 0$

Acciaio da carpenteria per centine metalliche:

- Profilati in acciaio S 275 (Fe430):	
- tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk} = 430 \text{ MPa}$
- tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} = 275 \text{ MPa}$
- modulo elastico	$E = 210000 \text{ MPa}$
- coefficiente di Poisson	$\nu = 0.30$
- Resistenza di calcolo	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$
con:	$\gamma_s = 1.05 \text{ per SLU}$
Stati limite:	
- resistenza caratteristica di calcolo SLU:	$f_{yd} = 261.90 \text{ MPa}$

Acciaio da carpenteria per infilaggi metallici:

- Profilati in acciaio S 355 H (Fe510):	
- tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk} = 510 \text{ MPa}$
- tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} = 355 \text{ MPa}$
- modulo elastico	$E = 210000 \text{ MPa}$
- coefficiente di Poisson	$\nu = 0.30$
- Resistenza di calcolo	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$
con:	$\gamma_s = 1.05 \text{ per SLU}$
Stati limite:	
- resistenza caratteristica di calcolo SLU:	$f_{yd} = 338.10 \text{ MPa}$

Bulloni ad aderenza continua per espansione meccanica del profilato tipo Swellex Mn24:

- Tipo di acciaio:	EN10 025-S355JR
- Modulo di elasticità:	$E = 210000 \text{ MPa}$
- Diametro profilo:	$D_p = 36 \text{ mm}$
- Diametro profilo espanso:	$D_e = 54 \text{ mm}$
- Diametro perforazione raccomandato:	$D_{pr} = 43-52 \text{ mm}$
- Diametro perforazione ottimale:	$D_{po} = 45-51 \text{ mm}$
- Sezione resistente:	$A_s = 480.66 \text{ mm}^2$
- Pressione di iniezione:	$p = 30 \text{ MPa}$
- Carico di rottura tipico (profilo espanso):	$F_t = 240 \text{ kN}$
- Carico di rottura minimo (profilo espanso):	$F_t = 200 \text{ kN}$

- Carico di snervamento minimo (profilo espanso): $F_y = 190 \text{ kN}$
 - Allungamento minimo (profilo espanso): $A_l = 20\%$
 - Resistenza di calcolo $F_{yd} = F_y/\gamma_s$
- con: $\gamma_s = 1.05 \text{ per SLU}$

Stati limite:

- resistenza caratteristica di calcolo SLU: **$F_{yd} = 180.95 \text{ kN}$**

Tubi in vetroresina 60/40:

- Tubi 60/40 (diametro esterno 60 mm/diametro interno 40 mm)
 - Peso specifico $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
 - Modulo di elasticità: $E = 30000 \text{ MPa}$
 - Resistenza a trazione: $f_{fk} = 750 \text{ MPa}$
 - Resistenza al taglio: $f_{tk} = 150 \text{ MPa}$
 - Resistenza di calcolo $\eta_{ffd} = \eta_x f_{fk} / \gamma_m$
- con: $\gamma_m = 1.5 \text{ per SLU}$
 $\eta = \eta_x \eta_l$
 $\eta_x = 1.0 \text{ (opera provvisoria)}$
 $\eta_l = 1.0 \text{ per SLU}$

Stati limite:

- resistenza caratteristica a trazione di calcolo SLU: **$f_{fd} = 500.00 \text{ MPa}$**
- resistenza caratteristica a taglio di calcolo SLU: **$f_{td} = 100.00 \text{ MPa}$**

Tiranti-ancoraggi autoperforanti tipo R38N:

- Tiranti-ancoraggi autoperforanti in acciaio tipo R38N:
 - Diametro esterno: $D_e = 38 \text{ mm}$
 - Diametro interno: $D_i = 19 \text{ mm}$
 - Sezione resistente: $A_s = 800 \text{ mm}^2$
 - Carico di rottura: $F_t = 500 \text{ kN}$
 - Carico di snervamento: $F_y = 400 \text{ kN}$
 - Resistenza di calcolo $F_{yd} = F_y/\gamma_s$
- con: $\gamma_s = 1.05 \text{ per SLU}$

Stati limite:

- resistenza caratteristica di calcolo SLU: **$F_{yd} = 380.95 \text{ kN}$**

5 FASE CONOSCITIVA

Nella fase conoscitiva si sono acquisiti gli elementi geologici e geotecnici necessari alla ricostruzione di un profilo geologico di previsione ed alla caratterizzazione dei terreni interessati dagli scavi, in termini di parametri di resistenza e di deformabilità. Tali dati appaiono indispensabili al fine di analizzare gli equilibri naturali preesistenti e la loro evoluzione a seguito dello scavo, operando correttamente nella successiva fase di diagnosi.

Per una descrizione dettagliata delle indagini geotecniche eseguite e delle interpretazioni condotte si rimanda alla Relazione geologica e idrogeologica, alla Relazione di caratterizzazione geotecnica e al Profilo geomeccanico. Nel seguito si riporta un breve inquadramento geologico e, per ciascuna litologia, una sintesi della caratterizzazione geotecnica.

5.1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO E IDROLOGICO

Il tracciato della galleria naturale interesserà, prevalentemente, le litologie gneissiche appartenenti alla formazione degli Gneiss del Monte Tonale. A partire dall'imbocco naturale lato Sondrio per un tratto di circa 130 m ed a partire dall'imbocco naturale lato Bormio per un tratto di circa 70 m, il tracciato si svilupperà all'interno della formazione delle Morene.

Per quanto riguarda la situazione idrogeologica la copertura della galleria è interessata da due sistemi di circolazione delle acque, il primo acquifero, più superficiale, interessa solo i depositi morenici di copertura, mentre il secondo, più profondo e presente all'interno dell'ammasso roccioso, si manifesta in prossimità di zone altamente fratturate o in presenza di piani di faglia. All'interno della galleria regnerà pertanto una situazione limitata localmente di stillicidi.

Per una ricostruzione dettagliata della litologia lungo il tracciato della galleria si rimanda al Profilo geomeccanico.

5.2 PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

I dati delle prove in situ e di laboratorio, congiuntamente ai rilievi effettuati nel corso delle perforazioni, permettono di distinguere, dal punto di vista applicativo, le seguenti unità geotecniche:

- **Gneiss del Monte Tonale:** formazione costituita da gneiss a grana media a biotite e sillimanite e localmente granatiferi; presentano una scistosità mediamente pervasiva e, al di fuori dalla zone di faglia, sono generalmente compatti con sistemi di giunti prevalentemente chiusi e con superfici poco alterate.
- **Morene:** depositi caotici misti a detrito di versante costituiti da un accumulo caotico di diverse facies granulometriche rappresentate da sabbie, ghiaie e trovanti di dimensioni variabili in matrice limo-sabbiosa.

Si rimanda alla Relazione di caratterizzazione geotecnica per l'esame dettagliato delle proprietà indice e delle caratteristiche meccaniche dei terreni interessati.

5.2.1 Caratterizzazione dell'ammasso roccioso

Da un punto di vista geomeccanico, la qualità degli ammassi rocciosi presenti nell'area interessata dallo scavo in sotterraneo è variabile da una classe III ad una classe V; in particolare la classe V si riferisce ad ammassi intensamente fratturati presenti verosimilmente in corrispondenza dell'attraversamento della faglia.

L'ammasso roccioso gneissico è stato modellato con un modello di "continuo equivalente" descritto da un comportamento elastico-lineare perfettamente plastico con criterio di rottura alla Mohr-Coulomb e legge di flusso non associata.

I parametri dell'involuppo di rottura equivalente di Mohr-Coulomb sono stati determinati da quelli dell'involuppo di rottura curvilineo di Hoek-Brown.

I parametri geotecnici ricavati per l'ammasso roccioso sono relativi alle tre classi geomeccaniche (classi III, IV e V) secondo cui è stato classificato l'ammasso stesso.

I depositi morenici sono stati modellati come un materiale a comportamento elastico-lineare perfettamente plastico con criterio di rottura alla Mohr-Coulomb.

Nel seguito si riportano i parametri geotecnici utilizzati nelle successive analisi di calcolo.

PK	Classe	H (m)	GSI	C (MPa)	Φ (°)	σ_c (MPa)	σ_{cm} (MPa)	Ed (MPa)
5270 - 5420	IV	37.50	58	0.453	61	3.045	13.283	6491
5420 - 5480	III	41.50	70	1.129	65	11.182	29.685	19077
5480-5490	IV	42.50	58	0.571	62	4.179	18.232	8909
5490 - 5510	V	42.50	40	0.191	45	0.287	3.371	803
5510 - 5520	IV	42.50	58	0.571	62	4.179	18.232	8909
5520 - 6010	III	91.50	70	1.700	63	14.806	39.308	22176
6010 – 6048.26	IV	30.50	58	0.371	61	2.508	10.939	5343

Tabella 1 – Parametri di progetto dell'ammasso ricavati da involuppi di rottura di HOEK-BROWN.

Per le differenti classi di scavo si considera:

PK	Classe	GSI	C (MPa)	Φ (°)	Ed (MPa)	ν	α (°)
5270 - 5420	IV	58	0.453	61	6491	0.25	7
5420 - 5480	III	70	1.129	65	19077	0.25	8
5480-5490	IV	58	0.571	62	8909	0.25	7
5490 - 5510	V	40	0.191	45	803	0.25	6
5510 - 5520	IV	58	0.571	62	8909	0.25	7
5520 - 6010	III	70	1.700	63	22176	0.25	8
6010 – 6048.26	IV	58	0.371	61	5343	0.25	7

Tabella 2 – Parametri di progetto - Coefficiente di Poisson e Dilatanza.

Per i depositi morenici si assumono i seguenti parametri geotecnici:

Peso di volume:	21 kN/mc
Angolo di attrito caratteristico:	34°
Coesione efficace:	10 kPa
Modulo Elastico (Young):	30.0 MPa
Modulo Edometrico:	12.5 MPa
Coefficiente di Poisson:	0.3.

6 ANALISI DEL COMPORTAMENTO DEFORMATIVO ALLO SCAVO (FASE DI DIAGNOSI)

Nella fase di diagnosi, sulla base degli elementi raccolti in fase conoscitiva, si è proceduto a suddividere il tracciato in tratte a comportamento deformativo omogeneo, nell'ambito delle tre categorie di comportamento del metodo ADECO-RS [20] descritte nel seguito.

Le previsioni di comportamento lungo il tracciato della galleria sono illustrate in forma sintetica nel Profilo geomeccanico.

6.1 CLASSI DI COMPORTAMENTO DEL FRONTE DI SCAVO

La valutazione dell'evoluzione dello stato tensionale nel terreno a seguito della realizzazione di una galleria viene condotta attraverso l'analisi dei fenomeni deformativi del mezzo attraversato, che forniscono informazioni sul comportamento della cavità nei riguardi della stabilità a breve ed a lungo termine.

Il comportamento del cavo e del fronte è infatti funzione, oltre che delle caratteristiche geometriche della cavità stessa e dei carichi litostatici cui è soggetta, delle caratteristiche di resistenza e di deformabilità del nucleo d'avanzamento, inteso come il prisma di terreno individuato a monte del fronte dallo stesso profilo di scavo per una profondità di circa un diametro.

Se il nucleo non è costituito da materiale sufficientemente rigido e resistente da mantenere in campo elastico il proprio comportamento tensio-deformativo, si sviluppano fenomeni deformativi e plasticizzazioni rilevanti in avanzamento sul fronte, cui conseguono il detensionamento e il decadimento delle caratteristiche meccaniche del terreno al contorno del cavo.

Se, viceversa, il comportamento del nucleo d'avanzamento si mantiene in campo elastico, esso svolge un'azione di precontenimento del cavo, che si mantiene a sua volta in condizioni elastiche, conservando le caratteristiche di massima resistenza del materiale attraversato.

Il comportamento del fronte di scavo, al quale è legato quello della cavità, può essere sostanzialmente ricondotto alle seguenti tre categorie di comportamento [20]:

Categoria A: Galleria a fronte stabile.

Se il fronte di scavo è stabile, 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 ad esaurirsi rapidamente. In questo caso anche il comportamento del cavo sarà stabile, mantenendosi prevalentemente in campo elastico, e quindi non si rendono necessari interventi preventivi di consolidamento, se non localizzati e in misura molto ridotta. Il rivestimento definitivo costituirà allora il margine di sicurezza per la stabilità a lungo termine.

Categoria B: Galleria a fronte stabile a breve termine.

Questa condizione si verifica quando lo stato tensionale indotto dall'apertura della cavità supera la resistenza geomeccanica del materiale al fronte, che si allontana progressivamente da un comportamento di tipo elastico, per passare ad un comportamento di tipo elasto-plastico. I fenomeni deformativi connessi con la redistribuzione delle tensioni risultano più accentuati che nel caso precedente, e producono nell'ammasso al fronte una riduzione delle caratteristiche di resistenza con decadimento verso i parametri plastici residui. La decompressione indotta dallo scavo può essere opportunamente controllata e regimata con adeguati interventi di preconsolidamento del fronte e/o di consolidamento al contorno del cavo. In tal modo si fornisce l'opportuno contenimento all'ammasso, che manterrà un comportamento stabile.

Nel caso non si prevedano opportuni interventi, lo stato tensio-deformativo potrà evolvere verso situazioni di instabilità del cavo in via di realizzazione. Il rivestimento definitivo costituirà il margine di sicurezza a lungo termine.

Categoria C: Galleria a fronte instabile.

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. Tali deformazioni producono un incremento dell'estensione della zona dell'ammasso decompressa in corrispondenza del fronte, dove si sviluppa un progressivo e rapido decadimento delle caratteristiche geomeccaniche del materiale. L'espansione della fascia di materiale decompresso al contorno del cavo deve essere contenuta prima dell'arrivo del fronte di scavo, e richiede pertanto interventi di preconsolidamento sistematici in avanzamento, che consentano di creare artificialmente l'effetto arco capace di far evolvere la situazione verso configurazioni di equilibrio stabile.

6.2 METODI PER LA DETERMINAZIONE DELLE CLASSI DI COMPORTAMENTO

L'individuazione delle classi di comportamento del fronte è stata condotta utilizzando il metodo delle linee caratteristiche e i metodi di analisi della stabilità del fronte.

Il metodo delle linee caratteristiche consente di valutare la risposta deformativa del fronte e della cavità nelle ipotesi di stato di sforzo costante ed isotropo e galleria a sezione circolare; è pertanto applicabile nel caso di galleria profonda (indicativamente con copertura in chiave di calotta $> 2.5\div 3$ volte il diametro della galleria).

Per coperture inferiori a $2.5\div 3$ volte il diametro della galleria (condizione di galleria superficiale) occorre portare in conto la natura tridimensionale del problema e valutare i possibili meccanismi di rottura del terreno che possono propagarsi fino al piano campagna.

Le soluzioni presentate in letteratura che consentono di valutare la stabilità del fronte fanno riferimento ad una galleria realizzata in un terreno omogeneo.

Le due metodologie di analisi sono state applicate in relazione alle coperture di progetto, individuando, anche in funzione delle caratteristiche geotecniche, il comportamento del fronte fra i tre precedentemente illustrati:

- Categoria A – “Fronte stabile”
- Categoria B – “Fronte stabile a breve termine”
- Categoria C – “Fronte instabile”.

6.2.1 Metodo delle linee caratteristiche

Il metodo delle linee caratteristiche permette di valutare l'andamento delle deformazioni radiali dei diversi elementi della galleria (fronte, cavità, nucleo di terreno al fronte) al variare delle pressioni di contenimento sul contorno del cavo, le quali, per effetto dello scavo, dal valore di tensione naturale all'interno dell'ammasso diminuiscono fino ad annullarsi oltre il raggio di azione del fronte di scavo. È stata adottato il metodo proposto da Amberg-Lombardi [12], in base al quale si sono determinate:

1. **la linea caratteristica del fronte**, che consente di rappresentare il comportamento del cavo in corrispondenza del fronte;

2. **la linea caratteristica della cavità**, che consente di rappresentare il comportamento del cavo in lontananza dal raggio di influenza del fronte;
3. **la resistenza del nucleo di terreno situato davanti al fronte** ($R_{1/2nucleo}$), definita a partire dal valore di coesione c del terreno e dal suo angolo di attrito φ secondo le seguenti relazioni:

$$R_{1/2nucleo} = c \cdot k_p^{0.5}$$

con

$$k_p = \tan^2 (45^\circ + \varphi / 2)$$

Il terreno è considerato omogeneo ed isotropo, con comportamento elasto-plastico con criterio di resistenza alla Mohr-Coulomb e con leggi di flusso non associato.

L'intersezione tra la linea caratteristica del fronte e la linea caratteristica del nucleo individua la condizione di equilibrio del fronte e permette di valutare lo spostamento radiale del cavo nella sezione in corrispondenza del fronte di scavo (u_f).

Altre due curve ricavate dal metodo e che contribuiscono ad analizzare il comportamento dell'ammasso allo scavo sono:

4. la curva che rappresenta l'andamento del **raggio plastico al fronte** in funzione della pressione interna di contenimento;
5. la curva che esprime l'andamento del **raggio plastico della cavità** in funzione della pressione interna di contenimento.

Nel modello adottato per le linee caratteristiche, **i parametri di resistenza del terreno non vengono abbattuti (cioè si applicano i parametri caratteristici del terreno)** in quanto le analisi in oggetto sono mirate alla conoscenza della risposta tensio-deformativa della cavità in assenza di strutture di confinamento.

L'attribuzione delle classi di comportamento viene effettuata secondo le seguenti modalità:

- Se il rapporto percentuale tra lo spostamento radiale al fronte e il raggio equivalente di scavo è minore di 0.3 il comportamento è di tipo A, così come quando il rapporto tra il raggio plastico al fronte e il raggio equivalente è inferiore a 1.2;
- Se il rapporto percentuale tra lo spostamento radiale al fronte e il raggio equivalente di scavo è compreso tra 0.3 e 0.5 il comportamento è di tipo B, così come quando il rapporto tra il raggio plastico al fronte e il raggio equivalente è compreso tra 1.2 e 1.5;
- Se il rapporto percentuale tra lo spostamento radiale al fronte e il raggio equivalente di scavo è maggiore di 0.5 il comportamento è di tipo C, così come quando il rapporto tra il raggio plastico al fronte e il raggio equivalente è maggiore a 1.5.

6.2.2 Metodi semi-empirici-Criterio di Panet

Criterio di Panet in relazione al tasso di deconfinamento critico λ_e

Questo criterio [15] consente di verificare le condizioni di stabilità del cavo in funzione del valore critico del tasso di deconfinamento (λ_e) del materiale interessato dalla cavità (valore cui si hanno le prime plasticizzazioni).

Tale parametro, in relazione al criterio di rottura adottato (Mohr-Coulomb) è funzione dei parametri di resistenza dell'ammasso c e φ e del fattore di stabilità N_s secondo la seguente relazione:

$$\lambda_e = \frac{1}{K_p + 1} \cdot \left[K_p - 1 + \frac{2}{N_s} \right]$$

$$N_s = \frac{2\sigma_z}{\sigma_{cm}}$$

dove σ_z rappresenta la tensione litostatica agente in calotta, σ_{cm} la resistenza a compressione dell'ammasso e K_p il coefficiente di spinta passiva.

Per l'interpretazione dei risultati, l'Autore suggerisce i seguenti valori limite del tasso di deconfinamento, ai quali corrispondono determinate condizioni di stabilità del fronte di scavo:

- **$\lambda_e > 0.6$** **fronte di scavo stabile**, le pressioni raggiungono il valore massimo di resistenza dell'ammasso a tergo del fronte;
- **$0.3 < \lambda_e < 0.6$** **fronte di scavo stabile a breve termine**, al fronte di scavo le pressioni raggiungono il valore di resistenza massima prima in vicinanza del bordo poi verso il nucleo;
- **$\lambda_e < 0.3$** **fronte di scavo instabile**, il fronte di scavo è in condizioni di instabilità per cui necessita di interventi preventivi di consolidamento.

Questo criterio è stato ricavato in contesti di galleria profonda.

Il calcolo della stabilità del cavo con il criterio di Panet è stato eseguito **allo SLU secondo la Combinazione A2+M2+R2**, in cui i parametri di resistenza dell'ammasso sono abbattuti applicando i coefficienti parziali del gruppo M2 ai parametri caratteristici utilizzando le seguenti tabelle del NTC.

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

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ (o γ_F)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{c1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{c2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{o1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

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

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

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

6.2.3 Metodi semiempirici-Criterio di Tamez

Criterio di Tamez in relazione al fattore di sicurezza FSF

Nel caso delle gallerie superficiali il problema della stabilità del fronte viene affrontato ricorrendo ad un metodo all'equilibrio limite che simuli i reali meccanismi di rottura del terreno a seguito di operazioni di scavo.

Il metodo di Tamez [23] consente di valutare le condizioni di stabilità del fronte di scavo adottando un approccio all'equilibrio limite del solido prismatico gravante davanti al fronte, attraverso il calcolo di un fattore di sicurezza globale denominato FSF.

L'espressione del fattore di sicurezza si basa sulla definizione del paraboloide di Protodyakonov che delimita l'area del materiale potenzialmente instabile.

Per semplificare il calcolo, il paraboloide viene schematizzato con un solido composto da tre elementi prismatici, secondo quanto rappresentato nella Figura seguente, del quale se ne valutano le condizioni di equilibrio.

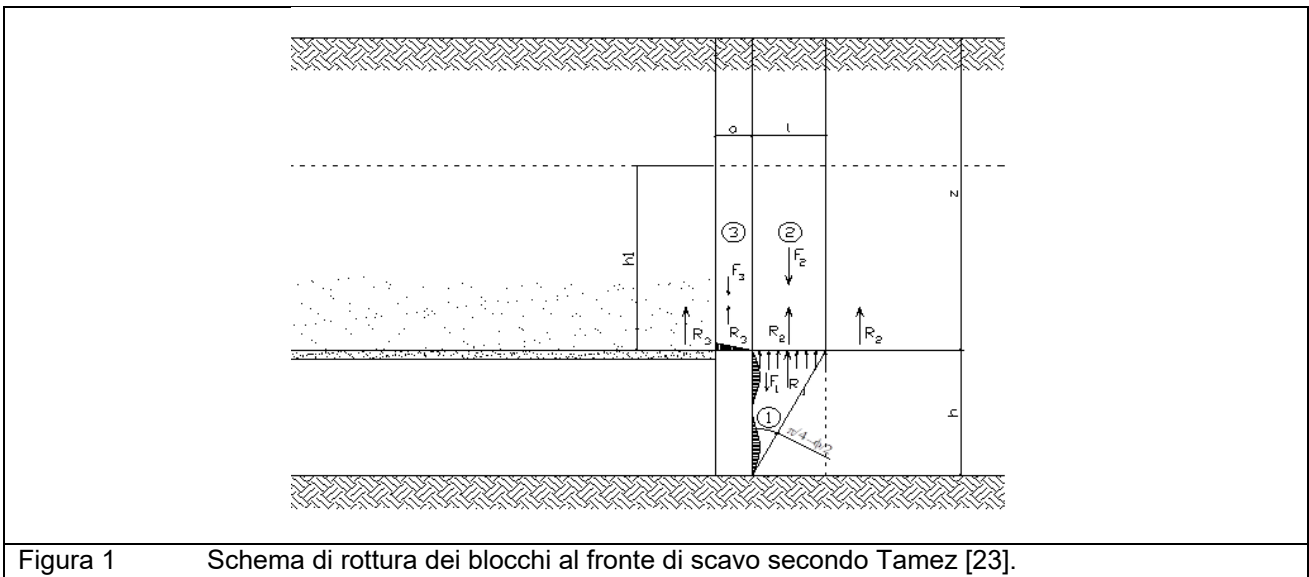


Figura 1 Schema di rottura dei blocchi al fronte di scavo secondo Tamez [23].

Il metodo determina le massime tensioni tangenziali che le facce di ogni prisma possono sopportare senza scorrimenti (forze resistenti) e le forze di massa di ogni prisma (forze agenti).

Il rapporto del momento delle forze resistenti su quello delle forze agenti fornisce un coefficiente di sicurezza, denominato FSF (face security factor), secondo la relazione seguente.

$$FSF = \frac{\left[\frac{2 \cdot (\tau_{m2} - \tau_{m3}) + 2 \cdot \tau_{m3}}{\left(1 + \frac{a}{l}\right)^2} \right] \cdot \frac{h_1}{b} + \frac{2 \cdot \tau_{m3}}{\left(1 + \frac{a}{l}\right) \cdot \sqrt{k_a}} \cdot \frac{h_1}{h} + \frac{3,4 \cdot c}{\left(1 + \frac{a}{l}\right)^2 \cdot \sqrt{k_a}}}{\left[1 + \frac{2h}{3z \left(1 + \frac{a}{l}\right)^2} \right] \cdot [\gamma \cdot z - P_i]}$$

Nella relazione precedente, i coefficienti τ_{m2} e τ_{m3} dipendono dalla profondità della galleria; più precisamente, se la galleria è profonda (cioè per un rapporto tra copertura e diametro di scavo superiore a 3), valgono le seguenti uguaglianze.

$$\tau_{m2} = c + \frac{k_0}{2} \cdot \left\{ w\gamma + (z - h_1 - w) \cdot (\gamma - \gamma_w) + 3,4 \cdot \frac{c}{k_a} - \frac{(\gamma - \gamma_w) \cdot h}{2} \right\}$$

$$\tau_{m3} = c + \{0,25 \cdot [w\gamma + (z - h_1 - w) \cdot (\gamma - \gamma_w) - u]\} \cdot \text{tg} \varphi$$

Nel caso, invece, di galleria superficiale (e quindi per $z/D \leq 3$), τ_{m2} e τ_{m3} vengono calcolati con le relazioni seguenti.

$$\tau_{m2} = c + \frac{k_0}{2} \cdot \left\{ 3,4 \cdot \frac{c}{\sqrt{k_a}} - \frac{(\gamma - \gamma_w) \cdot h}{2} \right\}$$

$$\tau_{m3} = c$$

Per valutare la stabilità è altresì necessario calcolare il fattore di sicurezza del prisma 3 (Figura 1) secondo la formula seguente.

$$FS3 = \frac{2 \cdot \tau_{m3}}{\gamma \cdot z - P_i} \left(\frac{h_1}{b} \right) \cdot \left(1 + \frac{b}{a} \right)$$

Perché sia garantita la stabilità, si deve considerare il minore tra FSF e FS3.

Dato che i meccanismi di rottura considerati nel metodo si riferiscono a situazioni potenzialmente valide per terreni o rocce tenere, l'analisi di stabilità del fronte di scavo con il metodo di Tamez è stata applicata negli attraversamenti nella zona in faglia, in cui il materiale di scavo risulta intensamente fratturato e detensionato, oltre che alle situazioni di galleria nelle Morene.

Il calcolo della stabilità del fronte di scavo con il criterio di Tamez è stato eseguito **allo SLU secondo la Combinazione A2+M2+R2**, in cui i parametri di resistenza dell'ammasso sono abbattuti applicando i coefficienti parziali del gruppo M2 ai parametri caratteristici.

La stabilità del fronte di scavo è garantita da un valore del coefficiente di sicurezza = min (FSF; FS3) > 1.1, ovvero utilizzando $\gamma_R = 1.1$ come coefficiente R2 secondo la tabella 6.8.1 del NTC "Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere in materiali sciolti e di fronti di scavo".

6.3 DETERMINAZIONE DELLE CATEGORIE DI COMPORTAMENTO DELLO SCAVO

Le categorie di comportamento sono state individuate sulla base dei risultati delle analisi condotte con i metodi descritti nel paragrafo precedente.

Le analisi con il metodo delle linee caratteristiche sono state eseguite nelle sezioni di copertura massima per le diverse classi in cui è stato classificato l'ammasso roccioso e nella sezione di copertura massima in corrispondenza della piazzola di sosta.

A scopo prudenziale l'analisi con le curve caratteristiche è stata eseguita anche per la sezione nelle Morene, pur trattandosi di un contesto di galleria superficiale.

La seguente Tabella riepiloga le sezioni di studio analizzate con le linee caratteristiche.

Sezione di studio	PK	H (m)	Formazione	Classe di scavo
1	5270 - 5420	37.50	Gneiss	IV
2	PIAZZOLA 1	30.00	Gneiss	IV
3	5420 - 5480	41.50	Gneiss	III
4	5480-5490	42.50	Gneiss	IV
5	5490 - 5510	42.50	Gneiss Faglia	V
6	5520 - 6010	91.50	Gneiss	III
7	PIAZZOLA 2-3	77.00	Gneiss	III
8	6010 – 6048.26	30.50	Gneiss	IV
9	6048.26 – 6118.26	25.00	Morena	V

Tabella 3 – Sezioni analizzate con le linee caratteristiche

Le analisi di stabilità del fronte con il criterio di Panet sono state effettuate per le sezioni ad alta copertura.

Le analisi di stabilità del fronte con il criterio di Tamez sono state effettuate nella zona in faglia (classe V) e nella sezione nelle Morene.

Tutte le analisi svolte si riferiscono al cavo libero, senza alcun intervento di preconsolidamento, precontenimento e contenimento.

6.3.1 Analisi con il metodo delle linee caratteristiche

I risultati ottenuti sono riportati nella seguente Tabella, in cui R_0 è il raggio equivalente di scavo, u_f rappresenta lo spostamento radiale del cavo in corrispondenza del fronte di scavo, $R_{pl,f}$ è il raggio plastico della fascia plasticizzata al fronte, u_{inf} lo spostamento radiale del cavo a grande distanza dal fronte e $R_{pl,inf}$ il raggio plastico della fascia plasticizzata lontano dal fronte:

Sezione di studio	Formazione	H (m)	R_0 (m)	u_f (cm)	$R_{pl,f}/R_0$	u_{inf} (cm)	$R_{pl,inf}/R_0$	Categoria
1	Gneiss IV	37.50	6.85	0.029	1	0.133	1	A
2	Gneiss IV	30.00	8.25	0.024	1	0.128	1	A
3	Gneiss III	41.50	6.85	0.029	1	0.050	1	A
4	Gneiss IV	42.50	6.85	0.023	1	0.110	1	A
5	Gneiss Faglia V	42.50	6.85	0.340	1	1.454	1.16	A/B
6	Gneiss III	91.50	6.85	0.056	1	0.095	1	A
7	Gneiss III	77.00	8.25	0.051	1	0.096	1	A
8	Gneiss IV	30.50	6.85	0.028	1	0.013	1	A
9	Gneiss V	25.00	6.85	25.21	2.18	105.6	2.98	C

Tabella 4 – Risultati delle analisi con le linee caratteristiche

LINEE CARATTERISTICHE SEZIONE DI STUDIO 1 IN CLASSE IV LATO SONDRIO TRAK PK 5270 E 5420

Raggio della cavità R= 6,850 m
 Pressione isotropa originaria p0= 1,013 MPa
 Modulo elastico ammasso E= 6491,000 MPa
 Modulo di Poisson ammasso nu= 0,250
 Angolo di attrito interno di picco dell'ammasso fp= 61,000 °
 Coesione di picco dell'ammasso cp= 0,453 MPa
 Angolo di attrito interno residuo dell'ammasso fr= 61,000 °
 Coesione residua dell'ammasso cr= 0,453 MPa
 Angolo di dilatazione psi= 7,000 °
 Pressione radiale critica p(Rp)= -0,093 MPa
 Spostamento per pressione radiale critica u_p(Rp)= 1,458 mm
 Spostamento per pressione radiale nulla uinf_p=0= 1,336 mm
 Rapporto tra RpinfR per P per pressione radiale nulla RpinfR_p=0= 1,000

Metodo di Panet
 Distanza avanti e dietro il fronte di scavo x= 1,000 m
 Coefficiente a_panet a_panet= 0,735
 Coefficiente b_panet b_panet= 0,845
 Fatt. di deconf. lambda(x) = 1-a_panet*(b_panet/R/(x+b_panet*R))^2 lambda(x)= 0,466
 Pressione fittizia zona fronte scavo p_fict_panet= 0,541 MPa
 Spostamento Al fronte in corrispondenza di p_fict_panet u_f_p_fict_panet= 0,290 mm
 RpifR in corrispondenza di p_fict_panet RpifR= 1,000

Metodo della resistenza di 1/2 nucleo
 Resistenza del nucleo di terreno situato davanti al fronte R (1/2nucleo)= 1,752 MPa
 Spostamento al fronte in corrispondenza di R (1/2nucleo) u_f_R1/2nucleo= mm
 RpifR in corrispondenza di R (1/2nucleo) RpifR=

p (MPa)	ue(mm)	up(mm)	RpifR	ue(mm) fronte	up(mm) fronte
0,000	1,336	1,336	1,000	0,622	0,622
0,025	1,302	1,302	1,000	0,606	0,606
0,051	1,269	1,269	1,000	0,591	0,591
0,076	1,235	1,235	1,000	0,575	0,575
0,101	1,202	1,202	1,000	0,560	0,560
0,127	1,169	1,169	1,000	0,544	0,544
0,152	1,135	1,135	1,000	0,529	0,529
0,177	1,102	1,102	1,000	0,513	0,513
0,203	1,068	1,068	1,000	0,497	0,497
0,228	1,035	1,035	1,000	0,482	0,482
0,253	1,002	1,002	1,000	0,466	0,466
0,278	0,968	0,968	1,000	0,451	0,451
0,304	0,935	0,935	1,000	0,435	0,435
0,329	0,902	0,902	1,000	0,420	0,420
0,354	0,868	0,868	1,000	0,404	0,404
0,380	0,835	0,835	1,000	0,389	0,389
0,405	0,801	0,801	1,000	0,373	0,373
0,430	0,768	0,768	1,000	0,358	0,358
0,456	0,735	0,735	1,000	0,342	0,342
0,481	0,701	0,701	1,000	0,326	0,326
0,506	0,668	0,668	1,000	0,311	0,311
0,532	0,634	0,634	1,000	0,295	0,295
0,557	0,601	0,601	1,000	0,280	0,280
0,582	0,568	0,568	1,000	0,264	0,264
0,608	0,534	0,534	1,000	0,249	0,249
0,633	0,501	0,501	1,000	0,233	0,233
0,658	0,467	0,467	1,000	0,218	0,218
0,683	0,434	0,434	1,000	0,202	0,202
0,709	0,401	0,401	1,000	0,187	0,187
0,734	0,367	0,367	1,000	0,171	0,171
0,759	0,334	0,334	1,000	0,155	0,155
0,785	0,301	0,301	1,000	0,140	0,140
0,810	0,267	0,267	1,000	0,124	0,124
0,835	0,234	0,234	1,000	0,109	0,109
0,861	0,200	0,200	1,000	0,093	0,093
0,886	0,167	0,167	1,000	0,078	0,078
0,911	0,134	0,134	1,000	0,062	0,062
0,937	0,100	0,100	1,000	0,047	0,047
0,962	0,067	0,067	1,000	0,031	0,031
0,987	0,033	0,033	1,000	0,016	0,016
1,013	0,000	0,000	1,000	0,000	0,000

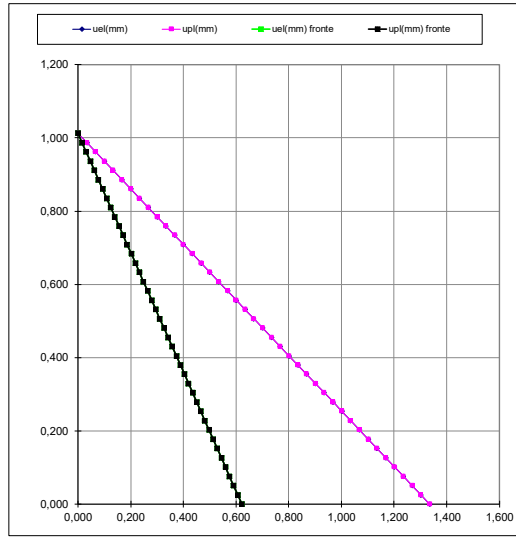


Figura 2 – Sezione di studio 1 in Classe IV lato Sondrio

LINEE CARATTERISTICHE SEZIONE DI STUDIO 2 IN CLASSE IV SONDRIO PIAZZOLA 1

Raggio della cavità R= 8,250 m
 Pressione isotropa originaria p0= 1,013 MPa
 Modulo elastico ammasso E= 6491,000 MPa
 Modulo di Poisson ammasso nu= 0,250
 Angolo di attrito interno di picco dell'ammasso fp= 61,000 °
 Coesione di picco dell'ammasso cp= 0,453 MPa
 Angolo di attrito interno residuo dell'ammasso fr= 61,000 °
 Coesione residua dell'ammasso cr= 0,453 MPa
 Angolo di dilatazione psi= 7,000 °
 Pressione radiale critica p(Rp)= -0,118 MPa
 Spostamento per pressione radiale critica u_p(Rp)= 1,474 mm
 Spostamento per pressione radiale nulla uinf_p=0= 1,287 mm
 Rapporto tra RpinfR per P per pressione radiale nulla RpinfR_p=0= 1,000

Metodo di Panet
 Distanza avanti e dietro il fronte di scavo x= 1,000 m
 Coefficiente a_panet a_panet= 0,735
 Coefficiente b_panet b_panet= 0,845
 Fatt. di deconf. lambda(x) = 1-a_panet*(b_panet/R/(x+b_panet*R))^2 lambda(x)= 0,466
 Pressione fittizia zona fronte scavo p_fict_panet= 0,541 MPa
 Spostamento Al fronte in corrispondenza di p_fict_panet u_f_p_fict_panet= 0,247 mm
 RpifR in corrispondenza di p_fict_panet RpifR= 1,000

Metodo della resistenza di 1/2 nucleo
 Resistenza del nucleo di terreno situato davanti al fronte R (1/2nucleo)= 1,752 MPa
 Spostamento al fronte in corrispondenza di R (1/2nucleo) u_f_R1/2nucleo= mm
 RpifR in corrispondenza di R (1/2nucleo) RpifR=

p (MPa)	ue(mm)	up(mm)	RpifR	ue(mm) fronte	up(mm) fronte
0,000	1,287	1,287	1,000	0,563	0,563
0,020	1,255	1,255	1,000	0,549	0,549
0,041	1,223	1,223	1,000	0,535	0,535
0,061	1,192	1,192	1,000	0,521	0,521
0,081	1,159	1,159	1,000	0,507	0,507
0,101	1,126	1,126	1,000	0,493	0,493
0,122	1,094	1,094	1,000	0,479	0,479
0,142	1,062	1,062	1,000	0,465	0,465
0,162	1,030	1,030	1,000	0,451	0,451
0,182	0,997	0,997	1,000	0,437	0,437
0,203	0,965	0,965	1,000	0,423	0,423
0,223	0,933	0,933	1,000	0,409	0,409
0,243	0,901	0,901	1,000	0,394	0,394
0,263	0,869	0,869	1,000	0,380	0,380
0,284	0,836	0,836	1,000	0,365	0,365
0,304	0,804	0,804	1,000	0,352	0,352
0,324	0,772	0,772	1,000	0,338	0,338
0,344	0,740	0,740	1,000	0,324	0,324
0,365	0,708	0,708	1,000	0,310	0,310
0,385	0,675	0,675	1,000	0,296	0,296
0,405	0,643	0,643	1,000	0,282	0,282
0,425	0,611	0,611	1,000	0,268	0,268
0,445	0,579	0,579	1,000	0,254	0,254
0,465	0,547	0,547	1,000	0,239	0,239
0,485	0,515	0,515	1,000	0,225	0,225
0,506	0,483	0,483	1,000	0,211	0,211
0,527	0,450	0,450	1,000	0,197	0,197
0,547	0,418	0,418	1,000	0,183	0,183
0,567	0,385	0,385	1,000	0,169	0,169
0,587	0,354	0,354	1,000	0,155	0,155
0,608	0,322	0,322	1,000	0,141	0,141
0,628	0,290	0,290	1,000	0,127	0,127
0,648	0,257	0,257	1,000	0,113	0,113
0,668	0,225	0,225	1,000	0,099	0,099
0,689	0,193	0,193	1,000	0,085	0,085
0,709	0,161	0,161	1,000	0,070	0,070
0,729	0,129	0,129	1,000	0,056	0,056
0,749	0,097	0,097	1,000	0,042	0,042
0,770	0,064	0,064	1,000	0,028	0,028
0,790	0,032	0,032	1,000	0,014	0,014
0,810	0,000	0,000	1,000	0,000	0,000

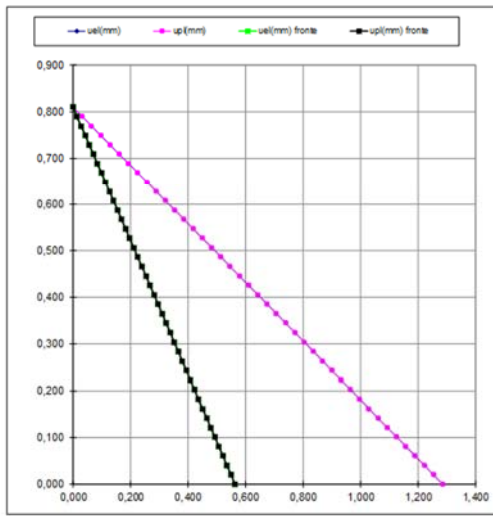


Figura 3 – Sezione di studio 2 Classe IV Piazzola1

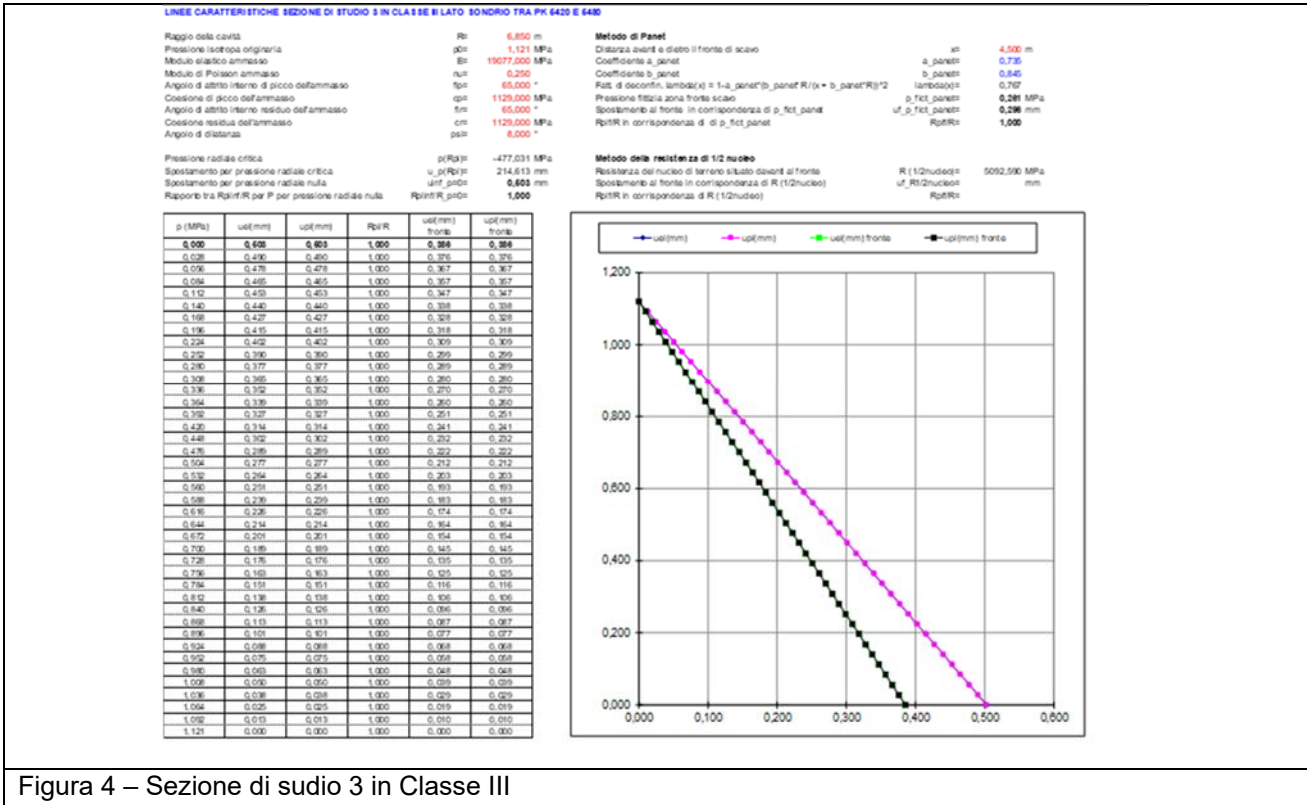


Figura 4 – Sezione di studio 3 in Classe III

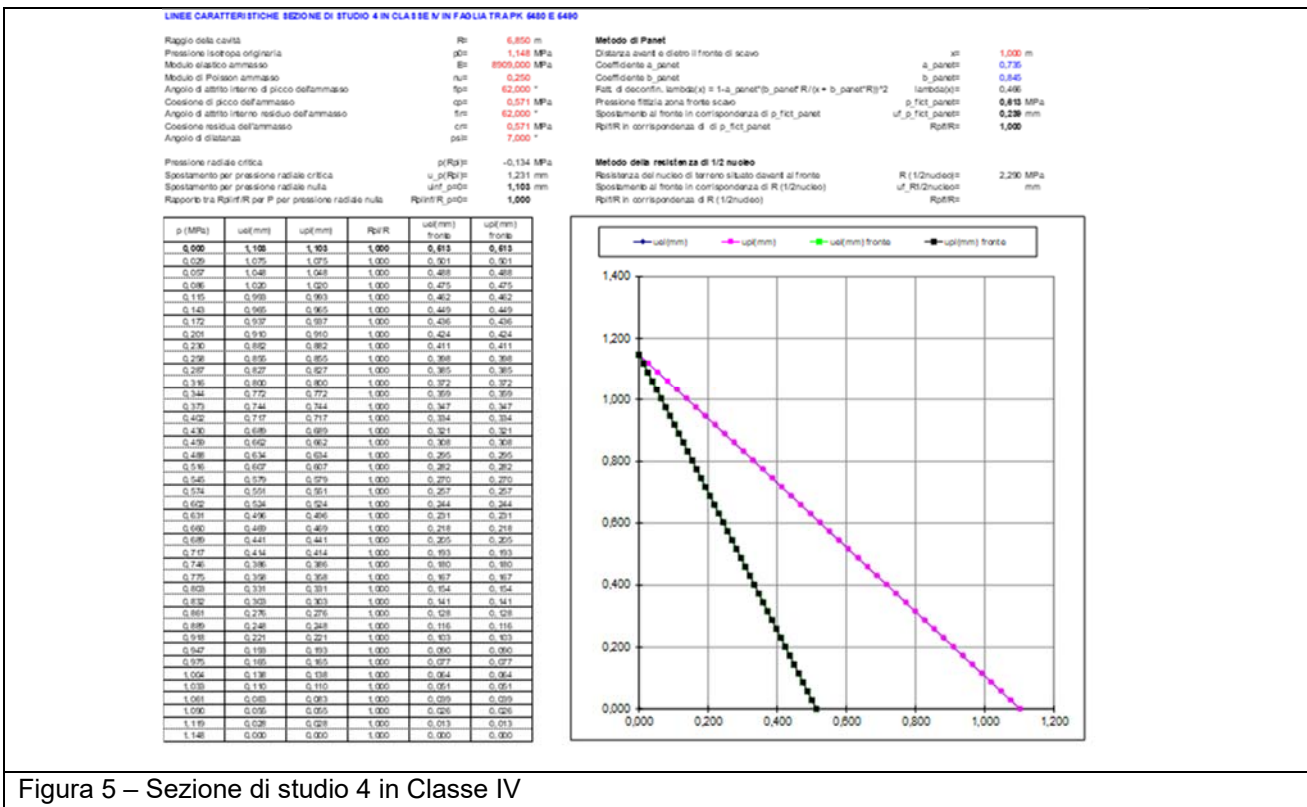


Figura 5 – Sezione di studio 4 in Classe IV

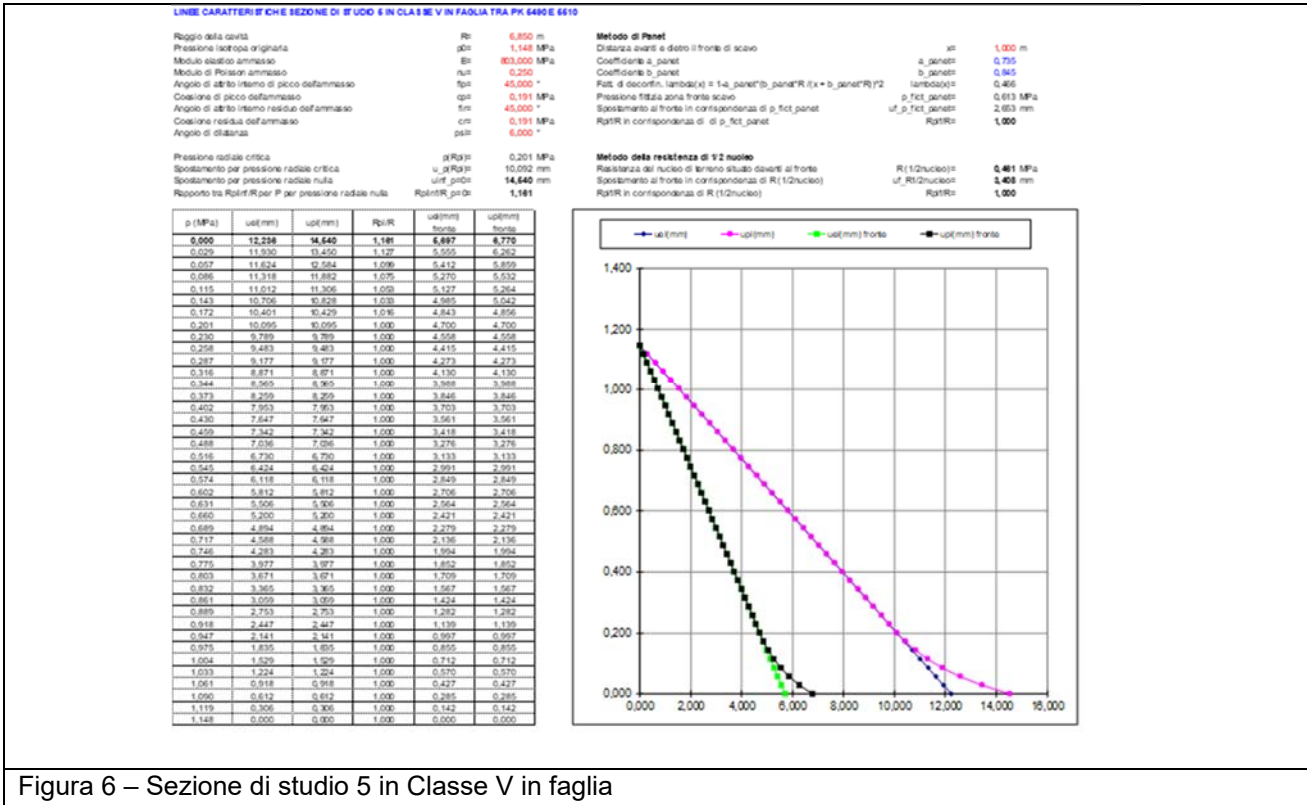


Figura 6 – Sezione di studio 5 in Classe V in faglia

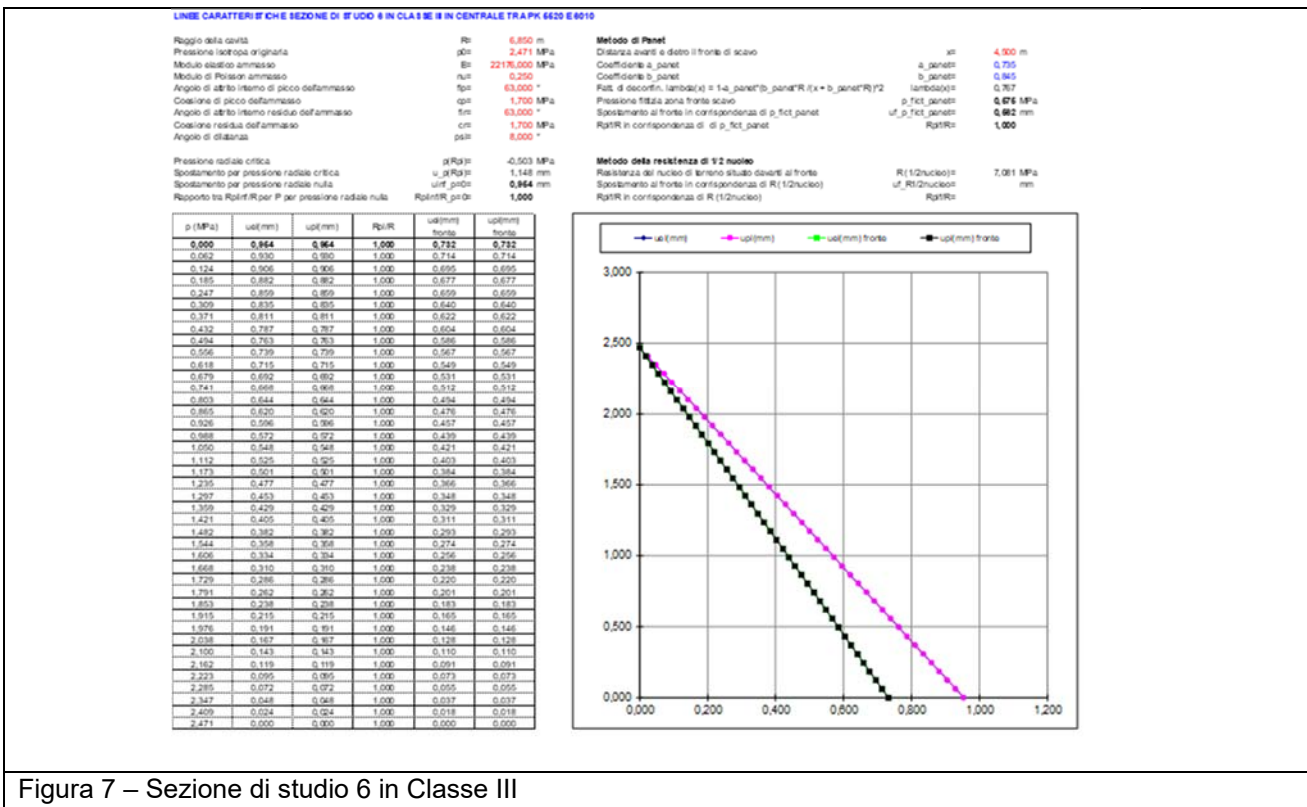


Figura 7 – Sezione di studio 6 in Classe III

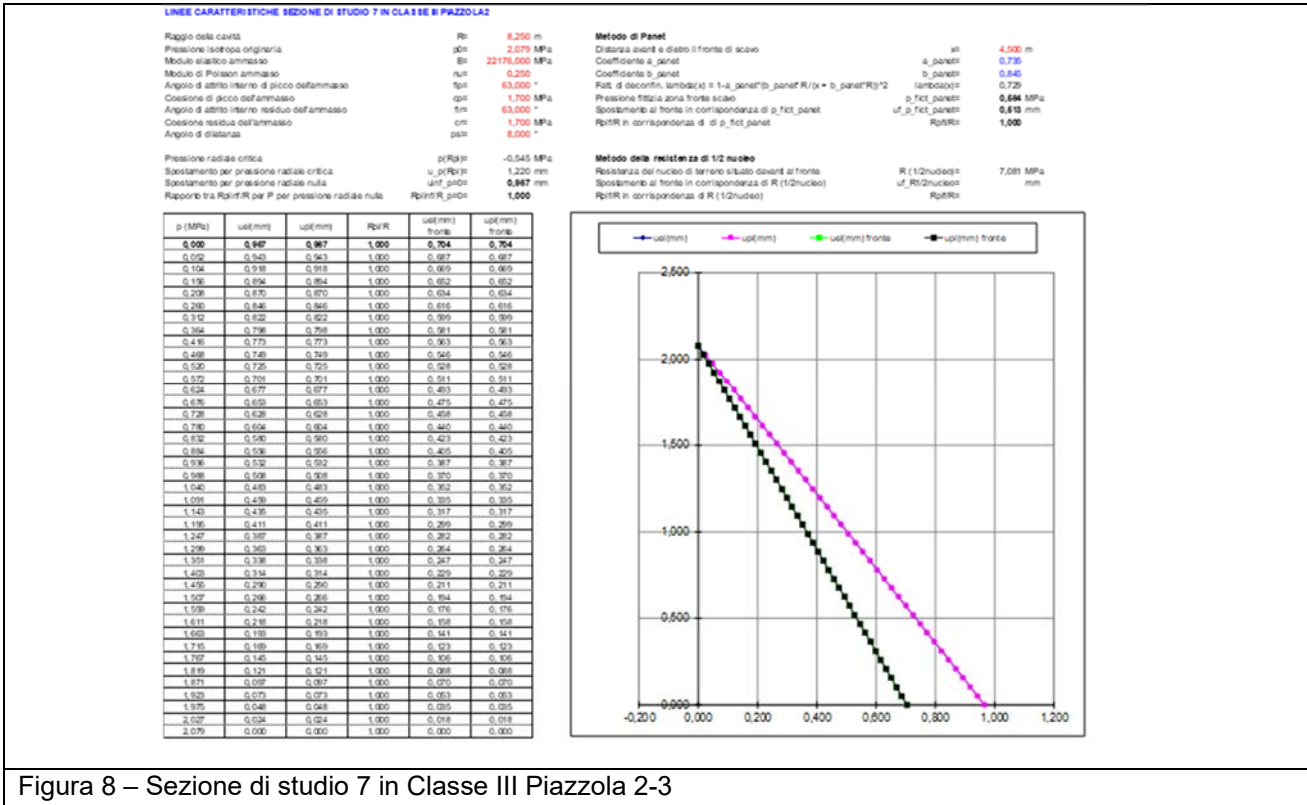


Figura 8 – Sezione di studio 7 in Classe III Piazzola 2-3

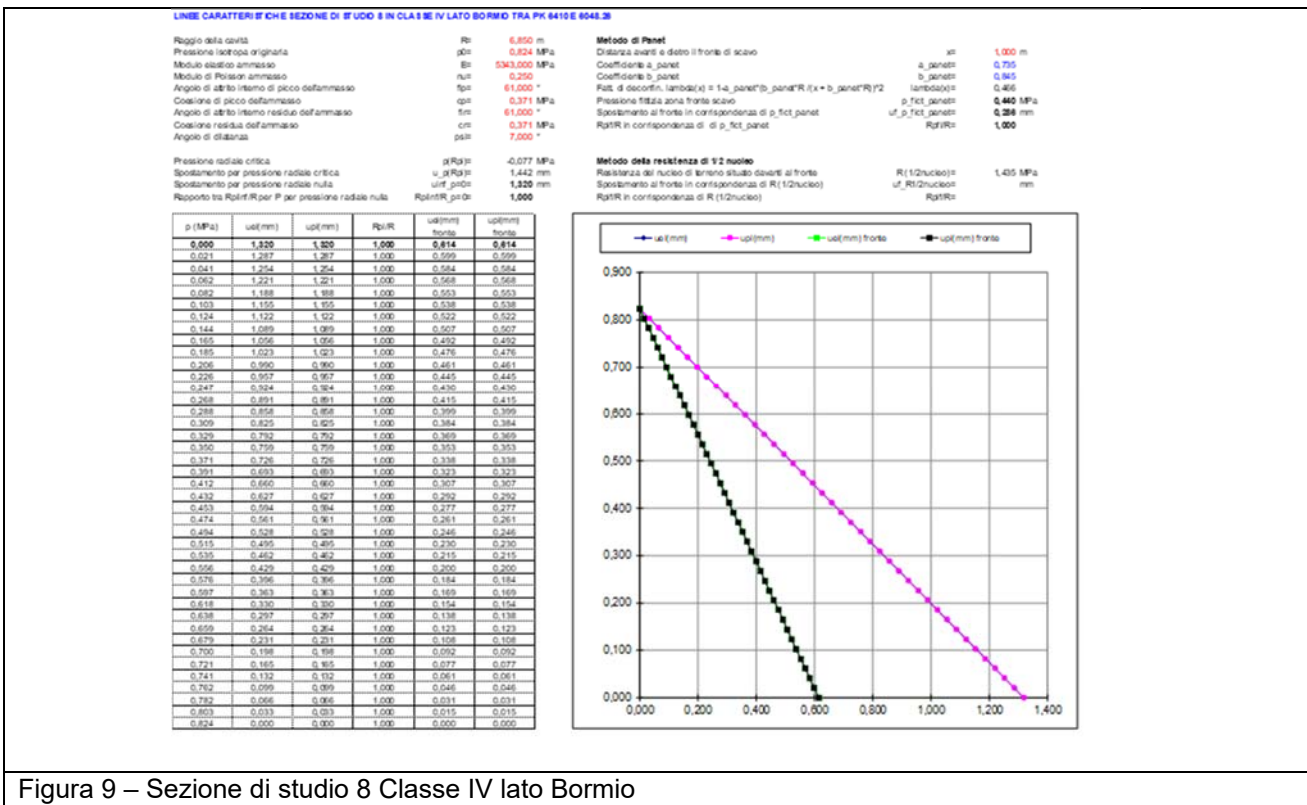


Figura 9 – Sezione di studio 8 Classe IV lato Bormio

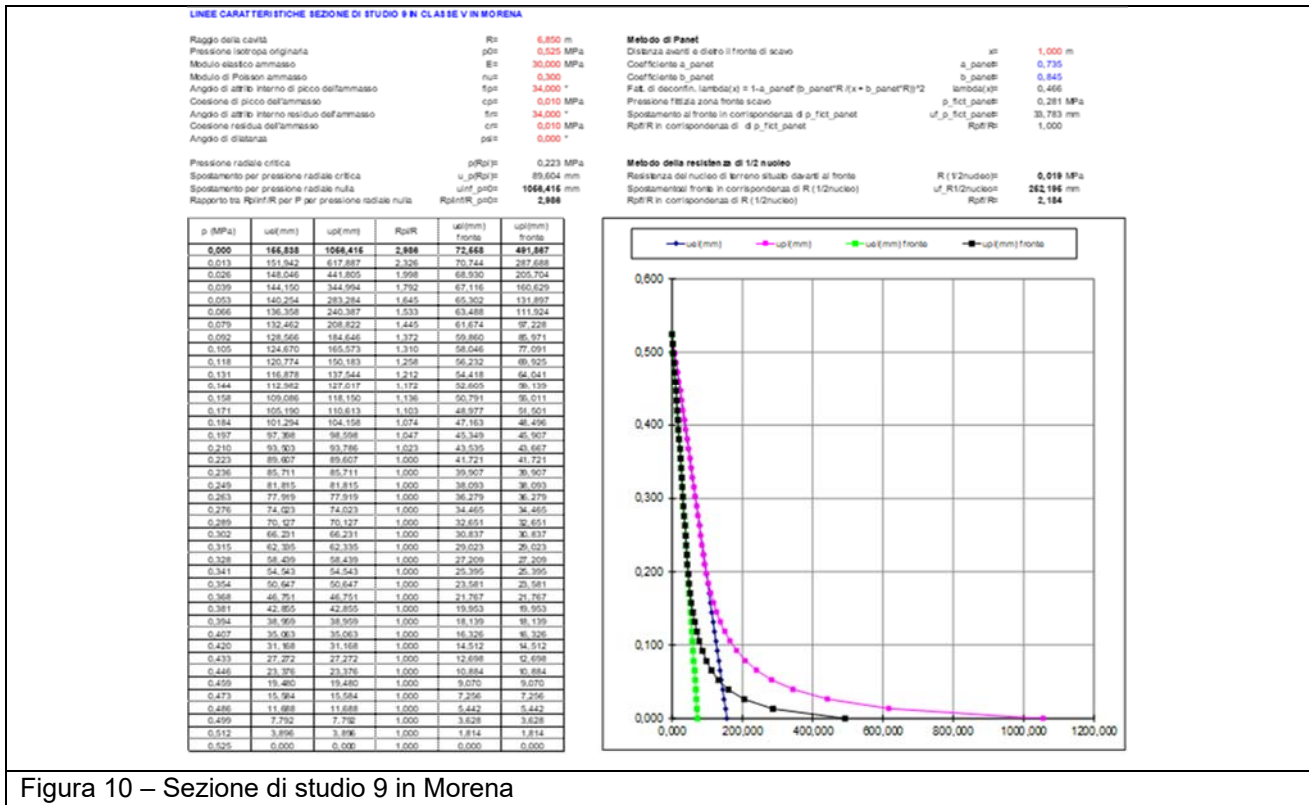


Figura 10 – Sezione di studio 9 in Morena

6.3.2 Analisi della stabilità del cavo con il Criterio di Panet

Questo criterio consente di verificare le condizioni di stabilità del cavo in funzione del valore critico del tasso di deconfinamento (λ_e) del materiale interessato dalla cavità. Tale parametro, in relazione al criterio di rottura adottato (Mohr-Coulomb), è funzione dei parametri di resistenza dell'ammasso c e ϕ e del fattore di stabilità N_s secondo la seguente relazione:

$$\lambda_e = \frac{1}{K_p + 1} \cdot \left[K_p - 1 + \frac{2}{N_s} \right]$$

$$N_s = \frac{2\sigma_z}{\sigma_{cm}}$$

dove σ_z rappresenta la tensione litostatica agente in calotta, σ_{cm} la resistenza a compressione dell'ammasso e K_p il coefficiente di spinta passiva.

Il calcolo della stabilità del cavo con il criterio di Panet è stato eseguito **allo SLU secondo la Combinazione A2+M2+R2**, in cui i parametri di resistenza dell'ammasso sono abbattuti applicando i coefficienti parziali del gruppo M2 ai parametri caratteristici utilizzando le seguenti tabelle del NTC.

Nella Tabella seguente viene riportato il calcolo del tasso di deconfinamento critico λ_e calcolato con il criterio di Panet con riferimento alle sezioni di studio ad alta copertura.

Sezione di studio	Formazione	H (m)	σ_z (MPa)	σ_{cm} (MPa)	N_s	φ_k (°)	φ_d (°)	λ_e
1	Gneiss IV	37.50	1.025	13.283	0.154	61	55	1.993
2	Gneiss IV Piazzola 1	30.00	0.810	13.283	0.121	61	55	2.313
3	Gneiss III	41.50	1.1205	29.685	0.075	65	60	2.653
4	Gneiss IV	42.50	1.1475	18.232	0.125	62	56	2.197
5	Gneiss Faglia V	42.50	1.1475	3.371	0.680	45	39	0.713
6	Gneiss III	91.50	2.4705	39.308	0.125	63	57	2.129
7	Gneiss III Piazzola 2/3	77.00	2.079	39.308	0.105	63	57	2.137
8	Gneiss IV	30.50	0.8235	10.939	0.150	61	55	2.024

Tabella 5 – Risultati delle analisi della stabilità del cavo con Criterio di Panet.

Per l'interpretazione dei risultati, l'Autore suggerisce i seguenti valori limite del tasso di deconfinamento, ai quali corrispondono determinate condizioni di stabilità del fronte di scavo:

- $\lambda_e > 0.6$ **fronte di scavo stabile**, le pressioni raggiungono il valore massimo di resistenza dell'ammasso a tergo del fronte;
- $0.3 < \lambda_e < 0.6$ **fronte di scavo stabile a breve termine**, al fronte di scavo le pressioni raggiungono il valore di resistenza massima prima in vicinanza del bordo poi verso il nucleo;
- $\lambda_e < 0.3$ **fronte di scavo instabile**, il fronte di scavo è in condizioni di instabilità per cui necessita di interventi preventivi di consolidamento.

Per la sezione di studio 5 per Gneiss in Classe V in corrispondenza della faglia si ottengono dei valori molto prossimi al valore di soglia tra fronte di scavo stabile e fronte di scavo stabile a breve termine, mentre per le altre sezioni di studio i valori risultano ampiamente inseriti in comportamento di fronte di scavo stabile.

6.3.3 Analisi della stabilità del fronte di scavo con il Criterio di Tamez senza interventi di stabilizzazione del fronte.

L'analisi di stabilità del fronte di scavo con il metodo di Tamez è stata applicata negli attraversamenti nella zona in faglia, in cui il materiale di scavo risulta intensamente fratturato e detensionato, oltre che alle situazioni di galleria nelle Morene.

I valori geometrici per le verifiche eseguite risultano:

Tipologia	Larghezza scavo (m)	Altezza scavo (m)	Copertura (m)	Lunghezza di scavo (m)
Sezione tipo B1	15.20	10.95	42.50	1.0
Sezione tipo C	15.20	10.95	25.00	1.0

Tabella 6 – Caratteristiche geometriche per verifiche con criterio di Tamez

Il calcolo della stabilità del fronte di scavo con il criterio di Tamez è stato eseguito **allo SLU secondo la Combinazione A2+M2+R2**, in cui i parametri di resistenza dell'ammasso sono abbattuti applicando i coefficienti parziali del gruppo M2 ai parametri caratteristici.

I parametri geotecnici utilizzati risultano:

Tipologia	Peso specifico (kN/mc)	Coesione (kPa)	Angolo di attrito (°)	K0 (-)
Sezione tipo B1	27	152.80	39.65	0.333
Sezione tipo C	21	8	28.35	0.525

Tabella 7 – Caratteristiche geotecniche per verifiche con criterio di Tamez

La stabilità del fronte di scavo è garantita da un valore del coefficiente di sicurezza = min (FSF; FS3) > 1.1, ovvero utilizzando $\gamma_R = 1.1$ come coefficiente R2 secondo la tabella 6.8.1 del NTC “Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere in materiali sciolti e di fronti di scavo”.

Nella Tabella seguente viene riportato il calcolo del coefficiente di sicurezza FSF determinato con il metodo di Tamez (in assenza di interventi di stabilizzazione del fronte) per la zona in faglia e per il tratto a bassa copertura in morena. Il fattore minimo di sicurezza per la stabilità del fronte è pari a 1.1.

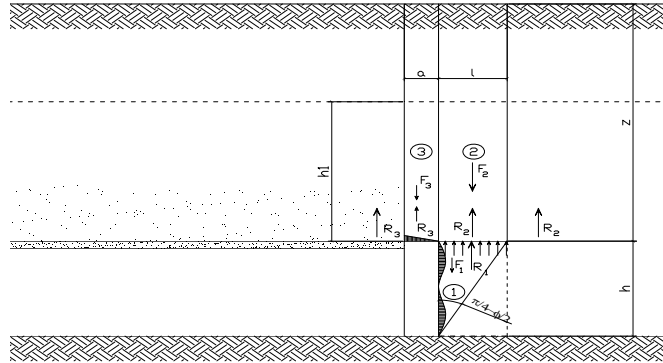
Sezione di studio	PK	H (m)	Formazione	Classe di scavo	FSF
5	5490 - 5510	42.50	Gneiss Faglia	V	4.53
9	6048.26 – 6118.26	25.00	Morena	V	0.14

Tabella 6 – Sezioni analizzate della stabilità del fronte con Tamez in assenza di interventi

TITOLO: S.S. 38 LOTTO 4 NODO DI TIRANO
TITOLO1: GALLERIA NATURALE IL DOSSO SEZIONE V IN FAGLIA
 NESSUN CONSOLIDAMENTO AL FRONTE

GEOMETRIA:	NOM.	VAR.	u.m.	VAL.
Larghezza dello scavo	b		m	15,20
Altezza dello scavo	h		m	10,95
Copertura di terreno sulla calotta	z		m	42,50
Distanza tra il fronte di scavo ed il sostegno	a		m	1,00
Profondità della falda dal piano campagna	w		m	100,00
Diametro equivalente	D		m	13,59

PARAMETRI GEOMECCANICI:				
Peso specifico del terreno	γ		kN/m ³	27,00
Peso specifico dell'acqua	γ_w		kN/m ³	10,00
Coesione drenata del terreno da scavare	c'_1		kPa	152,80
Coesione drenata del terreno da scavare con vtr	c_1		kPa	152,80
Coesione drenata del terreno sopra la calotta	c_2		kPa	152,80
Angolo d'attrito del terreno	ϕ		°	38,65
Pressione di sostegno al fronte	p		kPa	0,00
Coefficiente di spinta attiva	$k_a = \sigma_h / \sigma_v$	k_a		0,231
Coefficiente di spinta a riposo	$k_0 = \sigma_h / \sigma_{v0}$	k_0		0,333
Pressione interstiziale	u		kPa	0,00



Altezza del prisma di carico sulla calotta della galleria:
 (secondo Protodyakonov)

Tunnel profondi	per $z/D \geq 3$				
	$z/D =$	3,13	=====>	h_1	m
					25,84
Tunnel superficiali	per $z/D < 3$			TUNNEL PROFONDO	
Profondità del cuneo frontale				l	m
	$l = h \cdot \tan(\pi/4 - \phi/2)$				5,26

Valori medi della resistenza a rottura nei prismi 2 e 3:

$$\begin{aligned} \text{Tunnel profondi} \quad \tau_{m2} &= c_2 + \frac{k_0}{2} \cdot \left[w \cdot \gamma + (z - h_1 - w) \cdot (\gamma - \gamma_w) + \frac{34 \cdot c_1}{\sqrt{k_0}} - \frac{(\gamma - \gamma_w) \cdot h}{2} \right] \\ \tau_{m3} &= c_2 + \{0,25 \cdot [w \cdot \gamma + (z - h_1 - w) \cdot (\gamma - \gamma_w)] - u\} \cdot \tan \phi \\ \text{Tunnel superficiali} \quad \tau_{m2} &= c_2 + \frac{k_0}{2} \cdot \left[\frac{34 \cdot c_1}{\sqrt{k_0}} - \frac{(\gamma - \gamma_w) \cdot h}{2} \right] \\ \tau_{m3} &= c_2 \end{aligned}$$

Nel caso in oggetto:

τ_{m2}	kPa	530,93
τ_{m3}	kPa	409,35

Fattore di sicurezza rispetto al collasso del fronte scavo:

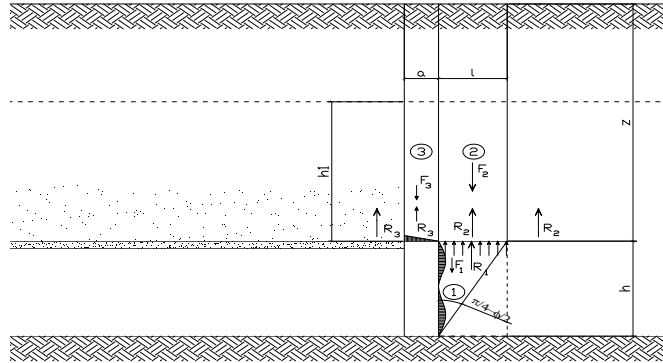
$$FSF = \frac{\left[\frac{2 \cdot (\tau_{m2} - \tau_{m3})}{\left(1 + \frac{a}{l}\right)^2} + 2 \cdot \tau_{m3} \right] \cdot \frac{h_1}{b} + \frac{2 \cdot \tau_{m3}}{\left(1 + \frac{a}{l}\right) \cdot \sqrt{k_0}} \cdot \frac{h_1}{h} + \frac{34 \cdot c_2}{\left(1 + \frac{a}{l}\right) \cdot \sqrt{k_0}}}{\left[1 + \frac{2 \cdot h}{3 \cdot z \cdot \left(1 + \frac{a}{l}\right)^2} \right] \cdot [\gamma \cdot z - p]} = \boxed{4,53}$$

$$FS3 = \frac{2 \cdot \tau_{m3}}{\gamma \cdot z - p} \cdot \left(\frac{h_1}{b} \right) \cdot \left(1 + \frac{b}{a} \right) = \boxed{19,65}$$

TITOLO: S.S. 38 LOTTO 4 NODO DI TIRANO
TITOLO1: GALLERIA NATURALE IL DOSSO SEZIONE V IN MORENA
 NESSUN CONSOLIDAMENTO AL FRONTE

GEOMETRIA:	NOM.	VAR.	u.m.	VAL.
Larghezza dello scavo	b		m	15,20
Altezza dello scavo	h		m	10,95
Copertura di terreno sulla calotta	z		m	25,00
Distanza tra il fronte di scavo ed il sostegno	a		m	1,00
Profondità della falda dal piano campagna	w		m	100,00
Diametro equivalente	D		m	13,59

PARAMETRI GEOMECCANICI:				
Peso specifico del terreno	γ		kN/m ³	21,00
Peso specifico dell'acqua	γ_w		kN/m ³	10,00
Coazione drenata del terreno da scavare	c'_1		kPa	8,00
Coazione drenata del terreno da scavare con vtr	c_1		kPa	8,00
Coazione drenata del terreno sopra la calotta	c_2		kPa	8,00
Angolo d'attrito del terreno	ϕ		°	28,35
Pressione di sostegno al fronte	p		kPa	0,00
Coefficiente di spinta attiva	$k_a = \sigma_h / \sigma_v$	k_a		0,525
Coefficiente di spinta a riposo	$k_0 = \sigma_h / \sigma_{v0}$	k_0		0,356
Pressione interstiziale	u		kPa	0,00



Altezza del prisma di carico sulla calotta della galleria:
 (secondo Protodyakonov)

Tunnel profondi	per $z/D \geq 3$				
	$z/D =$	1,84	=====>	h_1	m
					25,00
Tunnel superficiali	per $z/D < 3$			TUNNEL SUPERFICIALE	
Profondità del cuneo frontale				l	m
$l = h \cdot \tan(\pi/4 - \phi/2)$					6,53

Valori medi della resistenza a rottura nei prismi 2 e 3:

$$\begin{aligned} \text{Tunnel profondi} \quad \tau_{m2} &= c_2 + \frac{k_0}{2} \cdot \left[w \cdot \gamma + (z - h_1 - w) \cdot (\gamma - \gamma_w) + \frac{34 \cdot c_1}{\sqrt{k_0}} - \frac{(\gamma - \gamma_w) \cdot h}{2} \right] \\ \tau_{m3} &= c_2 + \left\{ 0,25 \cdot [w \cdot \gamma + (z - h_1 - w) \cdot (\gamma - \gamma_w)] - u \right\} \cdot \tan \phi \\ \text{Tunnel superficiali} \quad \tau_{m2} &= c_2 + \frac{k_0}{2} \cdot \left[\frac{34 \cdot c_1}{\sqrt{k_0}} - \frac{(\gamma - \gamma_w) \cdot h}{2} \right] \\ \tau_{m3} &= c_2 \end{aligned}$$

Nel caso in oggetto:

τ_{m2}	kPa	3,96
τ_{m3}	kPa	8,00

Fattore di sicurezza rispetto al collasso del fronte scavo:

$$FSF = \frac{\left[\frac{2 \cdot (\tau_{m2} - \tau_{m3})}{\left(1 + \frac{a}{l}\right)^2} + 2 \cdot \tau_{m3} \right] \cdot \frac{h_1}{b} + \frac{2 \cdot \tau_{m3}}{\left(1 + \frac{a}{l}\right) \cdot \sqrt{k_0}} \cdot \frac{h_1}{h} + \frac{34 \cdot c_2}{\left(1 + \frac{a}{l}\right) \cdot \sqrt{k_0}}}{\left[1 + \frac{2 \cdot h}{3 \cdot z \cdot \left(1 + \frac{a}{l}\right)^2} \right] \cdot [\gamma \cdot z - p]} = \boxed{0,14}$$

$$FS3 = \frac{2 \cdot \tau_{m3}}{\gamma \cdot z - p} \cdot \left(\frac{h_1}{b} \right) \cdot \left(1 + \frac{b}{a} \right) = \boxed{0,81}$$

6.3.4 Commento alle analisi

Le analisi effettuate in **Classe III e in Classe IV**, sia per sezione corrente e sia per sezione in piazzola di sosta, mostrano chiaramente un comportamento assimilabile alla **categoria A**.

L'analisi in **zona di faglia** (Classe V) mostra una situazione di sostanziale stabilità sia con riferimento al fronte che al cavo. Tuttavia, dato che lo scavo intercetterà un ammasso intensamente fratturato ed alterato, al fine di evitare il detensionamento del fronte di scavo e conseguentemente eccessivi fenomeni di decompressione del cavo, si classifica tale sezione con un comportamento assimilabile alla **categoria B** e si prevedono quindi interventi di consolidamento del fronte di scavo. Inoltre, dato che l'intensa fratturazione dell'ammasso comporta un grado di permeabilità elevato, il rischio di infiltrazioni in galleria sarà limitato attraverso l'effetto impermeabilizzante esercitato dalla messa in opera di un consolidamento al contorno del cavo.

L'analisi nella zona in **morena** ha mostrato che la stabilità dello scavo non è compatibile in assenza di interventi in grado di ricreare in modo artificiale l'effetto arco capace di far evolvere la situazione verso configurazioni di equilibrio stabile. Il comportamento della sezione allo scavo è quindi assimilabile alla **categoria C**.

Sezione di studio	PK	H (m)	Formazione	Classe di scavo	Categoria
1	5270 - 5420	37.50	Gneiss	IV	A
2	PIAZZOLA 1	30.00	Gneiss	IV	A
3	5420 - 5480	41.50	Gneiss	III	A
4	5480-5490	42.50	Gneiss	IV	A
5	5490 - 5510	42.50	Gneiss Faglia	V	B
6	5520 - 6010	91.50	Gneiss	III	A
7	PIAZZOLA 2-3	77.00	Gneiss	III	A
8	6010 – 6048.26	30.50	Gneiss	IV	A
9	6048.26 – 6118.26	25.00	Morena	V	C

Tabella 7 – Categoria di comportamento per le sezioni di studio

Si ritiene pertanto necessario adottare nelle zone in cui il comportamento allo scavo è di tipo B o C interventi di consolidamento del fronte allo scopo di controllare la risposta deformativa del fronte e il detensionamento dell'ammasso.

Per la sezione di scavo in classe V in faglia l'intervento di precontenimento del fronte viene realizzato con elementi strutturali in vetroresina (VTR) che, realizzando un irrigidimento del nucleo d'avanzamento, prevengono i fenomeni di estrusione e mantengono i conseguenti fenomeni deformativi entro valori tali da mantenere l'ammasso il più possibile in campo elastico.

Per la Sezione in Classe V in morena si prevede invece un intervento di preconsolidamento del fronte di scavo mediante colonne in jet-grouting armate con tubi in VTR.

Nel seguito si riportano i calcoli per il dimensionamento degli interventi di stabilizzazione del fronte di scavo.

6.3.5 Dimensionamento degli interventi di stabilizzazione del fronte - Classe V in faglia.

L'inserimento di elementi strutturali (Tubi 60/40) cementati in foro al fronte di scavo conferisce al terreno un incremento di coesione, funzione della resistenza al taglio del materiale, e una contemporanea azione di contenimento sul volume da scavare schematizzabile attraverso una "pressione di contenimento al fronte", funzione della resistenza allo sfilamento delle barre e della resistenza alla rottura per trazione degli elementi utilizzati (Grasso, Peila e Blondeau, Christiansen, Guilloux, Schlöner).

La forza di taglio limite dell'elemento è pari a:

$$T_N = 0,5 \times B \times L_o \times p_1 \quad \text{dove:}$$

B = diametro di perforazione (0.13m);
 $L_o = (4 \times E_{vtr} \times I / Et)^{0,25}$ lunghezza libera d'inflessione;
 p1 = pressione limite di rottura del terreno (1500 kPa da valori sperimentali).

La resistenza alla rottura per trazione risulta:

$$T_t = A_{vtr} \times \sigma_y \quad \text{dove:}$$

A_{vtr} = area dell'elemento strutturale;
 σ_y = tensione di calcolo dell'elemento strutturale allo SLU pari a 500 MPa.

La resistenza allo sfilamento dell'elemento tra malta e terreno risulta:

$$T_{c1} = \pi \times B \times L \times \tau_{c1}$$

τ_{c1} = aderenza tra malta e terreno ricavato in base agli studi di Bustamente per rocce alterate e frammentate considerando $\sigma_c = 30$ MPa dello Gneiss e ottenendo un valore di aderenza pari a 0.35 MPa.

L = lunghezza di trasferimento pari a 8.0 m.

La resistenza allo sfilamento dell'elemento tra vtr e malta risulta:

$$T_{c2} = \pi \times D \times L \times \tau_{c2}$$

τ_{c2} = aderenza tra barra in vtr e malta di iniezione assunta pari a 1.690 MPa pari al valore dell'aderenza f_{bd} della miscela per Rck= 15 MPa:

D = diametro del tubo in vtr (0.06m);

L = lunghezza di trasferimento pari a 8.0 m.

La pressione di contenimento equivalente esercitata dagli "N" elementi strutturali sul fronte di scavo risulta:

$$p_c = \frac{\min T_t, T_{c1,2}}{\text{Area influenza}}$$

Utilizzando 48 elementi strutturali in un fronte di scavo pari a 145 mq, si ottiene una area di influenza del consolidamento pari a 3.02.

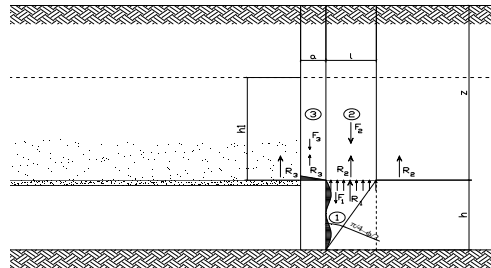
La pressione di contenimento ottenuta risulta quindi pari a 259.86 kPa, ottenendo un coefficiente di sicurezza pari a FSF = 5.86.

TITOLO: S.S. 38 LOTTO 4 NODO DI TIRANO
 TITOLO1: GALLERIA NATURALE IL DOSSO SEZIONE V IN FAGLIA
 48 VTR DI CONSOLIDAMENTO AL FRONTE

DATI:	NOM. VAR.	u.m.	VAL.
Diametro del tubo in vtr	D	m	0,06
Diametro della perforazione	B	m	0,13
Area del tubo in vtr	A	m ²	1,57E-03
Momento d'inerzia della sezione del tubo in vtr	J	m ⁴	5,2000E-07
Modulo di elasticità del tubo in vtr	E	kPa	30000000
Tensione di snervamento del tubo in vtr	s _y	kPa	500000
Modulo di deformabilità del terreno	E _t	kPa	803000
Pressione limite di rottura del terreno	p _t	kPa	1,50E+03
Aderenza guaina-terreno	τ _{c1}	kPa	350
Aderenza vtr-guaina	τ _{c2}	kPa	1690
Area di scavo	A _s	m ²	145,00
Numero di vtr al fronte	N _v		48
Area d'influenza del consolidamento	A _i	m ²	3,02
Lunghezza di trasferimento	L	m	8,00
Lunghezza d'inflessione: L ₀ =(4EJ/E _t) ^{0,25}	L ₀	m ⁴	0,09
Reazione limite di taglio: T _n = 0,5 x B x L ₀ x p _t	T _n	kN	9,15
Reazione limite di trazione: T _t = A x s _y	T _t	kN	785,00
Reazione allo sfilamento guaina terreno: T _{c1} = π x B x τ _{c1} x L	T _{c1}	kN	1143,54
Reazione allo sfilamento vtr-guaina: T _{c2} = π x D x τ _{c2} x L	T _{c2}	kN	2548,46
Incremento di pressione equivalente: D _c	D _c	kPa	3,03
Pressione equivalente di contenimento: p	p	kPa	259,86

GEOMETRIA:	NOM. VAR.	u.m.	VAL.
Larghezza dello scavo	b	m	15,20
Altezza dello scavo	h	m	10,95
Copertura di terreno sulla calotta	z	m	42,50
Distanza tra il fronte di scavo ed il sostegno	a	m	1,00
Profondità della falda dal piano campagna	w	m	100,00
Diametro equivalente	D	m	13,59

PARAMETRI GEOMECCANICI:			
Peso specifico del terreno	γ	kN/m ³	27,00
Peso specifico dell'acqua	γ _w	kN/m ³	10,00
Coesione drenata del terreno da scavare	c ₁	kPa	152,80
Coesione drenata del terreno da scavare con vtr	c ₁	kPa	155,83
Coesione drenata del terreno sopra la calotta	c ₂	kPa	152,80
Angolo d'attrito del terreno	φ	°	38,65
Pressione di sostegno al fronte	p	kPa	259,86
Coefficiente di spinta attiva	k _a =σ _h /σ _v		0,231
Coefficiente di spinta a riposo	k ₀ =σ _h /σ _{v0}		0,333
Pressione interstiziale	u	kPa	0,00



Altezza del prisma di carico sulla calotta della galleria:
 (secondo Protodyakonov)

Tunnel profondi	per z/D >= 3			
	z/D=	3,13	=====	h _t m
Tunnel superficiali	per z/D < 3			TUNNEL PROFONDO
Profondità del cuneo frontale	l			m
l=h x tan(π/4-φ/2)				5,26

Valori medi della resistenza a rottura nei prismi 2 e 3:

$$\tau_{m2} = c_2 + \frac{k_0}{2} \left[w \cdot \gamma + (z-h-w) \cdot (\gamma - \gamma_w) - \frac{3,4 \cdot c_1 \cdot (\gamma - \gamma_w) \cdot h}{\sqrt{k_0}} \right]$$

$$\tau_{m3} = c_2 + 0,25 \cdot [w \cdot \gamma + (z-h-w) \cdot (\gamma - \gamma_w)] \cdot \tan \phi$$

$$\tau_{m3} = c_2 + \frac{k_0}{2} \left[\frac{3,4 \cdot c_1 \cdot (\gamma - \gamma_w) \cdot h}{\sqrt{k_0}} \right]$$

$$\tau_{m3} = c_2$$

Nel caso in oggetto:	τ _{m2}	kPa	534,50
	τ _{m3}	kPa	409,35

Fattore di sicurezza rispetto al collasso del fronte scavo:

$$FSF = \frac{2 \cdot (\tau_{m2} - \tau_{m3}) + 2 \cdot \tau_{m3} \cdot \frac{h}{D} + \frac{2 \cdot \tau_{m3}}{(1 + \frac{a}{l}) \cdot \sqrt{k_0}} \cdot \frac{h}{h} + \frac{3,4 \cdot c_1}{(1 + \frac{a}{l}) \cdot \sqrt{k_0}}}{1 + \frac{2 \cdot h}{3 \cdot z \cdot (1 + \frac{a}{l})}} \cdot [\gamma \cdot z - p] = 5,86$$

$$FS3 = \frac{2 \cdot \tau_{m3}}{\gamma \cdot z - p} \cdot \left(\frac{h}{b} \right) \cdot \left(1 + \frac{b}{a} \right) = 25,40$$

6.3.6 Dimensionamento degli interventi di stabilizzazione del fronte - Classe V in morena.

I preconsolidamenti al contorno del cavo e sul fronte saranno eseguiti mediante jet grouting.

Mediante tale tecnologia è possibile creare al contorno della sezione di scavo una fascia di terreno consolidato di modesto spessore (60÷80 cm) in grado di assorbire per le elevate caratteristiche meccaniche (resistenza a compressione monoassiale compresa tra 4,0 e 8,0 MPa), i flussi di tensione generati dallo scavo a prezzo di modeste deformazioni.

L'impiego di tale tecnologia è ormai largamente diffusa e risulta particolarmente appropriata nella situazione tipica che sarà incontrata durante lo scavo della galleria vista la presenza di materiale granulare pronto a franare e la contemporanea vicinanza, in particolare modo nelle zone prospicienti gli imbocchi a bassa copertura, di manufatti ed edifici, con la conseguente necessità di limitare al minimo i cedimenti.

Le colonne saranno eseguite mediante il sistema monofluido che consiste nella fratturazione del terreno mediante getti di miscela di cemento ad alta pressione (fino a 50 MPa) con contemporanea miscelazione in posto.

Tenendo conto del fuso granulometrico dei terreni interessati dallo scavo si è ipotizzato un diametro delle colonne pari a 60 cm, da verificarsi prima dell'inizio dei lavori con un apposito campo prove.

Per quanto riguarda la resistenza delle colonne il valore solitamente preso a riferimento per caratterizzare la resistenza del terreno trattato è la resistenza alla compressione non confinata (σ_c), facilmente correlabile al modulo di deformazione secondo valori sperimentali reperibili in letteratura.

Per le colonne consolidate si assumono i seguenti parametri caratteristici:

- peso specifico: $\gamma = 21.0 \text{ kN/m}^3$
- resistenza a compressione non confinata: $\sigma_c = 7.0 \text{ MPa}$
- coesione: $c' = 200 \text{ kPa}$
- angolo di attrito: $\varphi' = 45^\circ$
- modulo di deformazione: $E' = 150 \times \sigma_c = 1050 \text{ MPa}$
- coefficiente di Poisson: $\nu = 0.2$

L'intervento di jet-grouting al fronte di scavo viene simulato calcolando un aumento di coesione.

L'incremento di coesione del materiale consolidato viene valutato come media pesata fra l'ammasso non interessato dal jet-grouting e la porzione di ammasso trattata con il jetting (trascurando, cautelativamente, gli elementi strutturali inseriti).

$$(c_{\text{amm}} \cdot A_{\text{amm}}) + (c_{\text{jet-grouting}} \cdot A_{\text{jet-grouting}}) = c^* \cdot A^* \quad \text{dove:}$$

- c_{amm} = coesione dell'ammasso originario pari a 10 kPa;
- A_{amm} = area dell'ammasso non interessata dal jetting;
- $c_{\text{jet-grouting}}$ = coesione dell'ammasso interessato dal jet-grouting pari a 200 kPa;
- $A_{\text{jet-grouting}}$ = area del fronte di scavo interessata dal trattamento di jet-grouting;
- c^* = coesione equivalente;
- A^* = area totale del fronte di scavo, pari a circa 145 m².

Si considerano quindi delle colonne in jet-grouting caratterizzate da un diametro nominale pari a 600 mm e risolvendo l'equazione si ricava la coesione equivalente c^* che verrà inserita nel metodo di Tamez per valutare la stabilità del fronte di scavo.

- per 45 colonne consolidate sul fronte $c^* = 26.66$ kPa;
- per 55 colonne consolidate sul fronte $c^* = 30.37$ kPa;
- Per 65 colonne consolidate sul fronte $c^* = 34.07$ kPa.

Gli elementi strutturali (Tubi 60/40) in questo caso saranno inseriti con rip perforazione baricentrica alle colonne consolidate sul fronte di scavo per conferire al consolidamento una resistenza a trazione, al terreno un incremento di coesione, funzione della resistenza al taglio del materiale, e una contemporanea azione di contenimento sul volume da scavare schematizzabile attraverso una **“pressione di contenimento al fronte”**, funzione della resistenza allo sfilamento delle barre e della resistenza alla rottura per trazione degli elementi utilizzati (Grasso, Peila e Blondeau, Christiansen, Guilloux, Schlöner).

La forza di taglio limite dell'elemento è pari a:

$$T_N = 0,5 \times B \times L_o \times p_1 \quad \text{dove:}$$

B = diametro esterno delle colonne consolidate (0.60m);
 $L_o = (4 \times E_{vtr} \times I / Et)^{0,25}$ lunghezza libera d'inflessione;
 p_1 = pressione limite di rottura del terreno (1500 kPa da valori sperimentali).

La resistenza alla rottura per trazione risulta:

$$T_t = A_{vtr} \times \sigma_y \quad \text{dove:}$$

A_{vtr} = area dell'elemento strutturale;
 σ_y = tensione di calcolo dell'elemento strutturale allo SLU pari a 500 MPa.

La resistenza allo sfilamento dell'elemento tra malta e terreno risulta:

$$T_{c1} = \pi \times B \times L \times \tau_{c1}$$

τ_{c1} = aderenza tra malta e terreno ricavato in base agli studi di Bustamente per terreni incoerenti con $N_{spt} = 30$ e ottenendo un valore di aderenza pari a 0.15 MPa.
 L = lunghezza di trasferimento pari a 8.0 m.

La resistenza allo sfilamento dell'elemento tra vtr e malta risulta:

$$T_{c2} = \pi \times D \times L \times \tau_{c2}$$

τ_{c2} = aderenza tra barra in vtr e colonna consolidata assunta pari a 1.290 MPa pari al valore dell'aderenza f_{bd} del jet grouting con $R_{ck} = 10$ MPa:
 D = diametro del tubo in vtr (0.06m);
 L = lunghezza di trasferimento pari a 8.0 m.

La pressione di contenimento equivalente esercitata dagli “N” elementi strutturali sul fronte di scavo risulta:

$$p_c = \frac{\min T_t, T_{c1,2}}{\text{Area inf luenza}}$$

I calcoli di verifica hanno portato ai seguenti coefficienti di sicurezza FSF:

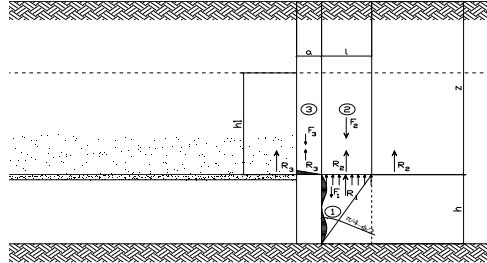
- Per ricoprimenti sino a 15.0 m con 45 colonne consolidate FSF= 1.38 > 1.1;
- Per ricoprimenti sino a 20.0 m con 55 colonne consolidate FSF= 1.20 > 1.1;
- Per ricoprimenti sino a 25.0 m con 65 colonne consolidate FSF= 1.17 > 1.1.

TITOLO: S.S. 38 LOTTO 4 NODO DI TIRANO
TITOLO1: GALLERIA NATURALE IL DOSSO SEZIONE V IN MORENA
 FINO A 15.0 M CON 45 JET GROUTING DI CONSOLIDAMENTO AL FRONTE

DATA:	NOM. VAR.	u.m.	VAL.
Diametro del tubo in vtr	D	m	0,06
Diametro della perforazione	B	m	0,60
Area del tubo in vtr	A	m ²	1,57E-03
Momento d'inerzia della sezione del tubo in vtr	J	m ⁴	5,200E-07
Modulo di elasticità del tubo in vtr	E	kPa	30000000
Tensione di snervamento del tubo in vtr	s _y	kPa	500000
Modulo di deformabilità del terreno	E _t	kPa	30000
Pressione limite di rottura del terreno	p ₁	kPa	1,50E+03
Aderenza guaina-terreno	τ _{c1}	kPa	150
Aderenza vtr-guaina	τ _{c2}	kPa	1290
Area di scavo	A _s	m ²	145,00
Numero di vtr al fronte	N _t		45
Area d'influenza del consolidamento	A _k	m ²	3,22
Lunghezza di trasferimento	L	m	8,00
Lunghezza d'inflessione: L ₀ =(4E _t J/E) ^{0,25}	L ₀	m ⁴	0,21
Reazione limite di taglio: T _n = 0.5 x B x L ₀ x p ₁	T _n	kN	96,10
Reazione limite di trazione: T _t = A x s _y	T _t	kN	785,00
Reazione allo sfilamento guaina terreno: T _{c1} = π x B x τ _{c1} x L	T _{c1}	kN	2261,95
Reazione allo sfilamento vtr-guaina: T _{c2} = π x D x τ _{c2} x L	T _{c2}	kN	1945,27
Incremento di pressione equivalente: D _c	D _c	kPa	29,82
Pressione equivalente di contenimento: p	p	kPa	243,62

GEOMETRIA:	NOM. VAR.	u.m.	VAL.
Larghezza dello scavo	b	m	15,20
Altezza dello scavo	h	m	10,95
Copertura di terreno sulla calotta	z	m	15,00
Distanza tra il fronte di scavo ed il sostegno	a	m	1,00
Profondità della falda dal piano campagna	w	m	100,00
Diametro equivalente	D	m	13,59

PARAMETRI GEOMECCANICI:			
Peso specifico del terreno	γ	kN/m ³	21,00
Peso specifico dell'acqua	γ _w	kN/m ³	10,00
Coesione drenata del terreno da scavare	c' ₁	kPa	34,66
Coesione drenata del terreno da scavare con vtr	c ₁	kPa	64,48
Coesione drenata del terreno sopra la calotta	c ₂	kPa	8,00
Angolo d'attrito del terreno	φ	°	28,35
Pressione di sostegno al fronte	p	kPa	243,62
Coefficiente di spinta attiva	k _a =σ _v /σ _{v0}	k _a	0,525
Coefficiente di spinta a riposo	k ₀ =σ _h /σ _{v0}	k ₀	0,356
Pressione interstiziale	u	kPa	0,00



Altezza del prisma di carico sulla calotta della galleria:
 (secondo Protodyakonov)

Tunnel profondi	per z/D >= 3	1,10	h ₁	m	15,00
Tunnel superficiali	per z/D < 3		TUNNEL SUPERFICIALE		
Profondità del cono frontale			l	m	6,53
l=h x tan(π(4-φ)/2)					

Valori medi della resistenza a rottura nei prismi 2 e 3:

$$\begin{aligned}
 \text{Tunnel profondi} \quad \tau_{m2} &= c_2 + \frac{k_0}{2} \left[w \cdot \gamma + (z - h - w) \cdot (\gamma - \gamma_w) + \frac{3,4 \cdot c_2}{\sqrt{k_0}} \cdot \frac{(\gamma - \gamma_w) \cdot h}{2} \right] \\
 \tau_{m3} &= c_2 + 0,25 \cdot [w \cdot \gamma + (z - h - w) \cdot (\gamma - \gamma_w)] - u \cdot \tan \phi \\
 \text{Tunnel superficiali} \quad \tau_{m2} &= c_2 + \frac{k_0}{2} \left[\frac{3,4 \cdot c_2}{\sqrt{k_0}} \cdot \frac{(\gamma - \gamma_w) \cdot h}{2} \right] \\
 \tau_{m3} &= c_2
 \end{aligned}$$

Nel caso in oggetto:	τ _{m2}	kPa	51,14
	τ _{m3}	kPa	8,00

Fattore di sicurezza rispetto al collasso del fronte scavo:

$$FSF = \frac{\left[\frac{2 \cdot (\tau_{m2} - \tau_{m3})}{(1 + \frac{a}{l})} \cdot 2 \cdot \tau_{m3} \right] \frac{h_1}{b} + \frac{2 \cdot \tau_{m3}}{(1 + \frac{a}{l}) \sqrt{k_0}} \frac{h_1}{h} + \frac{3,4 \cdot c_2}{(1 + \frac{a}{l}) \sqrt{k_0}}}{1 + \frac{2 \cdot h}{3 \cdot z \cdot (1 + \frac{a}{l})}} \cdot [\gamma \cdot z - p]} = 1,38$$

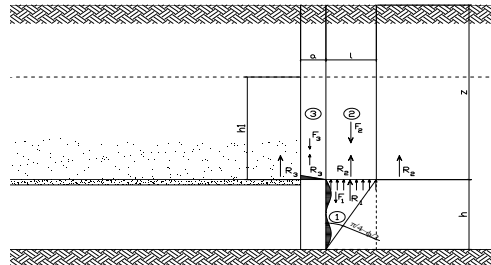
$$FS3 = \frac{2 \cdot \tau_{m3}}{\gamma \cdot z - p} \left(\frac{h_1}{b} \right) \cdot \left(1 + \frac{b}{a} \right) = 3,58$$

TITOLO: S.S. 38 LOTTO 4 NODO DI TIRANO
TITOLO1: GALLERIA NATURALE IL DOSSO SEZIONE V IN MORENA
FINO A 20.0 M CON 55 JET GROUTING DI CONSOLIDAMENTO AL FRONTE

DATA:	NOM. VAR.	u.m.	VAL.
Diametro del tubo in vtr	D	m	0,06
Diametro della perforazione	B	m	0,60
Area del tubo in vtr	A	m ²	1,57E-03
Momento d'inerzia della sezione del tubo in vtr	J	m ⁴	5,2000E-07
Modulo di elasticità del tubo in vtr	E	kPa	30000000
Tensione di snervamento del tubo in vtr	s _y	kPa	500000
Modulo di deformabilità del terreno	E _t	kPa	30000
Pressione limite di rottura del terreno	p _t	kPa	1,50E+03
Aderenza guaina-terreno	τ _{c1}	kPa	150
Aderenza vtr-guaina	τ _{c2}	kPa	1290
Area di scavo	A _s	m ²	145,00
Numero di vtr al fronte	N _t		55
Area d'influenza del consolidamento	A _i	m ²	2,64
Lunghezza di trasferimento	L	m	8,00
Lunghezza d'inflessione: L ₀ =(4E _t J/E _t) ^{1/2}	L ₀	m ⁴	0,21
Reazione limite di taglio: T _n = 0.5 x B x L ₀ x p _t =	T _n	kN	96,10
Reazione limite di trazione: T _t = A x s _y =	T _t	kN	785,00
Reazione allo sfilamento guaina terreno: T _{c1} = π x B x τ _{c1} x L =	T _{c1}	kN	2261,95
Reazione allo sfilamento vtr-guaina: T _{c2} = π x D x τ _{c2} x L =	T _{c2}	kN	1945,27
Incremento di pressione equivalente: D _e	D _e	kPa	36,45
Pressione equivalente di contenimento: p	p	kPa	297,76

GEOMETRIA:	NOM. VAR.	u.m.	VAL.
Larghezza dello scavo	b	m	15,20
Altezza dello scavo	h	m	10,95
Copertura di terreno sulla calotta	z	m	20,00
Distanza tra il fronte di scavo ed il sostegno	a	m	1,00
Profondità della falda dal piano campagna	w	m	100,00
Diametro equivalente	D	m	13,59

PARAMETRI GEOMECCANICI:			
Peso specifico del terreno	γ	kN/m ³	21,00
Peso specifico dell'acqua	γ _w	kN/m ³	10,00
Coesione drenata del terreno da scavare	c' ₁	kPa	38,37
Coesione drenata del terreno da scavare con vtr	c ₁	kPa	74,82
Coesione drenata del terreno sopra la calotta	c ₂	kPa	8,00
Angolo d'attrito del terreno	φ	°	28,35
Pressione di sostegno al fronte	p	kPa	297,76
Coefficiente di spinta attiva	k _a =σ _h /σ _v	k _a	0,525
Coefficiente di spinta a riposo	k ₀ =σ _{h0} /σ _{v0}	k ₀	0,356
Pressione interstiziale	u	kPa	0,00



Altezza del prisma di carico sulla calotta della galleria:
(secondo Protodyakonov)

Tunnel profondi	per z/D >= 3	z/D = 1,47	h _t	m	20,00
Tunnel superficiali	per z/D < 3				TUNNEL SUPERFICIALE
Profondità del cuneo frontale			l	m	6,53
l = h x tan(π/4 - φ/2)					

Valori medi della resistenza a rottura nei prismi 2 e 3:

$$\tau_{m2} = c_2 + \frac{k_0}{2} \left[w \cdot \gamma + (z - h - w) \cdot (\gamma - \gamma_w) + \frac{3,4 \cdot c_2}{\sqrt{k_0}} \cdot \frac{(\gamma - \gamma_w) \cdot h}{2} \right]$$

$$\tau_{m3} = c_2 + 0,25 \cdot [w \cdot \gamma + (z - h - w) \cdot (\gamma - \gamma_w) - u] \cdot \tan \phi$$

$$\tau_{m2} = c_2 + \frac{k_0}{2} \left[\frac{3,4 \cdot c_2}{\sqrt{k_0}} \cdot \frac{(\gamma - \gamma_w) \cdot h}{2} \right]$$

$$\tau_{m3} = c_2$$

Nel caso in oggetto:

τ _{m2}	kPa	59,78
τ _{m3}	kPa	8,00

Fattore di sicurezza rispetto al collasso del fronte scavo:

$$FSF = \frac{2 \cdot (\tau_{m2} - \tau_{m3}) + 2 \cdot \tau_{m3} \cdot \frac{h}{b} + \frac{2 \cdot \tau_{m3}}{(1 + \frac{a}{l}) \cdot \sqrt{k_0}} \cdot \frac{h}{b} + \frac{3,4 \cdot c_2}{(1 + \frac{a}{l}) \cdot \sqrt{k_0}}}{1 + \frac{2 \cdot h}{3 \cdot z \cdot (1 + \frac{a}{l})}} \cdot [\gamma \cdot z - p] = 1,20$$

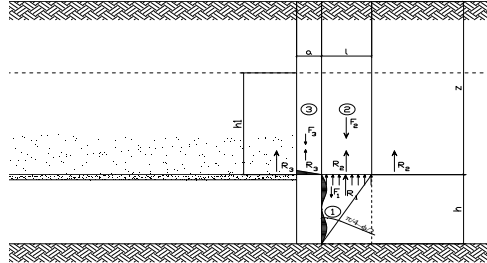
$$FS3 = \frac{2 \cdot \tau_{m3}}{\gamma \cdot z - p} \cdot \left(\frac{h}{b} \right) \cdot \left(1 + \frac{b}{a} \right) = 2,79$$

TITOLO: S.S. 38 LOTTO 4 NODO DI TIRANO
TITOLO1: GALLERIA NATURALE IL DOSSO SEZIONE V IN MORENA
 FINO A 25.0 M CON 65 JET GROUTING DI CONSOLIDAMENTO AL FRONTE

DATI:	NOM. VAR.	u.m.	VAL.
Diametro del tubo in vtr	D	m	0,06
Diametro della perforazione	B	m	0,60
Area del tubo in vtr	A	m ²	1,57E-03
Momento d'inerzia della sezione del tubo in vtr	J	m ⁴	5,2000E-07
Modulo di elasticità del tubo in vtr	E	kPa	30000000
Tensione di snervamento del tubo in vtr	s _y	kPa	500000
Modulo di deformabilità del terreno	E _t	kPa	30000
Pressione limite di rottura del terreno	p ₁	kPa	1,50E+03
Aderenza guaina-terreno	τ _{c1}	kPa	150
Aderenza vtr-guaina	τ _{c2}	kPa	1290
Area di scavo	A _s	m ²	145,00
Numero di vtr al fronte	N _t		65
Area d'influenza del consolidamento	A _k	m ²	2,23
Lunghezza di trasferimento	L	m	8,00
Lunghezza d'inflessione: L ₀ =(4E _t J/E) ^{0,25}	L ₀	m ⁴	0,21
Reazione limite di taglio: T _n = 0.5 x B x L ₀ x p ₁	T _n	kN	96,10
Reazione limite di trazione: T _t = A x s _y	T _t	kN	785,00
Reazione allo sfilamento guaina terreno: T _{c1} = π x B x τ _{c1} x L	T _{c1}	kN	2261,95
Reazione allo sfilamento vtr-guaina: T _{c2} = π x D x τ _{c2} x L	T _{c2}	kN	1945,27
Incremento di pressione equivalente: D _c	D _c	kPa	43,08
Pressione equivalente di contenimento: p	p	kPa	351,90

GEOMETRIA:	NOM. VAR.	u.m.	VAL.
Larghezza dello scavo	b	m	15,20
Altezza dello scavo	h	m	10,95
Copertura di terreno sulla calotta	z	m	25,00
Distanza tra il fronte di scavo ed il sostegno	a	m	1,00
Profondità della falda dal piano campagna	w	m	100,00
Diametro equivalente	D	m	13,59

PARAMETRI GEOMECCANICI:			
Peso specifico del terreno	γ	kN/m ³	21,00
Peso specifico dell'acqua	γ _w	kN/m ³	10,00
Coesione drenata del terreno da scavare	c' ₁	kPa	42,07
Coesione drenata del terreno da scavare con vtr	c ₁	kPa	85,15
Coesione drenata del terreno sopra la calotta	c ₂	kPa	8,00
Angolo d'attrito del terreno	φ	°	28,35
Pressione di sostegno al fronte	p	kPa	351,90
Coefficiente di spinta attiva	k _a =σ _v /σ _{v0}	k _a	0,525
Coefficiente di spinta a riposo	k ₀ =σ _h /σ _{v0}	k ₀	0,356
Pressione interstiziale	u	kPa	0,00



Altezza del prisma di carico sulla calotta della galleria:
 (secondo Protodyakonov)

Tunnel profondi	per z/D >= 3	z/D = 1,84	h ₁	m	25,00
Tunnel superficiali	per z/D < 3		TUNNEL SUPERFICIALE		
Profondità del cono frontale			l	m	6,53
l = h x tan(π(4-φ)/2)					

Valori medi della resistenza a rottura nei prismi 2 e 3:

$$\begin{aligned}
 \text{Tunnel profondi} \quad \tau_{m2} &= c_2 + \frac{k_0}{2} \left[w \cdot \gamma + (z - h - w) \cdot (\gamma - \gamma_w) + \frac{3,4 \cdot c_2}{\sqrt{k_0}} \cdot \frac{(\gamma - \gamma_w) \cdot h}{2} \right] \\
 \tau_{m3} &= c_2 + 0,25 \cdot [w \cdot \gamma + (z - h - w) \cdot (\gamma - \gamma_w) - u] \cdot \tan \phi \\
 \text{Tunnel superficiali} \quad \tau_{m2} &= c_2 + \frac{k_0}{2} \left[\frac{3,4 \cdot c_2}{\sqrt{k_0}} \cdot \frac{(\gamma - \gamma_w) \cdot h}{2} \right] \\
 \tau_{m3} &= c_2
 \end{aligned}$$

Nel caso in oggetto:	τ _{m2}	kPa	68,40
	τ _{m3}	kPa	8,00

Fattore di sicurezza rispetto al collasso del fronte scavo:

$$FSF = \frac{\left[\frac{2 \cdot (\tau_{m2} - \tau_{m3})}{(1 + \frac{a}{l})} \right] \cdot \frac{h_1}{b} + \frac{2 \cdot \tau_{m3}}{(1 + \frac{a}{l}) \cdot \sqrt{k_0}} \cdot \frac{h_1}{h} + \frac{3,4 \cdot c_2}{(1 + \frac{a}{l}) \cdot \sqrt{k_0}}}{1 + \frac{2 \cdot h}{3 \cdot z \cdot (1 + \frac{a}{l})}} \cdot [\gamma \cdot z - p] = 1,17$$

$$FS3 = \frac{2 \cdot \tau_{m3}}{\gamma \cdot z - p} \cdot \left(\frac{h_1}{b} \right) \cdot \left(1 + \frac{b}{a} \right) = 2,46$$

7 DEFINIZIONE DELLE SEZIONI DI AVANZAMENTO (FASE DI TERAPIA)

Nel presente capitolo verranno definiti gli interventi da adottare durante la realizzazione della galleria, necessari a garantire la stabilità del cavo a breve e a lungo termine, in accordo con le indicazioni provenienti dall'analisi del comportamento deformativo allo scavo (fase di diagnosi). Sono descritte le sezioni tipo di avanzamento e la successione delle fasi esecutive ed i campi di applicazione.

7.1 SEZIONE TIPO GD-A1

La seguente sezione tipo presenta un campo di applicazione: in presenza di un ammasso roccioso al contorno della cavità con comportamento sostanzialmente elastico o pseudo-elastico (Ammasso in Gneiss in Classe III).

Sono previsti i seguenti principali interventi:

- (eventuali) 2+2 drenaggi in avanzamento L=30.00 m con sovrapposizione 10.00 m;
- scavo a piena sezione con esplosivo con sfondi di profondità massima di 4.50 m;
- spritz-beton fibrorinforzato sp=5+10 cm da eseguirsi a ridosso del fronte di scavo;
- bullonatura radiale con 14+15 bulloni tipo Swellex Mn24 di L=6.0 m di lunghezza eseguiti con passo trasversale di 1.50 m e longitudinale di 1.00 m e disposti in raggiera alternate messe in opera a una distanza massima dal fronte di scavo di 9.0 m;
- getto dell'arco rovescio di 60 cm di spessore da eseguirsi entro la distanza massima dal fronte di 45.0 m;
- impermeabilizzazione costituita da tessuto non tessuto e manto in PVC;
- rivestimento interno costituito da un getto in calcestruzzo, di spessore variabile trasversalmente a partire da un valore minimo in chiave di calotta di 0.50 m da eseguirsi a una distanza non vincolata rispetto al fronte di scavo.

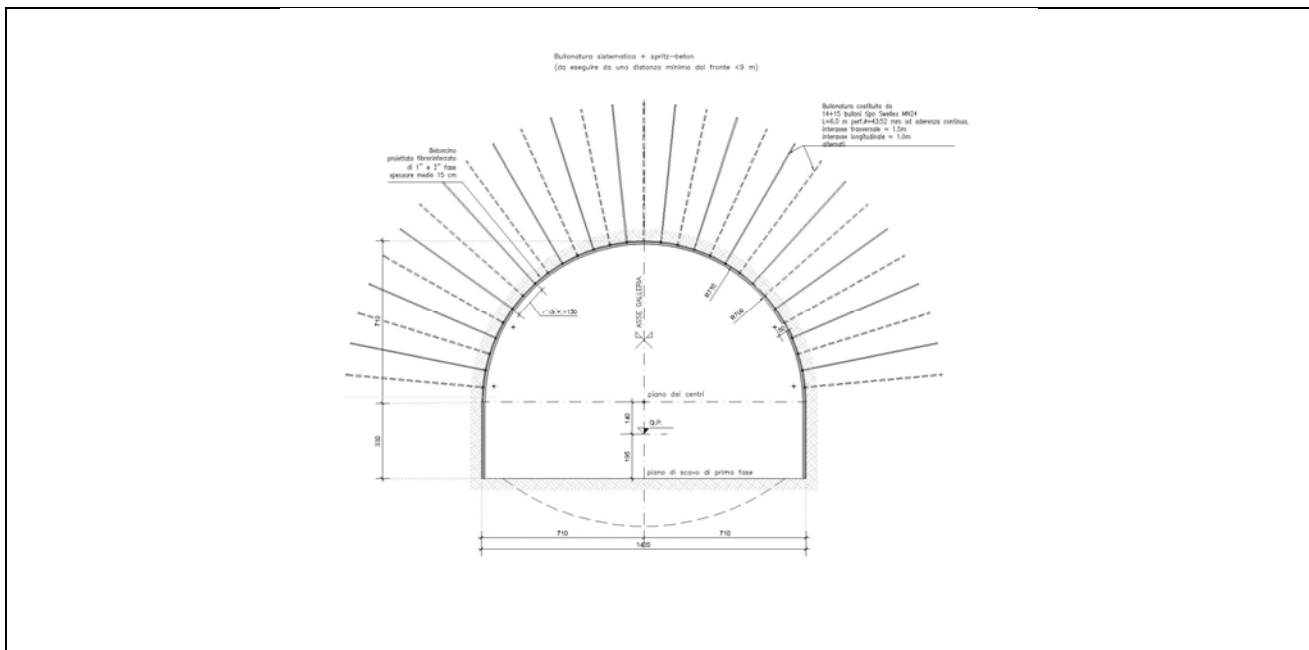


Figura 11 – Sezione di scavo tipo GD -A1- Sezione trasversale

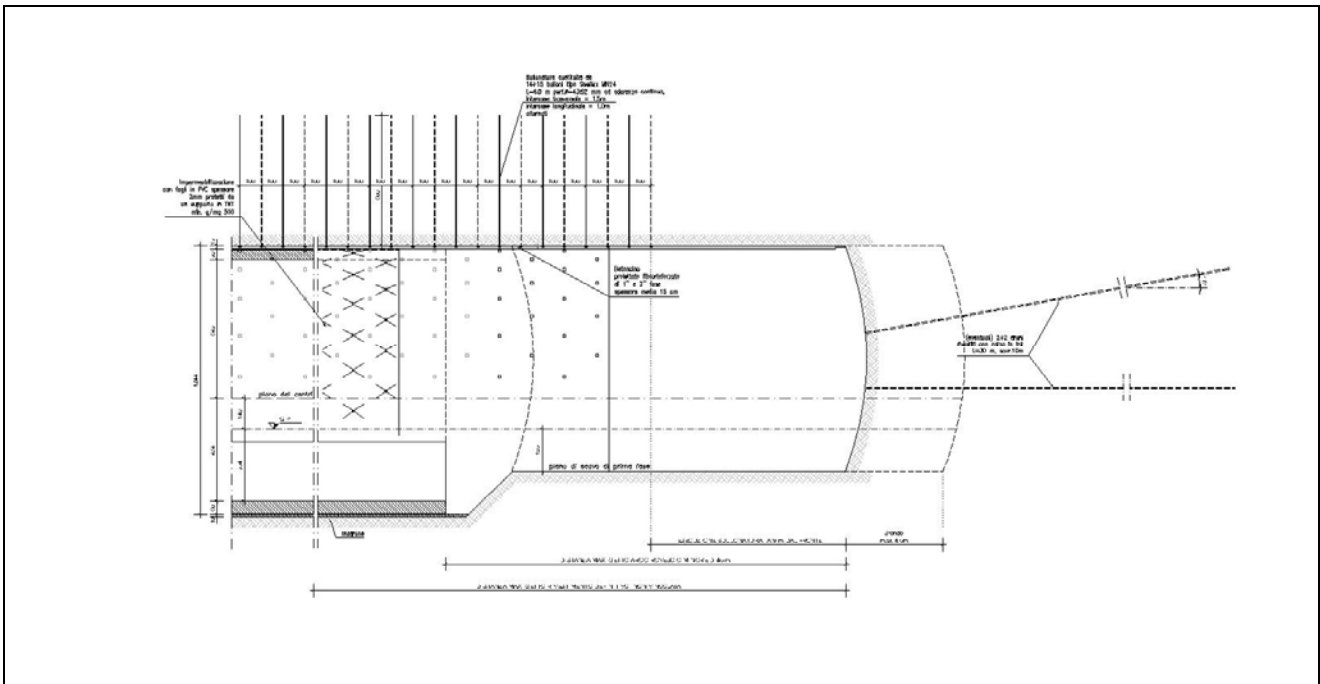


Figura 12 – Sezione di scavo tipo GD-A1 - Sezione longitudinale

7.2 SEZIONE TIPO GD-A2

La seguente sezione tipo presenta un campo di applicazione: in presenza di ammasso roccioso al contorno della cavità con comportamento elasto-plastico, con fronte stabile e stato di incipiente tendenza all'instabilità della cavità non rivestita (Ammasso in Gneiss in Classe IV).

Sono previsti i seguenti principali interventi:

- (eventuali) 2+2 drenaggi in avanzamento $L=30.00$ m, sovrapposizione 10.00 m;
- scavo a piena sezione con martellone e/o esplosivo con sfondi di profondità massima di 1.00 m;
- rivestimento di prima fase costituito da spritz-beton fibrorinforzato $sp=5+25$ cm e da centine metalliche 2IPE180 con passo 1.00 m;
- bullonatura radiale con $17+18$ bulloni tipo Swellex Mn24 di $L=6.0$ m di lunghezza eseguiti con passo trasversale di 1.50 m e longitudinale di 1.00 m e disposti in raggiera alternate in mezzo alle centine e messe in opera a una distanza massima dal fronte di scavo di 10.0 m;
- getto dell'arco rovescio di 70 cm di spessore da eseguirsi entro la distanza massima dal fronte di 45.0 m;
- impermeabilizzazione costituita da tessuto non tessuto e manto in PVC;
- rivestimento interno costituito da un getto in calcestruzzo, di spessore variabile trasversalmente a partire da un valore minimo in chiave di calotta di 0.60 m da eseguirsi a una distanza non vincolata rispetto al fronte di scavo.

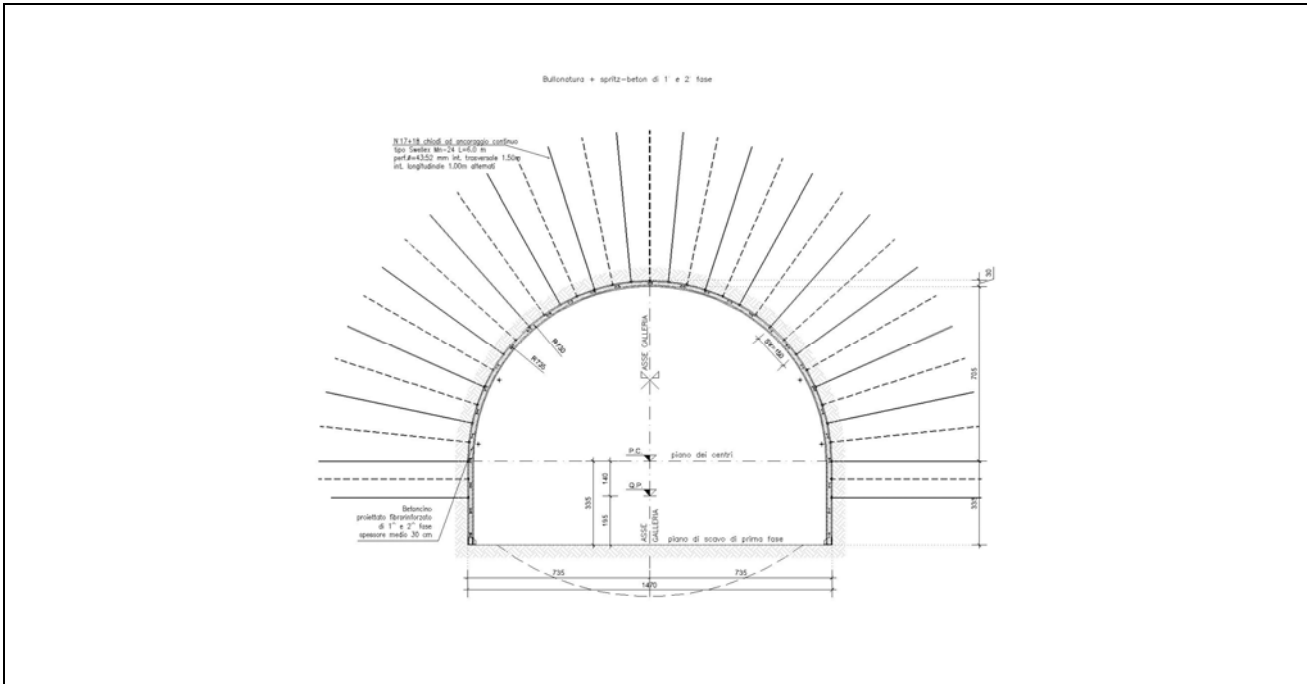


Figura 13 – Sezione di scavo tipo GD-A2 - Sezione trasversale

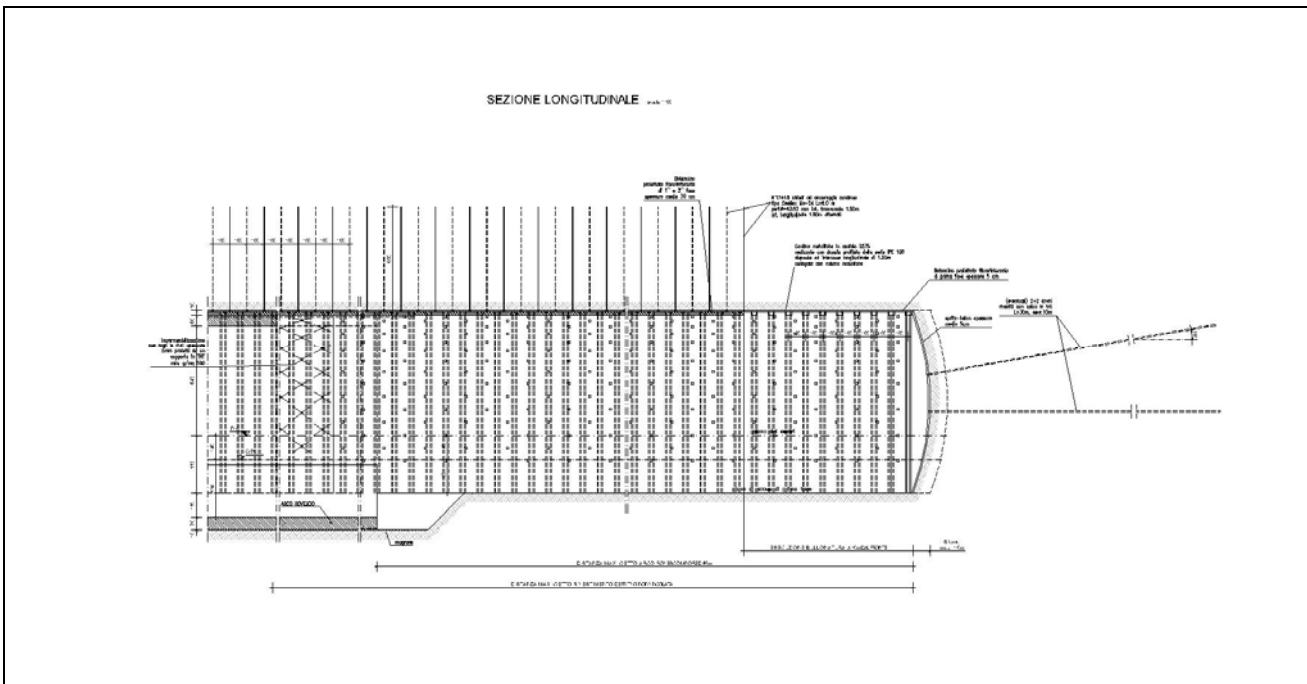


Figura 14 – Sezione di scavo tipo GD-A2 - Sezione longitudinale

7.3 SEZIONE TIPO GD-B1 IN FAGLIA

La sequente sezione tipo presenta un campo di applicazione: in presenza di ammasso roccioso al contorno della cavità con comportamento elasto-plastico, con stato di incipiente tendenza all'instabilità del fronte e della cavità non rivestita (Ammasso in Gneiss in Classe V in faglia).

Sono previsti i seguenti principali interventi:

- 2+2 drenaggi in avanzamento L=30.00 m, sovrapposizione 10.00 m;

- preconsolidamento dell'ammasso al contorno mediante n. 28+29 tubi in VTR Φ 60/40, valvolati (1valv/m) e cementati in foro con miscele cementizie perforazione 130 mm, lunghezza L=18.00 m, campo utile 10.0 m e sovrapposizione 8.00 m;
- preconsolidamento del fronte di scavo con n. 48 tubi in VTR Φ 60/40, valvolati (1valv/m) e cementati in foro con miscele cementizie perforazione 130 mm, lunghezza L=18.00 m, campo utile 10 m e sovrapposizione 8.00 m;
- preconsolidamento al piede centina con 6+6 tubi in VTR Φ 60/40, valvolati (1valv/m) e cementati in foro con miscele cementizie perforazione 130 mm, lunghezza L=18.00 m, campo utile 10 m e sovrapposizione 8.00 m;
- scavo a piena sezione con mezzi meccanici con sfondi di profondità massima di 1.00 m;
- rivestimento di prima fase costituito da spritz-beton fibrorinforzato sp=25 cm e da centine metalliche 2IPE180 con passo 1.00 m;
- bullonatura in avanzamento di L=9.00 m di lunghezza, eseguita con passo trasversale di 1.20 m e passo longitudinale di 1.00 m, con 12+13 bulloni autoperforanti tipo R38N aventi resistenza allo snervamento > 400 kN eseguiti con inclinazione longitudinale di 45° a una distanza massima di 1.0 m dal fronte di scavo;
- getto dell'arco rovescio di 100 cm di spessore da eseguirsi entro la distanza massima dal fronte di 10.0 m;
- impermeabilizzazione costituita da tessuto non tessuto e manto in PVC;
- rivestimento interno costituito da un getto in calcestruzzo, di spessore variabile trasversalmente a partire da un valore minimo in chiave di calotta di 0.90 m da eseguirsi a una distanza di 30.0 m rispetto al fronte di scavo.

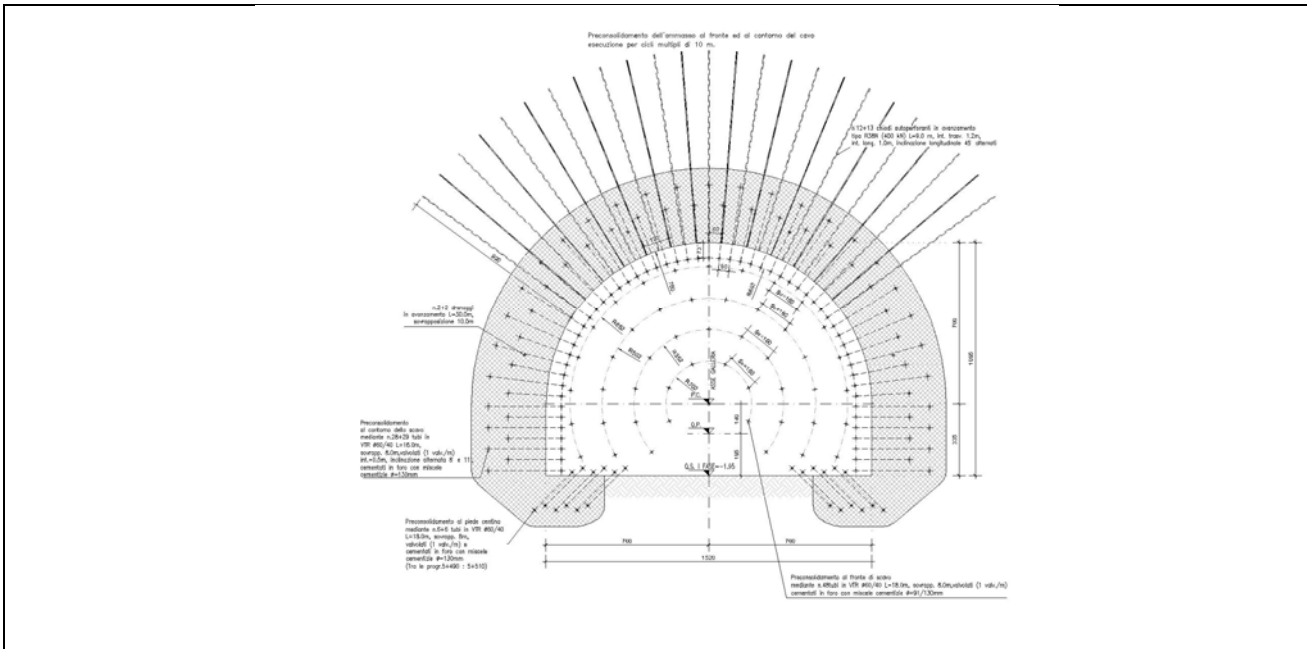


Figura 15 – Sezione di scavo tipo GD-B1 IN FAGLIA - Sezione trasversale

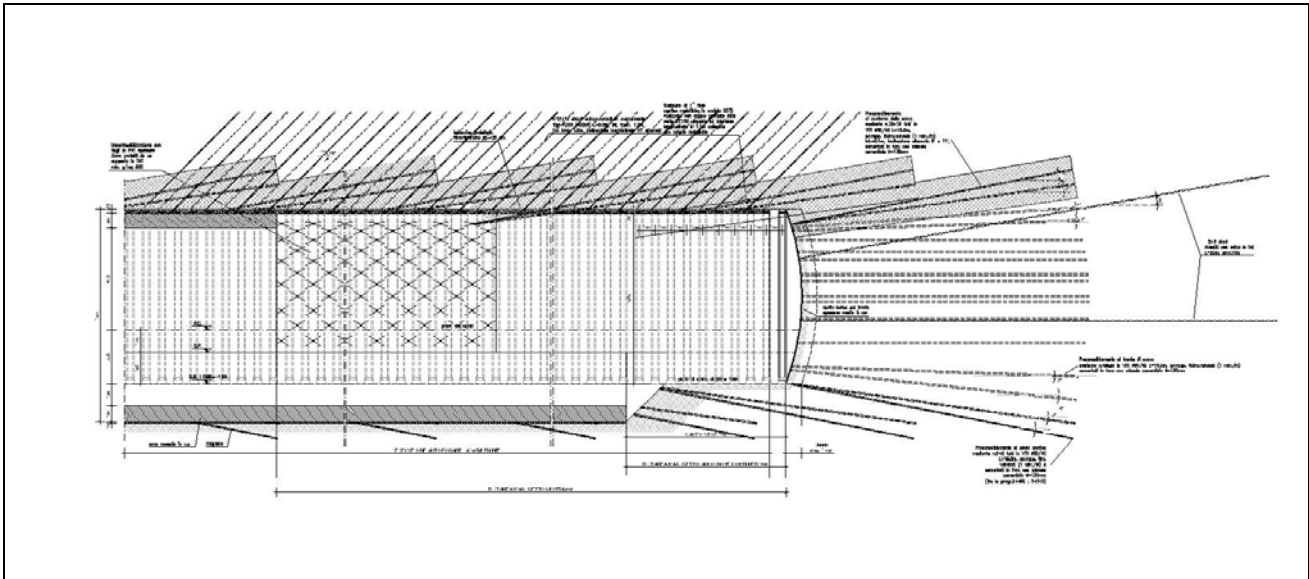


Figura 16 – Sezione di scavo tipo GD-B1 IN FAGLIA - Sezione longitudinale

7.4 SEZIONE TIPO GD-B2

La sequente sezione tipo presenta un campo di applicazione: in presenza di ammasso roccioso al contorno della cavità con comportamento elasto-plastico, con fronte stabile e stato di incipiente tendenza all'instabilità della cavità non rivestita (Ammasso in Fascia di alterazione dello Gneiss sul fronte in Classe IV e Formazione morenica sopra calotta).

Sono previsti i seguenti principali interventi:

- (eventuali) 2+2 drenaggi in avanzamento L=30.00 m, sovrapposizione 10.00 m;
- preconsolidamento dell'ammasso al contorno mediante n. 21+22 tubi in VTR Φ 60/40, valvolati (1valv/m) e cementati in foro con miscele cementizie perforazione 130 mm, lunghezza L=18.00 m, campo utile 10.0 m e sovrapposizione 8.00 m;
- preconsolidamento del fronte di scavo con n. 34 tubi in VTR Φ 60/40, valvolati (1valv/m) e cementati in foro con miscele cementizie perforazione 130 mm, lunghezza L=18.00 m, campo utile 10 m e sovrapposizione 8.00 m;
- scavo a piena sezione con mezzi meccanici con sfondi di profondità massima di 1.00 m;
- rivestimento di prima fase costituito da spritz-beton fibrorinforzato sp=25 cm e da centine metalliche 2IPE180 con passo 1.00 m;
- bullonatura in avanzamento di L=9.00 m di lunghezza, eseguita con passo trasversale di 1.20 m e passo longitudinale di 1.00 m, con 12+13 bulloni autoperforanti tipo R38N aventi resistenza allo snervamento > 400 kN eseguiti con inclinazione longitudinale di 45° a una distanza massima di 1.0 m dal fronte di scavo;
- getto dell'arco rovescio di 100 cm di spessore da eseguirsi entro la distanza massima dal fronte di 45.0 m;
- impermeabilizzazione costituita da tessuto non tessuto e manto in PVC;
- rivestimento interno costituito da un getto in calcestruzzo, di spessore variabile trasversalmente a partire da un valore minimo in chiave di calotta di 0.90 m da eseguirsi a una distanza non vincolata rispetto al fronte di scavo.

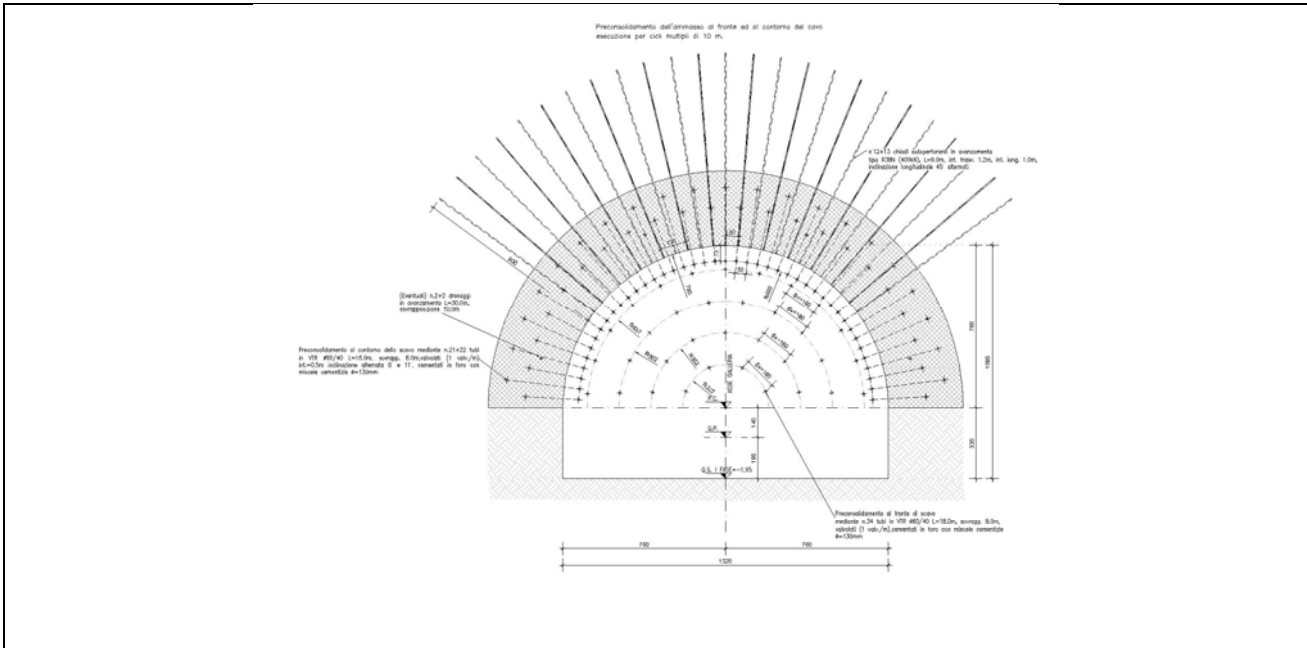


Figura 17 – Sezione di scavo tipo GD-B2 - Sezione trasversale

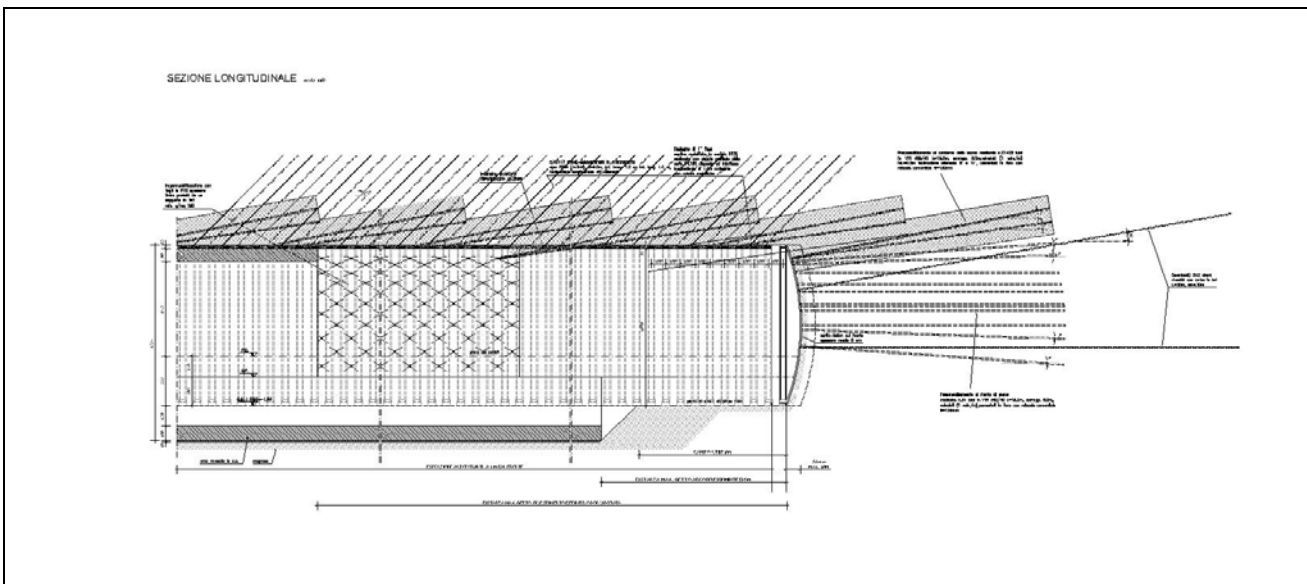


Figura 18 – Sezione di scavo tipo GD-B2 - Sezione longitudinale

7.5 SEZIONE TIPO GD-C1

La seguente sezione tipo presenta un campo di applicazione in presenza di ammasso roccioso al contorno della cavità con comportamento elasto-plastico, con stato di incipiente tendenza all'instabilità del fronte e della cavità non rivestita (Ammasso nei depositi morenici in Classe V e in corrispondenza dell'edificio 12 e 14).

Sono previsti i seguenti principali interventi:

- 2+2 drenaggi in avanzamento L=30.00 m, sovrapposizione 10.00 m;
- preconsolidamento dell'ammasso al contorno mediante n. 41 colonne in jet-grouting $\Phi=600$ mm interasse trasversale 0.60 m L=18.00 m, armate con tubi metallici diametro esterno 88.9 mm e

- spessore 10.0 mm cementati in foro con miscele cementizie (riperforazione 140mm), lunghezza L=18.00 m, campo utile 10.0m e sovrapposizione 8.00;
- preconsolidamento dell'ammasso al contorno mediante n. 6+6 colonne in jet-grouting $\Phi=600$ mm, interasse trasversale 0.60 m, L=18.00 m e sovrapposizione 8.00 m;
- preconsolidamento dell'ammasso al piede della centina mediante n. 2x(5+5) colonne in jet-grouting $\Phi=600$ mm, interasse trasversale 0.50 m su due file con perforazione a vuoto e tratto iniettato variabile;
- preconsolidamento del fronte di scavo mediante n. 45 sino a 15.0m di copertura, di n. 55 sino a 20m di copertura e n. 65 sino a 25m di copertura colonne in jet-grouting $\Phi=600$ mm L=18.00 m, armate con tubi in VTR $\Phi 60/40$ cementati in foro con miscele cementizie (riperforazione 140mm) lunghezza L=18.00 m, campo utile 10.0m e sovrapposizione 8.00 m;
- per il preconsolidamento del fronte in corrispondenza dell'edificio 12 è prevista una perforazione a vuoto dal fronte di scavo di 10.0m di lunghezza atto a stabilire un alto controllo deformativo del cavo e a salvaguardia dell'edificio;
- scavo a piena sezione con mezzi meccanici con sfondi di profondità massima di 1.00 m;
- rivestimento di prima fase costituito da spritz-beton fibrorinforzato sp=25 cm e da centine metalliche 2IPE180 con passo 1.00 m;
- getto dell'arco rovescio di 120 cm di spessore da eseguirsi entro la distanza massima dal fronte di 8.0 m;
- impermeabilizzazione costituita da tessuto non tessuto e manto in PVC;
- rivestimento interno costituito da un getto in calcestruzzo, di spessore variabile lungo il campo di avanzamento compreso fra 0.75 m e 1.55 m in calotta da eseguirsi a una distanza di 30.0 m rispetto al fronte di scavo.

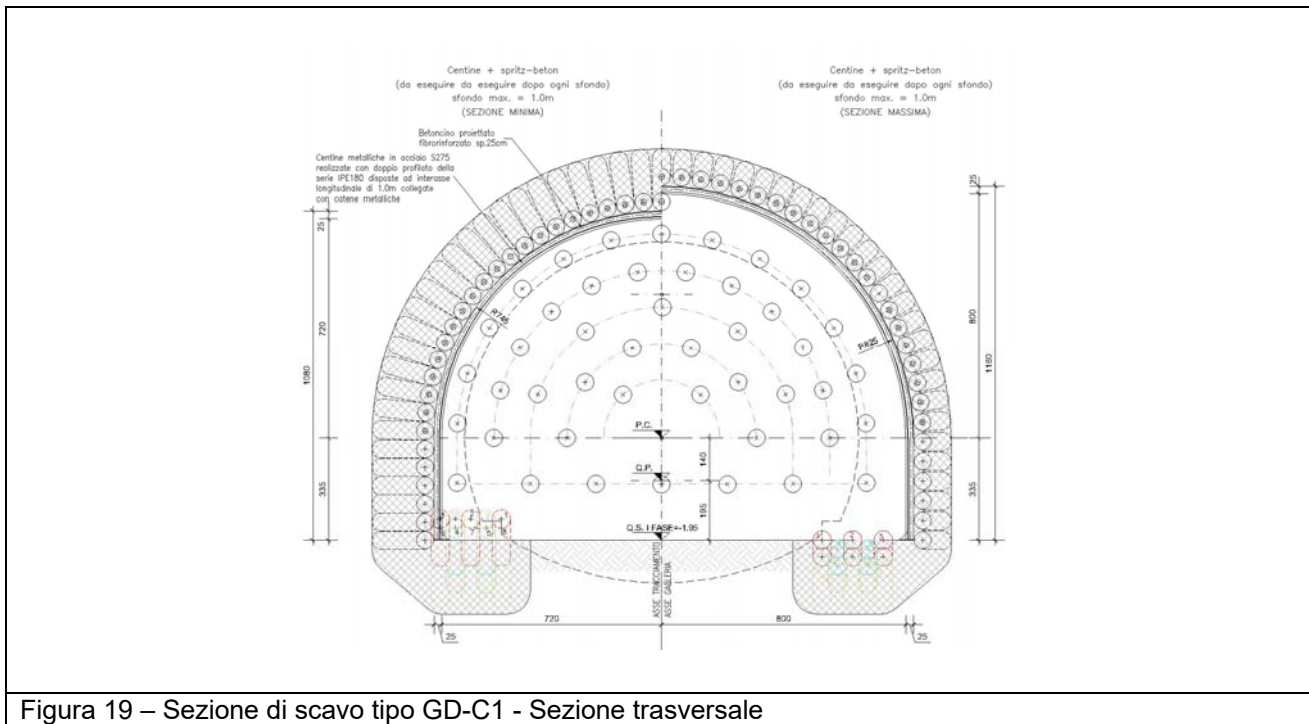


Figura 19 – Sezione di scavo tipo GD-C1 - Sezione trasversale

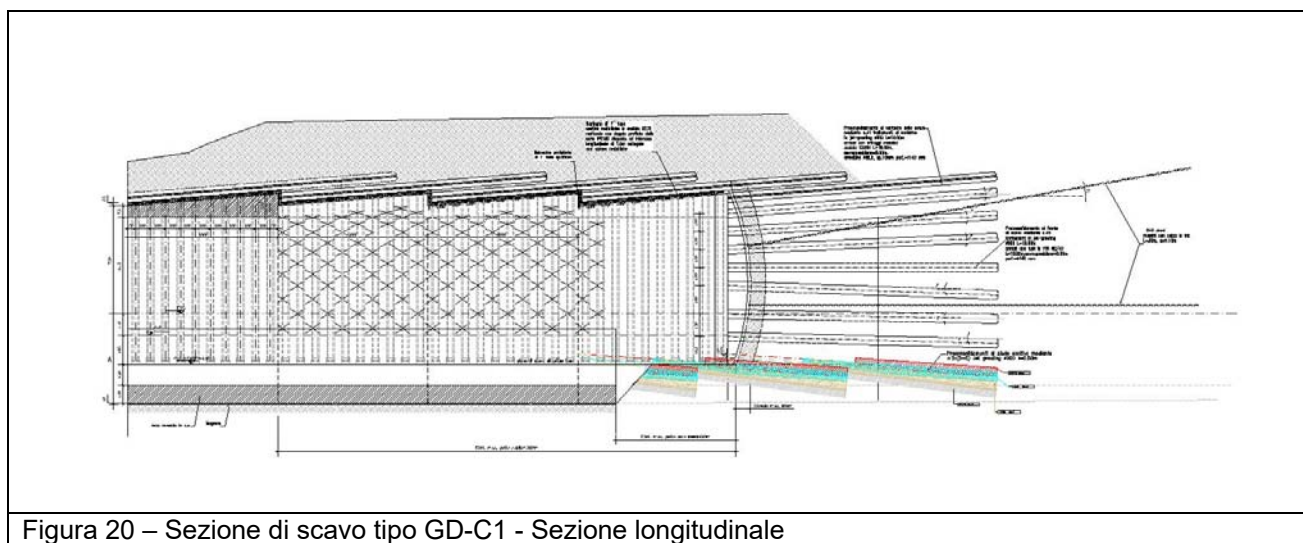


Figura 20 – Sezione di scavo tipo GD-C1 - Sezione longitudinale

7.6 SEZIONE TIPO GD-C2

La seguente sezione tipo presenta un campo di applicazione in presenza di ammasso roccioso al contorno della cavità con comportamento elasto-plastico, con stato di incipiente tendenza all'instabilità del fronte e della cavità non rivestita (Ammasso nei depositi morenici in Classe V e in corrispondenza dell'edificio 12).

Sono previsti i seguenti principali interventi:

- 2+2 drenaggi in avanzamento L=30.00 m, sovrapposizione 10.00 m;
- preconsolidamento dell'ammasso al contorno mediante n. 41 colonne in jet-grouting $\Phi=600$ mm interasse trasversale 0.60 m L=15.00 m, armate con tubi metallici diametro esterno 88.9 mm e spessore 10.0 mm cementati in foro con miscele cementizie (riperforazione 140mm), lunghezza L=15.00 m, campo utile 6.0m e sovrapposizione 9.00m;
- preconsolidamento dell'ammasso al contorno mediante n. 6+6 colonne in jet-grouting $\Phi=600$ mm, interasse trasversale 0.60 m, L=15.00 m e sovrapposizione 8.00 m;
- preconsolidamento dell'ammasso al piede della centina mediante n. 2x(5+5) colonne in jet-grouting $\Phi=600$ mm, interasse trasversale 0.50 m su due file con perforazione a vuoto e tratto iniettato variabile;
- preconsolidamento del fronte di scavo mediante n. 45 colonne in jet-grouting $\Phi=600$ mm L=15.00 m, armate con tubi in VTR $\Phi 60/40$ cementati in foro con miscele cementizie (riperforazione 140mm) lunghezza L=15.00 m, campo utile 6.0m e sovrapposizione 9.00 m;
- per il preconsolidamento del fronte in corrispondenza dell'edificio 12 è prevista dal fronte di scavo una perforazione a vuoto di 6.0m di lunghezza atto a stabilire un alto controllo deformativo del cavo e a salvaguardia dell'edificio;
- scavo a piena sezione con mezzi meccanici con sfondi di profondità massima di 1.00 m;
- rivestimento di prima fase costituito da spritz-beton fibrorinforzato sp=25 cm e da centine metalliche 2IPE180 con passo 1.00 m;
- getto dell'arco rovescio di 120 cm di spessore da eseguirsi entro la distanza massima dal fronte di 8.0 m;
- impermeabilizzazione costituita da tessuto non tessuto e manto in PVC;

- rivestimento interno costituito da un getto in calcestruzzo, di spessore variabile lungo il campo di avanzamento compreso fra 0.75 m e 1.55 m in calotta da eseguirsi a una distanza di 30.0 m rispetto al fronte di scavo.

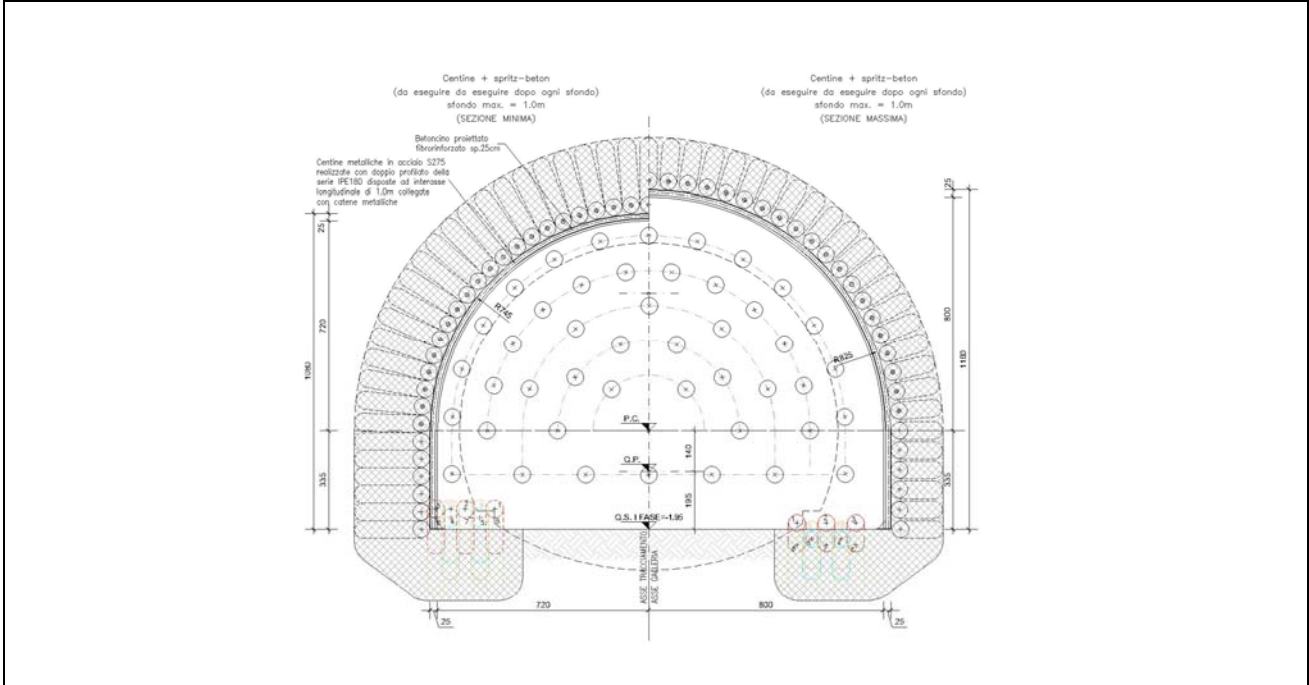


Figura 21 – Sezione di scavo tipo GD-C2 - Sezione trasversale

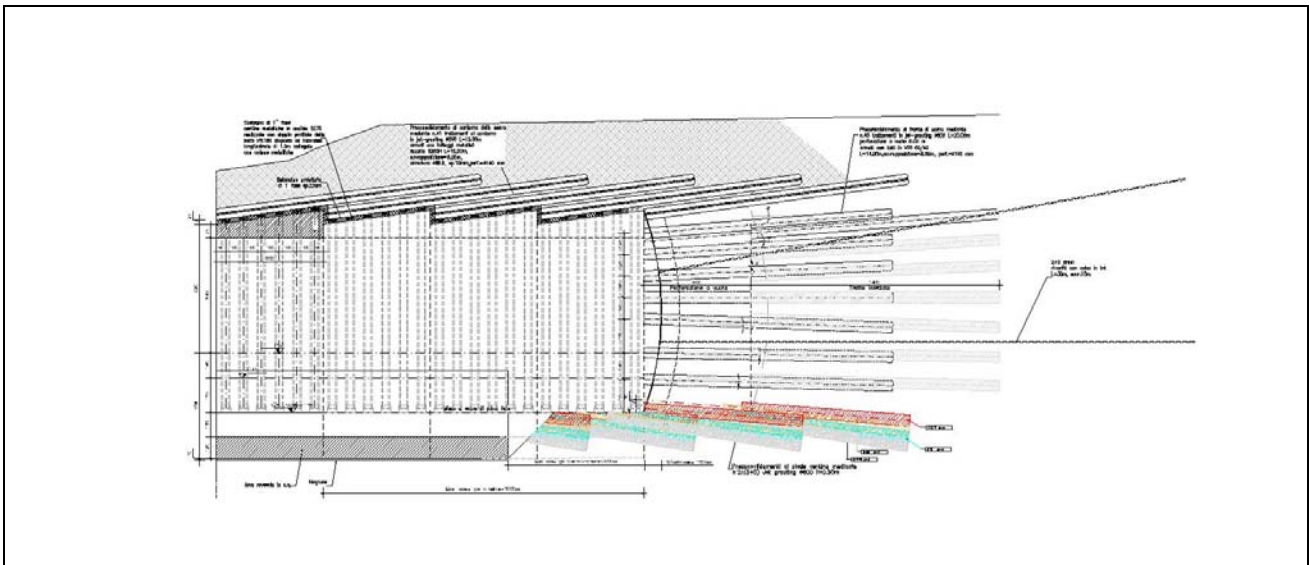


Figura 22 – Sezione di scavo tipo GD-C2 - Sezione longitudinale

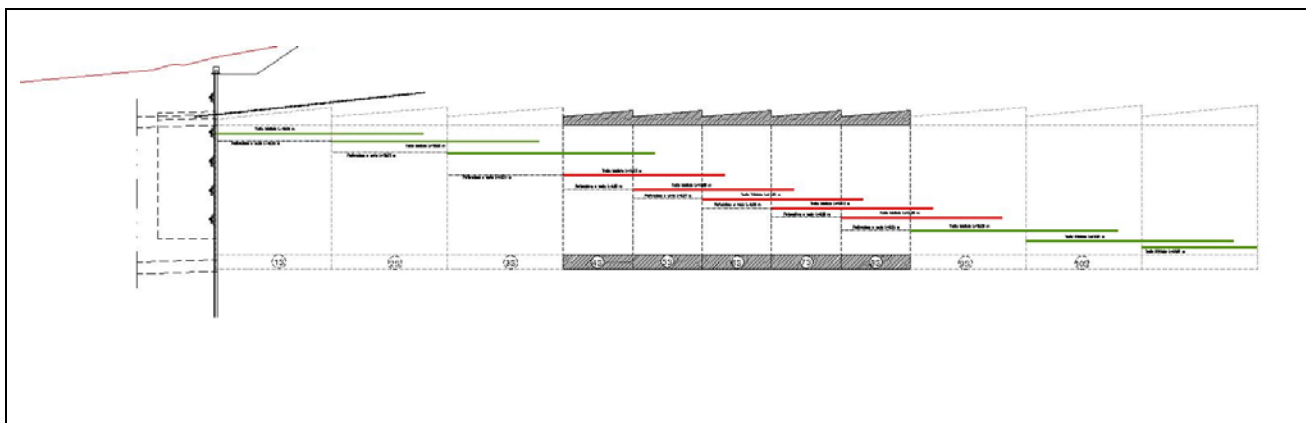


Figura 23 – Sezione di scavo tipo GD-C2 – Schema delle fasi di consolidamento del fronte in corrispondenza degli edifici 12 e 14.

7.7 SEZIONE TIPO GD-C3 CONCIO D'ATTACCO

La sequente sezione tipo presenta un campo di applicazione in presenza di ammasso roccioso al contorno della cavità con comportamento elasto-plastico, con stato di incipiente tendenza all'instabilità del fronte e della cavità non rivestita (Ammasso nei depositi morenici in Classe V in corrispondenza dei due imbocchi).

Sono previsti i seguenti principali interventi:

- 2+2 drenaggi in avanzamento L=30.00 m, sovrapposizione 10.00 m;
- preconsolidamento dell'ammasso al contorno mediante n. 39 colonne in jet-grouting $\Phi=600$ mm interasse trasversale 0.60 m L=18.00 m, armate con tubi metallici diametro esterno 88.9 mm e spessore 10.0 mm cementati in foro con miscele cementizie (riperforazione 140mm), lunghezza L=20.00 m (2.0m per preanello), campo utile 10.0m e sovrapposizione 8.00;
- preconsolidamento dell'ammasso al contorno mediante n. 6+6 colonne in jet-grouting $\Phi=600$ mm, interasse trasversale 0.60 m, L=18.00 m e sovrapposizione 8.00 m;
- preconsolidamento dell'ammasso al piede della centina mediante n. 2x(5+5) colonne in jet-grouting $\Phi=600$ mm, interasse trasversale 0.50 m su due file con perforazione a vuoto e tratto iniettato variabile;
- preconsolidamento del fronte di scavo mediante n. 45 colonne in jet-grouting $\Phi=600$ mm L=18.00 m, armate con tubi in VTR $\Phi 60/40$ cementati in foro con miscele cementizie (riperforazione 140mm) lunghezza L=18.00 m, campo utile 10.0m e sovrapposizione 8.00 m;
- per il preconsolidamento del fronte è prevista una perforazione a vuoto di 10.0m di lunghezza a partire dal concio d'attacco per il consolidamento del secondo campo della sezione tipo C1;
- scavo a piena sezione con mezzi meccanici con sfondi di profondità massima di 1.00 m;
- rivestimento di prima fase costituito da spritz-beton fibrorinforzato sp=25 cm e da centine metalliche 2IPE180 con passo 1.00 m;
- getto dell'arco rovescio di 100 cm di spessore da eseguirsi entro la distanza massima dal fronte di 8.0 m;
- impermeabilizzazione costituita da tessuto non tessuto e manto in PVC;

- rivestimento interno costituito da un getto in calcestruzzo, di spessore variabile lungo il campo di avanzamento compreso fra 0.50 m e 1.55 m in calotta da eseguirsi a una distanza di 30.0 m rispetto al fronte di scavo.

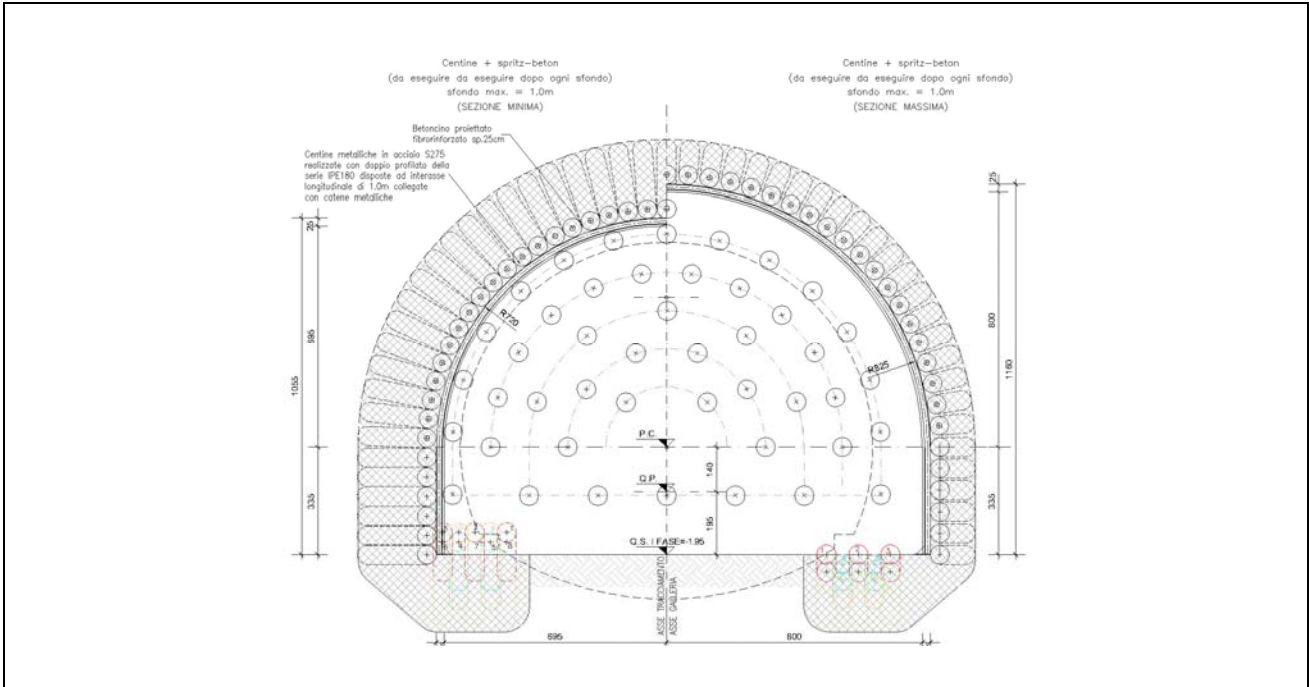


Figura 24 – Sezione di scavo tipo GD-C3 Concio d'attacco - Sezione trasversale

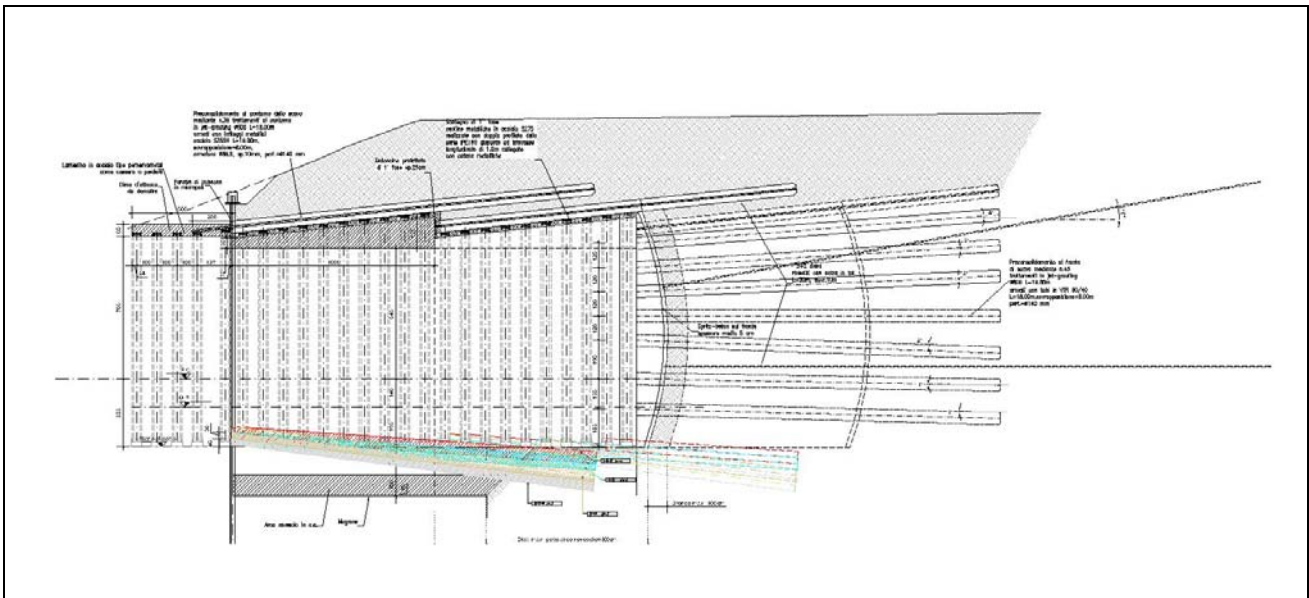


Figura 25 – Sezione di scavo tipo GD-C3 Concio d'attacco - Sezione longitudinale

7.8 SEZIONE TIPO GD-C4 TRANSIZIONE DETRITO-GNEISS

La sequente sezione tipo presenta un campo di applicazione in presenza di ammasso roccioso al contorno della cavità con comportamento elasto-plastico, con stato di incipiente tendenza all'instabilità del fronte e della cavità non rivestita (Ammasso caratterizzato da depositi morenici in calotta e nella fascia di alterazione dello Gneiss al di sotto della calotta).

Sono previsti i seguenti principali interventi:

- (eventuali) 2+2 drenaggi in avanzamento L=30.00 m, sovrapposizione 10.00 m;
- preconsolidamento dell'ammasso al contorno mediante n. 39 colonne in jet-grouting $\Phi=600$ mm interasse trasversale 0.60 m L=18.00 m, armate con tubi metallici diametro esterno 88.9 mm e spessore 10.0 mm cementati in foro con miscele cementizie (riperforazione 140mm), lunghezza L=18.00 m, campo utile 10.0m e sovrapposizione 8.00;
- preconsolidamento del fronte di scavo mediante n. 40 colonne in jet-grouting $\Phi=600$ mm L=18.00 m, armate con tubi in VTR $\Phi 60/40$ cementati in foro con miscele cementizie (riperforazione 140mm) lunghezza L=18.00 m, campo utile 10.0m e sovrapposizione 8.00 m;
- scavo a piena sezione con mezzi meccanici con sfondi di profondità massima di 1.00 m;
- rivestimento di prima fase costituito da spritz-beton fibrorinforzato sp=25 cm e da centine metalliche 2IPE180 con passo 1.00 m;
- getto dell'arco rovescio di 100 cm di spessore da eseguirsi entro la distanza massima dal fronte di 8.0 m;
- impermeabilizzazione costituita da tessuto non tessuto e manto in PVC;
- rivestimento interno costituito da un getto in calcestruzzo, di spessore variabile lungo il campo di avanzamento compreso fra 0.50 m e 1.55 m in calotta da eseguirsi a una distanza di 30.0 m rispetto al fronte di scavo.

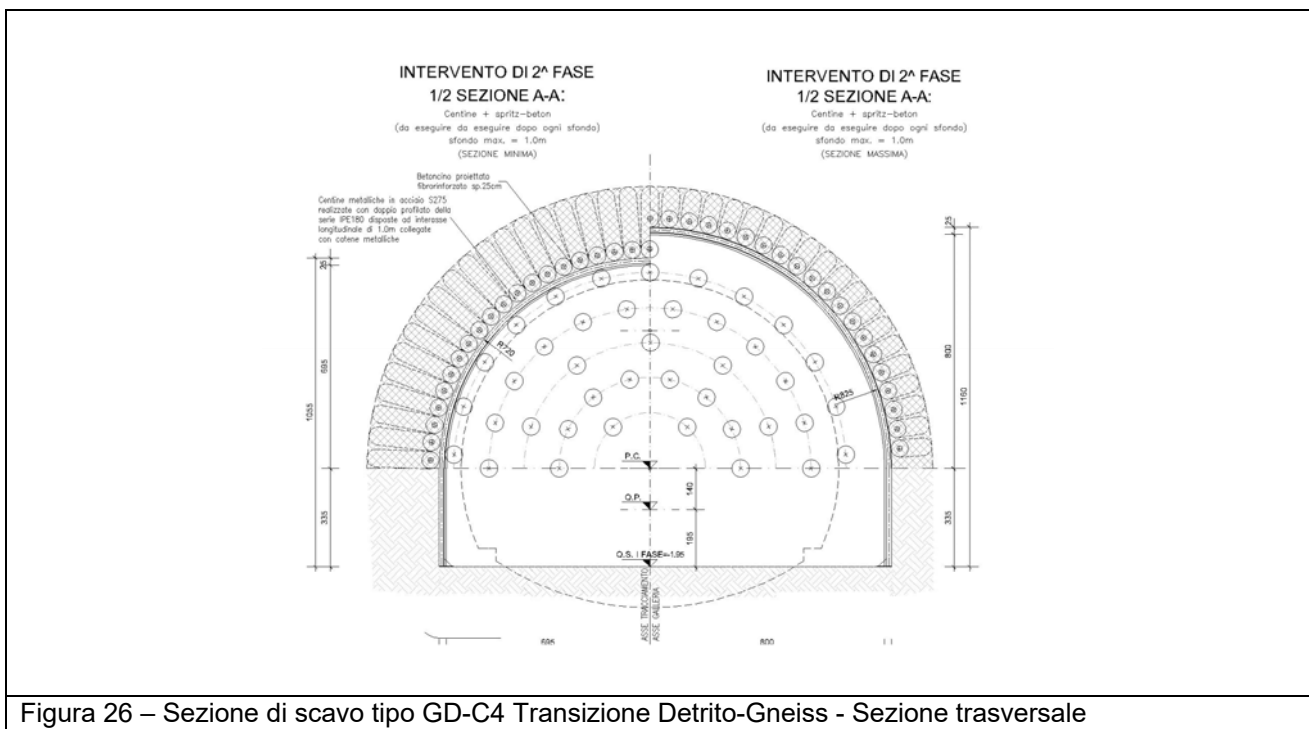


Figura 26 – Sezione di scavo tipo GD-C4 Transizione Detritite-Gneiss - Sezione trasversale

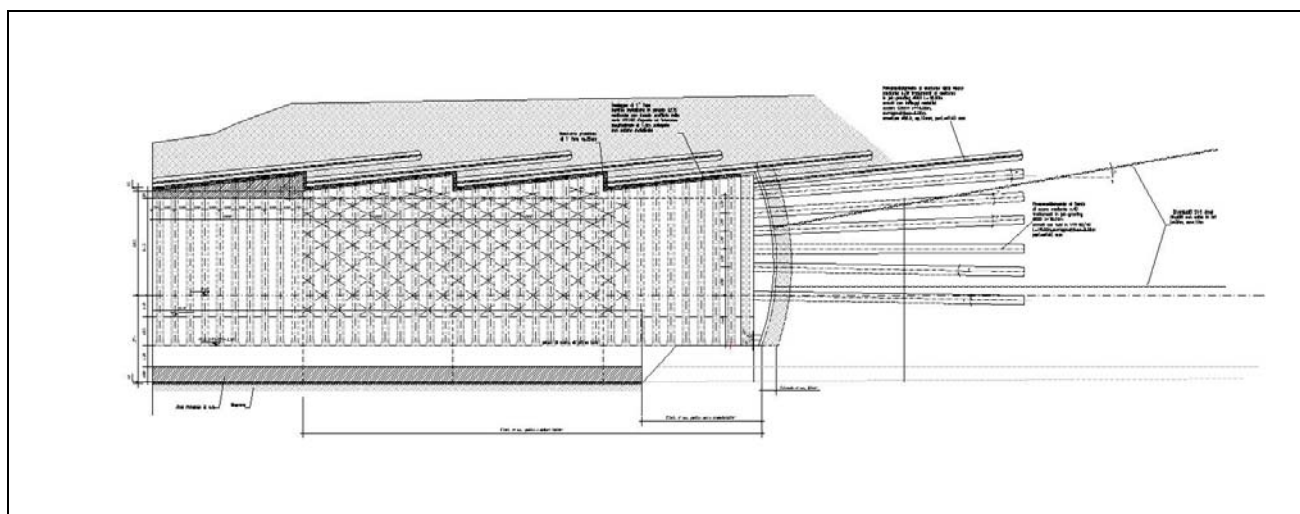


Figura 27 – Sezione di scavo tipo GD-C4 Transizione Detrito-Gneiss - Sezione longitudinale

7.9 SEZIONE TIPO GD-PS-A1 PIAZZOLA DI SOSTA

La seguente sezione tipo presenta un campo di applicazione: in presenza di un ammasso roccioso al contorno della cavità con comportamento sostanzialmente elastico o pseudo-elastico (Ammasso in Gneiss in Classe III).

Sono previsti i seguenti principali interventi:

- (eventuali) 2+2 drenaggi in avanzamento $L=30.00$ m con sovrapposizione 10.00 m;
- scavo a piena sezione con esplosivo con sfondi di profondità massima di 4.50 m;
- spritz-beton fibrorinforzato $sp=5+10$ cm da eseguirsi a ridosso del fronte di scavo;
- bullonatura radiale con 19+20 bulloni tipo Swellex Mn24 di $L=9.0$ m di lunghezza eseguiti con passo trasversale di 1.50 m e longitudinale di 1.00 m e disposti in raggiera alternate messe in opera a una distanza massima dal fronte di scavo di 9.0 m;
- getto dell'arco rovescio di 70 cm di spessore da eseguirsi entro la distanza massima dal fronte di 45.0 m;
- impermeabilizzazione costituita da tessuto non tessuto e manto in PVC;
- rivestimento interno costituito da un getto in calcestruzzo, di spessore variabile trasversalmente a partire da un valore minimo in chiave di calotta di 0.60 m da eseguirsi a una distanza non vincolata rispetto al fronte di scavo.

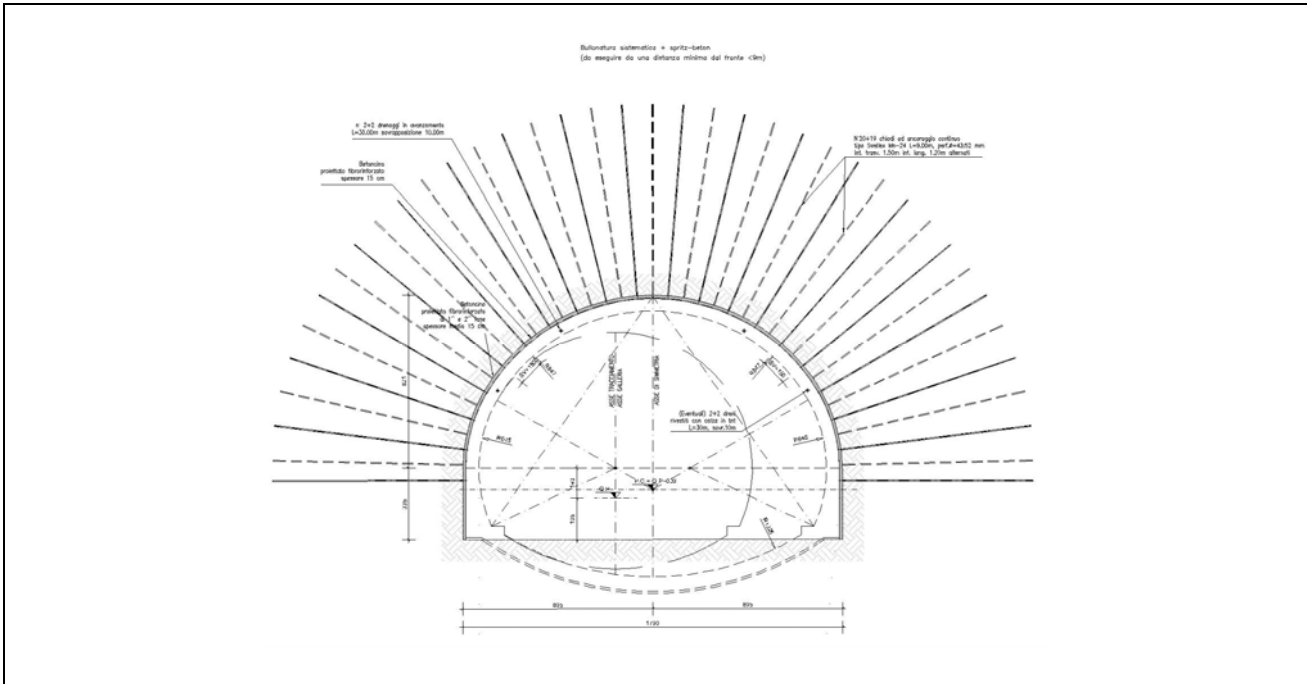


Figura 28 – Sezione di scavo tipo GD-PS-A1 – PIAZZOLA DI SOSTA - Sezione trasversale

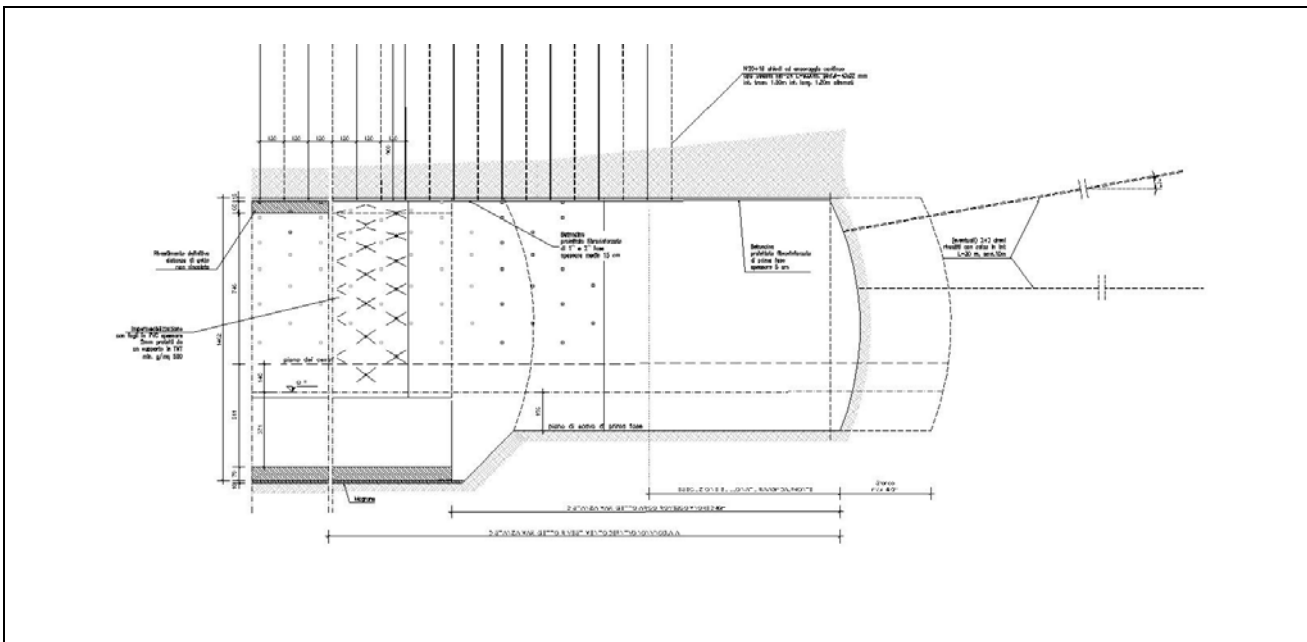


Figura 29 – Sezione di scavo tipo GD-PS-A1 – PIAZZOLA DI SOSTA - Sezione longitudinale

7.10 SEZIONE TIPO GD-PS-B PIAZZOLA DI SOSTA

La seguente sezione tipo presenta un campo di applicazione: in presenza di ammasso roccioso al contorno della cavità con comportamento elasto-plastico, con fronte stabile e stato di incipiente tendenza all'instabilità della cavità non rivestita (Ammasso in Fascia di alterazione dello Gneiss sul fronte in Classe IV e Formazione morenica sopra calotta).

Sono previsti i seguenti principali interventi:

- (eventuali) 2+2 drenaggi in avanzamento L=30.00 m, sovrapposizione 10.00 m;

- preconsolidamento dell'ammasso al contorno mediante n. 25+26 tubi in VTR Φ 60/40, valvolati (1valv\m) e cementati in foro con miscele cementizie perforazione 130 mm, lunghezza L=18.00 m, campo utile 10.0 m e sovrapposizione 8.00 m;
- preconsolidamento del fronte di scavo con n. 50 tubi in VTR Φ 60/40, valvolati (1valv\m) e cementati in foro con miscele cementizie perforazione 130 mm, lunghezza L=18.00 m, campo utile 10 m e sovrapposizione 8.00 m;
- scavo a piena sezione con mezzi meccanici con sfondi di profondità massima di 1.00 m;
- rivestimento di prima fase costituito da spritz-beton fibrorinforzato sp=5+25 cm e da centine metalliche 2IPE200 con passo 1.00 m;
- bullonatura in avanzamento di L=9.00 m di lunghezza, eseguita con passo trasversale di 1.20 m e passo longitudinale di 1.00 m, con 15+16 bulloni autoperforanti tipo R38N aventi resistenza allo snervamento > 400 kN eseguiti con inclinazione longitudinale di 45° a una distanza massima di 1.0 m dal fronte di scavo;
- getto dell'arco rovescio di 100 cm di spessore da eseguirsi entro la distanza massima dal fronte di 45.0 m;
- impermeabilizzazione costituita da tessuto non tessuto e manto in PVC;
- rivestimento interno costituito da un getto in calcestruzzo, di spessore variabile trasversalmente a partire da un valore minimo in chiave di calotta di 0.90 m da eseguirsi a una distanza non vincolata rispetto al fronte di scavo.

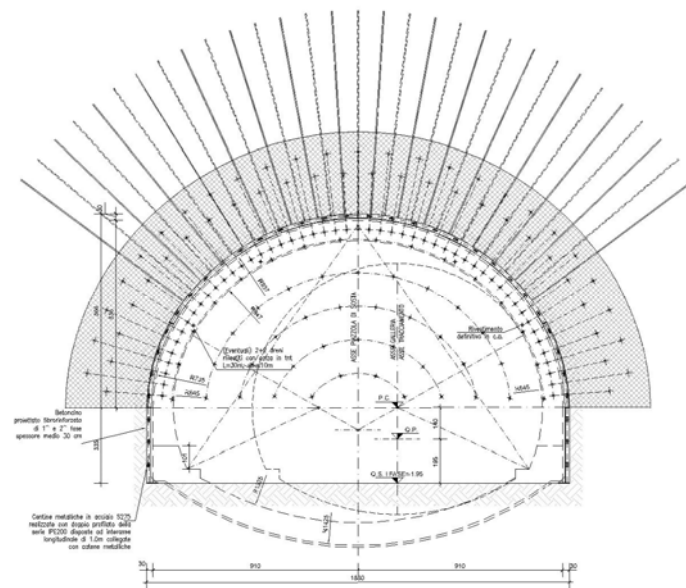


Figura 30 – Sezione di scavo tipo GD-PS-B – PIAZZOLA DI SOSTA - Sezione trasversale

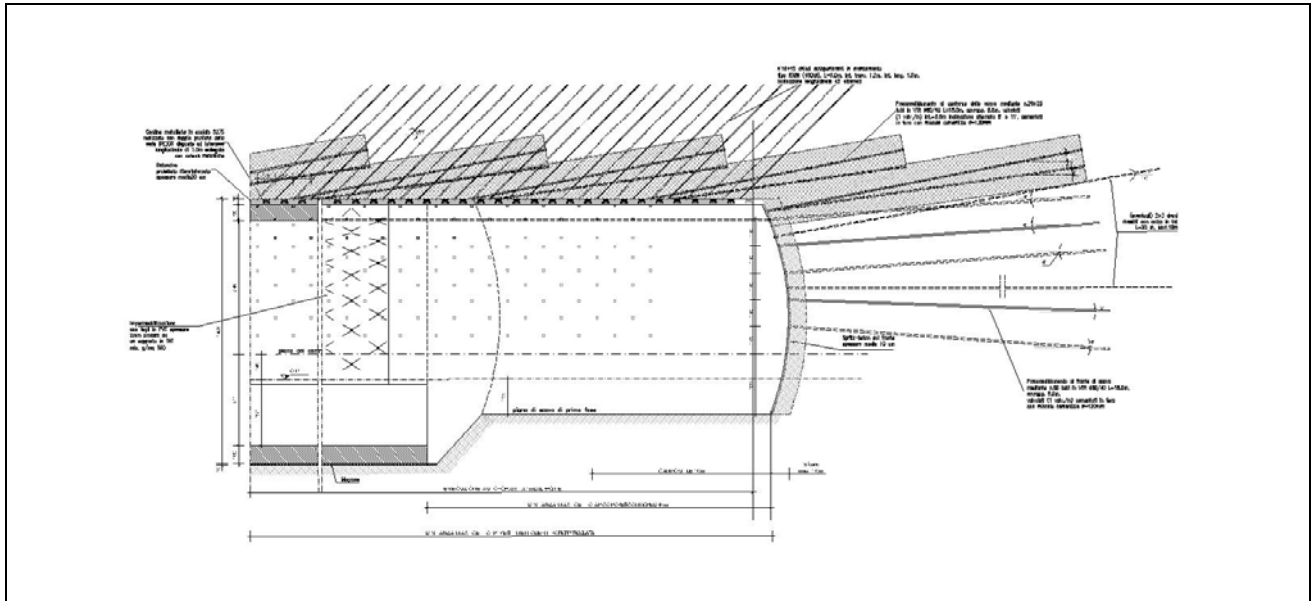


Figura 31 – Sezione di scavo tipo GD-PS-B – PIAZZOLA DI SOSTA - Sezione longitudinale

8 APPLICAZIONE DELLE LINEE GUIDA

Il quadro geologico geotecnico e la previsione del comportamento deformativo del fronte e del cavo permetteranno nel corso degli avanzamenti di disporre di criteri progettuali per l'applicazione delle sezioni tipo e delle relative variabilità degli interventi previsti.

Accanto all'analisi del comportamento deformativo un ruolo fondamentale è rappresentato dalla raccolta dei dati geomeccanici al fronte tramite l'esecuzione sistematica dei rilievi geologici strutturali del fronte di scavo.

L'analisi congiunta dei dati guiderà la scelta in merito alla messa in opera degli interventi di sostegno, presostegno e preconsolidamento.

GALLERIA NATURALE DOSSO					
ZONE	PROGRESSIVE	TRATTO	SEZIONI TIPO	CLASSI DI SCAVO	
IMBOCCO SONDRIO	5.140,00				
PRIMO TRATTO		10	C3 (100%)	V	5.140,00
	5.150,00	0			
SECONDO TRATTO		20	C1 (100%)	V	
	5.170,00	0			
TERZO TRATTO		30	C2 (100%)	V	
	5.200,00	0			
QUARTO TRATTO		30	C1 (100%)	V	
	5.230,00	0			
QUINTO TRATTO		40	C4(100%)	V	
	5.270,00	0			5.270,00
SESTO TRATTO		16,17	B2(100%)	IV	
IN PIAZ1	5.286,17	0			
PIAZZOLA1 SX		52,37	PS-B2	IV	
FINE PIAZ1	5.338,54	0			
SETTIMO TRATTO		81,46	B2(35%) A2(65%)	IV	
	5.420,00	0			5.420,00
OTTAVO TRATTO		60	A1(80%) A2(20%)	III	
	5.480,00	0			5.480,00
NONO TRATTO		10	A2(100%)	IV	
	5.490,00	0			5.490,00
DECIMO TRATTO		20	B1(100%)	V FAGLIA	
	5.510,00	0			5.510,00
UNDICESIMO TRATTO		10	A2(100%)	IV	
	5.520,00	0			5.520,00
DODICESIMO TRATTO		66,69	A1(90%) A2(10%)	III	
IN PIAZ2	5.586,69	0			
PIAZZOLA2 DX		51,64	PS-A1	III	
FINE PIAZ2	5.638,33	0			
TREDICESIMO TRATTO		252,87	A1(90%) A2(10%)	III	
IN PIAZ3	5.891,20	0			
PIAZZOLA3 SX		52,38	PS-A1	III	
FINE PIAZ3	5.943,58	0			
QUATTORDICESIMO TRATTO		66,42	A1(80%) A2(20%)	III	
	6.010,00	0			6.010,00
QUINDICESIMO TRATTO		38,26	A2(75%) B2(25%)	IV	
	6.048,26	0			6.048,26
SEDICESIMO TRATTO		20	C4(100%)	V	
	6.068,26	0			
DICIASSETTESIMO TRATTO		40	C1(100%)	V	
	6.108,26	0			
IMBOCCO BORMIO		10	C3 (100%)	V	
	6.118,26	0			6.118,26
	LTOT	978,26			

Figura 32 – Previsione di adozione delle Sezioni Tipo lungo lo sviluppo della galleria

Sulla base di tali valori sarà possibile l'applicazione delle seguenti linee guida con riferimento alle seguenti cinque condizioni:

- 1 – se i valori di estrusione e di convergenza misurati risultano coerenti con quanto ipotizzato dalle previsioni progettuali si procede con la sezione tipo indicata per la tratta in esame;
- 2 – se i valori rilevati risultano maggiori di quelli attesi si procede nell'ambito della variabilità prevista dal progetto per la sezione tipo, sino al raggiungimento della condizione “massima” degli interventi progettuali;
- 3 – se l'appesantimento degli interventi non risulta sufficiente a normalizzare i valori di monitoraggio, si procederà all'applicazione di una differente sezione tipo scelta tra quelle più conservative progettualmente previste per lo scavo della galleria;
- 4 – se anche a seguito della modifica della sezione tipo si raggiungono limiti superiori previsti per le deformazioni sarà necessaria una nuova valutazione delle condizioni geomeccaniche e di avanzamento.

8.1 VARIABILITA' DEGLI INTERVENTI - SEZIONE TIPO GD-A1

Sono previsti i seguenti principali interventi:

- spritz-beton fibrorinforzato $sp=5+10$ cm da eseguirsi a ridosso del fronte di scavo;
- bullonatura radiale con 14+15 bulloni tipo Swellex Mn24 di $L=6.0$ m di lunghezza eseguiti con passo trasversale di 1.50 m e longitudinale di 1.00 m e disposti in raggiera alternate messe in opera a una distanza massima dal fronte di scavo di 9.0 m;
- getto dell'arco rovescio di 60 cm di spessore da eseguirsi entro la distanza massima dal fronte di 45.0 m;
- rivestimento interno costituito da un getto in calcestruzzo, di spessore variabile trasversalmente a partire da un valore minimo in chiave di calotta di 0.50 m da eseguirsi a una distanza non vincolata rispetto al fronte di scavo.

Qualora dai rilievi al fronte e dalle misure di monitoraggio del cavo emerga una situazione geomeccanica favorevole l'intensità degli interventi potrà essere variata nel seguente modo:

- bullonatura radiale con 14+15 bulloni tipo Swellex Mn24 di $L=6.0$ m di lunghezza eseguiti con passo trasversale di 1.50 m e longitudinale di 1.50 m.

Se invece l'ammasso si presenti maggiormente allentato e le misure di monitoraggio registrino valori nel range della soglia di attenzione l'intensità degli interventi potrà essere variata nel seguente modo:

- bullonatura radiale con 14+15 bulloni tipo Swellex Mn24 di $L=6.0$ m di lunghezza eseguiti con passo trasversale di 1.50 m e longitudinale di 0.75 m.

8.2 VARIABILITA' DEGLI INTERVENTI - SEZIONE TIPO GD-A2

Sono previsti i seguenti principali interventi:

- rivestimento di prima fase costituito da spritz-beton fibrorinforzato $sp=5+25$ cm e da centine metalliche 2IPE180 con passo 1.00 m;

- bullonatura radiale con 17+18 bulloni tipo Swellex Mn24 di L=6.0 m di lunghezza eseguiti con passo trasversale di 1.50 m e longitudinale di 1.00 m e disposti in raggiera alternate in mezzo alle centine e messe in opera a una distanza massima dal fronte di scavo di 10.0 m;
- getto dell'arco rovescio di 70 cm di spessore da eseguirsi entro la distanza massima dal fronte di 45.0 m;
- rivestimento interno costituito da un getto in calcestruzzo, di spessore variabile trasversalmente a partire da un valore minimo in chiave di calotta di 0.60 m da eseguirsi a una distanza non vincolata rispetto al fronte di scavo.

Qualora dai rilievi al fronte e dalle misure di monitoraggio del cavo emerga una situazione geomeccanica favorevole l'intensità degli interventi potrà essere variata nel seguente modo:

- rivestimento di prima fase costituito da spritz-beton fibrorinforzato sp=5+25 cm e da centine metalliche 2IPE180 con passo 1.20 m;
- bullonatura radiale con 17+18 bulloni tipo Swellex Mn24 di L=6.0 m di lunghezza eseguiti con passo trasversale di 1.50 m e longitudinale di 1.20 m.

Se invece l'ammasso si presenti maggiormente allentato e le misure di monitoraggio registrino valori nel range della soglia di attenzione l'intensità degli interventi potrà essere variata nel seguente modo:

- rivestimento di prima fase costituito da spritz-beton fibrorinforzato sp=5+25 cm e da centine metalliche 2IPE180 con passo 0.75 m;
- bullonatura radiale con 17+18 bulloni tipo Swellex Mn24 di L=6.0 m di lunghezza eseguiti con passo trasversale di 1.50 m e longitudinale di 0.75 m.

8.3 VARIABILITA' DEGLI INTERVENTI - SEZIONE TIPO GD-B1 IN FAGLIA

Sono previsti i seguenti principali interventi:

- preconsolidamento dell'ammasso al contorno mediante n. 28+29 tubi in VTR Φ 60/40, valvolati (1valv\m) e cementati in foro con miscele cementizie perforazione 130 mm, lunghezza L=18.00 m, campo utile 10.0 m e sovrapposizione 8.00 m;
- preconsolidamento del fronte di scavo con n. 48 tubi in VTR Φ 60/40, valvolati (1valv\m) e cementati in foro con miscele cementizie perforazione 130 mm, lunghezza L=18.00 m, campo utile 10 m e sovrapposizione 8.00 m;
- preconsolidamento al piede centina con 6+6 tubi in VTR Φ 60/40, valvolati (1valv\m) e cementati in foro con miscele cementizie perforazione 130 mm, lunghezza L=18.00 m, campo utile 10 m e sovrapposizione 8.00 m;
- rivestimento di prima fase costituito da spritz-beton fibrorinforzato sp=25 cm e da centine metalliche 2IPE180 con passo 1.00 m;
- bullonatura in avanzamento di L=9.00 m di lunghezza, eseguita con passo trasversale di 1.20 m e passo longitudinale di 1.00 m, con 12+13 bulloni autoperforanti tipo R38N aventi resistenza allo snervamento > 400 kN eseguiti con inclinazione longitudinale di 45° a una distanza massima di 1.0 m dal fronte di scavo;
- getto dell'arco rovescio di 100 cm di spessore da eseguirsi entro la distanza massima dal fronte di 10.0 m;
- rivestimento interno costituito da un getto in calcestruzzo, di spessore variabile trasversalmente a partire da un valore minimo in chiave di calotta di 0.90 m da eseguirsi a una distanza di 30.0 m rispetto al fronte di scavo.

Qualora dai rilievi al fronte e dalle misure di monitoraggio del cavo emerga una situazione geomeccanica favorevole l'intensità degli interventi potrà essere variata nel seguente modo:

- rivestimento di prima fase costituito da spritz-beton fibrorinforzato $sp=25$ cm e da centine metalliche 2IPE180 con passo 1.20 m;
- preconsolidamento del fronte di scavo con n. 38 (-20%) tubi in VTR Φ 60/40, valvolati (1valv\m) e cementati in foro con miscele cementizie perforazione 130 mm, lunghezza $L=18.00$ m, campo utile 10 m e sovrapposizione 8.00 m;
- bullonatura in avanzamento con 12+13 bulloni autoperforanti tipo R38N di $L=9.00$ m di lunghezza, eseguita con passo trasversale di 1.20 m e passo longitudinale di 1.20 m;
- getto dell'arco rovescio di 100 cm di spessore da eseguirsi entro la distanza massima dal fronte di 30.0 m;
- rivestimento interno costituito da un getto in calcestruzzo, di spessore variabile trasversalmente a partire da un valore minimo in chiave di calotta di 0.90 m da eseguirsi a una distanza di 45.0 m rispetto al fronte di scavo.

Se invece l'ammasso si presenti maggiormente allentato e le misure di monitoraggio registrino valori nel range della soglia di attenzione l'intensità degli interventi potrà essere variata nel seguente modo:

- rivestimento di prima fase costituito da spritz-beton fibrorinforzato $sp=25$ cm e da centine metalliche 2IPE180 con passo 0.75 m;
- preconsolidamento del fronte di scavo con n. 58 (+20%) tubi in VTR Φ 60/40, valvolati (1valv\m) e cementati in foro con miscele cementizie perforazione 130 mm, lunghezza $L=18.00$ m, campo utile 10 m e sovrapposizione 8.00 m;
- bullonatura in avanzamento con 12+13 bulloni autoperforanti tipo R38N di $L=9.00$ m di lunghezza, eseguita con passo trasversale di 1.20 m e passo longitudinale di 0.75 m;
- getto dell'arco rovescio di 100 cm di spessore da eseguirsi entro la distanza massima dal fronte di 8.0 m.

8.4 VARIABILITA' DEGLI INTERVENTI - SEZIONE TIPO GD-B2

Sono previsti i seguenti principali interventi:

- preconsolidamento dell'ammasso al contorno mediante n. 21+22 tubi in VTR Φ 60/40, valvolati (1valv\m) e cementati in foro con miscele cementizie perforazione 130 mm, lunghezza $L=18.00$ m, campo utile 10.0 m e sovrapposizione 8.00 m;
- preconsolidamento del fronte di scavo con n. 34 tubi in VTR Φ 60/40, valvolati (1valv\m) e cementati in foro con miscele cementizie perforazione 130 mm, lunghezza $L=18.00$ m, campo utile 10 m e sovrapposizione 8.00 m;
- rivestimento di prima fase costituito da spritz-beton fibrorinforzato $sp=25$ cm e da centine metalliche 2IPE180 con passo 1.00 m;
- bullonatura in avanzamento di $L=9.00$ m di lunghezza, eseguita con passo trasversale di 1.20 m e passo longitudinale di 1.00 m, con 12+13 bulloni autoperforanti tipo R38N aventi resistenza allo snervamento > 400 kN eseguiti con inclinazione longitudinale di 45° a una distanza massima di 1.0 m dal fronte di scavo;
- getto dell'arco rovescio di 100 cm di spessore da eseguirsi entro la distanza massima dal fronte di 45.0 m;

- rivestimento interno costituito da un getto in calcestruzzo, di spessore variabile trasversalmente a partire da un valore minimo in chiave di calotta di 0.90 m da eseguirsi a una distanza non vincolata rispetto al fronte di scavo.

Qualora dai rilievi al fronte e dalle misure di monitoraggio del cavo emerga una situazione geomeccanica favorevole l'intensità degli interventi potrà essere variata nel seguente modo:

- rivestimento di prima fase costituito da spritz-beton fibrorinforzato $sp=25$ cm e da centine metalliche 2IPE180 con passo 1.20 m;
- preconsolidamento del fronte di scavo con n. 28 (-20%) tubi in VTR Φ 60/40, valvolati (1valv\m) e cementati in foro con miscele cementizie perforazione 130 mm, lunghezza $L=18.00$ m, campo utile 10 m e sovrapposizione 8.00 m;
- bullonatura con 12+13 bulloni autoperforanti tipo R38N in avanzamento di $L=9.00$ m di lunghezza, eseguita con passo trasversale di 1.20 m e passo longitudinale di 1.20 m.

Se invece l'ammasso si presenti maggiormente allentato e le misure di monitoraggio registrino valori nel range della soglia di attenzione l'intensità degli interventi potrà essere variata nel seguente modo:

- rivestimento di prima fase costituito da spritz-beton fibrorinforzato $sp=25$ cm e da centine metalliche 2IPE180 con passo 0.75 m;
- preconsolidamento del fronte di scavo con n. 46 (+20%) tubi in VTR Φ 60/40, valvolati (1valv\m) e cementati in foro con miscele cementizie perforazione 130 mm, lunghezza $L=18.00$ m, campo utile 10 m e sovrapposizione 8.00 m;
- bullonatura con 12+13 bulloni autoperforanti tipo R38N in avanzamento di $L=9.00$ m di lunghezza, eseguita con passo trasversale di 1.20 m e passo longitudinale di 0.75 m.

8.5 VARIABILITA' DEGLI INTERVENTI - SEZIONE TIPO GD-C1

Sono previsti i seguenti principali interventi:

- preconsolidamento dell'ammasso al contorno mediante n. 41 colonne in jet-grouting $\Phi=600$ mm interasse trasversale 0.60 m $L=18.00$ m, armate con tubi metallici diametro esterno 88.9 mm e spessore 10.0 mm cementati in foro con miscele cementizie (riperforazione 140mm), lunghezza $L=18.00$ m, campo utile 10.0m e sovrapposizione 8.00;
- preconsolidamento dell'ammasso al contorno mediante n. 6+6 colonne in jet-grouting $\Phi=600$ mm, interasse trasversale 0.60 m, $L=18.00$ m e sovrapposizione 8.00 m;
- preconsolidamento dell'ammasso al piede della centina mediante n. 2x(5+5) colonne in jet-grouting $\Phi=600$ mm, interasse trasversale 0.50 m su due file con perforazione a vuoto e tratto iniettato variabile;
- preconsolidamento del fronte di scavo mediante n. 45 sino a 15.0m di copertura, di n. 55 sino a 20m di copertura e n. 65 sino a 25m di copertura colonne in jet-grouting $\Phi=600$ mm $L=18.00$ m, armate con tubi in VTR Φ 60/40 cementati in foro con miscele cementizie (riperforazione 140mm) lunghezza $L=18.00$ m, campo utile 10.0m e sovrapposizione 8.00 m;
- rivestimento di prima fase costituito da spritz-beton fibrorinforzato $sp=25$ cm e da centine metalliche 2IPE180 con passo 1.00 m;
- getto dell'arco rovescio di 120 cm di spessore da eseguirsi entro la distanza massima dal fronte di 8.0 m;

- rivestimento interno costituito da un getto in calcestruzzo, di spessore variabile lungo il campo di avanzamento compreso fra 0.75 m e 1.55 m in calotta da eseguirsi a una distanza di 30.0 m rispetto al fronte di scavo.

Qualora dai rilievi al fronte e dalle misure di monitoraggio del cavo emerga una situazione geomeccanica favorevole l'intensità degli interventi potrà essere variata nel seguente modo:

- rivestimento di prima fase costituito da spritz-beton fibrorinforzato $sp=25$ cm e da centine metalliche 2IPE180 con passo 1.20 m;
- preconsolidamento del fronte di scavo mediante n. 36 (-20%) sino a 15.0m di copertura, di n. 44 (-20%) sino a 20m di copertura e n. 52 (-20%) sino a 25m di copertura colonne in jet-grouting $\Phi=600$ mm $L=18.00$ m, armate con tubi in VTR $\Phi 60/40$ cementati in foro con miscele cementizie (riperforazione 140mm) lunghezza $L=18.00$ m, campo utile 10.0m e sovrapposizione 8.00 m;
- getto dell'arco rovescio di 120 cm di spessore da eseguirsi entro la distanza massima dal fronte di 10.0 m.

Se invece l'ammasso si presenti maggiormente allentato e le misure di monitoraggio registrino valori nel range della soglia di attenzione l'intensità degli interventi potrà essere variata nel seguente modo:

- rivestimento di prima fase costituito da spritz-beton fibrorinforzato $sp=25$ cm e da centine metalliche 2IPE180 con passo 0.75 m;
- preconsolidamento del fronte di scavo mediante n. 54 (+20%) sino a 15.0m di copertura, di n. 66 (+20%) sino a 20m di copertura e n. 78 (+20%) sino a 25m di copertura colonne in jet-grouting $\Phi=600$ mm $L=18.00$ m, armate con tubi in VTR $\Phi 60/40$ cementati in foro con miscele cementizie (riperforazione 140mm), lunghezza $L=18.00$ m, campo utile 10.0m e sovrapposizione 8.00 m;
- getto dell'arco rovescio di 120 cm di spessore da eseguirsi entro la distanza massima dal fronte di 4.0 m.

8.6 VARIABILITA' DEGLI INTERVENTI - SEZIONE TIPO GD-C2

Sono previsti i seguenti principali interventi:

- preconsolidamento dell'ammasso al contorno mediante n. 41 colonne in jet-grouting $\Phi=600$ mm interasse trasversale 0.60 m $L=15.00$ m, armate con tubi metallici diametro esterno 88.9 mm e spessore 10.0 mm cementati in foro con miscele cementizie (riperforazione 140mm), lunghezza $L=15.00$ m, campo utile 6.0m e sovrapposizione 9.00m;
- preconsolidamento dell'ammasso al contorno mediante n. 6+6 colonne in jet-grouting $\Phi=600$ mm, interasse trasversale 0.60 m, $L=15.00$ m e sovrapposizione 8.00 m;
- preconsolidamento dell'ammasso al piede della centina mediante n. 2x(5+5) colonne in jet-grouting $\Phi=600$ mm, interasse trasversale 0.50 m su due file con perforazione a vuoto e tratto iniettato variabile;
- preconsolidamento del fronte di scavo mediante n. 45 colonne in jet-grouting $\Phi=600$ mm $L=15.00$ m, armate con tubi in VTR $\Phi 60/40$ cementati in foro con miscele cementizie (riperforazione 140mm) lunghezza $L=15.00$ m, campo utile 6.0m e sovrapposizione 9.00 m;
- rivestimento di prima fase costituito da spritz-beton fibrorinforzato $sp=25$ cm e da centine metalliche 2IPE180 con passo 1.00 m;

- getto dell'arco rovescio di 120 cm di spessore da eseguirsi entro la distanza massima dal fronte di 8.0 m;
- impermeabilizzazione costituita da tessuto non tessuto e manto in PVC;
- rivestimento interno costituito da un getto in calcestruzzo, di spessore variabile lungo il campo di avanzamento compreso fra 0.75 m e 1.55 m in calotta da eseguirsi a una distanza di 30.0 m rispetto al fronte di scavo.

Qualora dai rilievi al fronte e dalle misure di monitoraggio del cavo emerga una situazione geomeccanica favorevole l'intensità degli interventi potrà essere variata nel seguente modo:

- rivestimento di prima fase costituito da spritz-beton fibrorinforzato $sp=25$ cm e da centine metalliche 2IPE180 con passo 1.20 m;
- preconsolidamento del fronte di scavo mediante n. 36 (-20%) colonne in jet-grouting $\Phi=600$ mm $L=15.00$ m, armate con tubi in VTR $\Phi 60/40$ cementati in foro con miscele cementizie (riperforazione 140mm) lunghezza $L=15.00$ m, campo utile 10.0m e sovrapposizione 8.00 m;
- getto dell'arco rovescio di 120 cm di spessore da eseguirsi entro la distanza massima dal fronte di 10.0 m.

Se invece l'ammasso si presenti maggiormente allentato e le misure di monitoraggio registrino valori nel range della soglia di attenzione l'intensità degli interventi potrà essere variata nel seguente modo:

- rivestimento di prima fase costituito da spritz-beton fibrorinforzato $sp=25$ cm e da centine metalliche 2IPE180 con passo 0.75 m;
- preconsolidamento del fronte di scavo mediante n. 54 (+20%) colonne in jet-grouting $\Phi=600$ mm $L=15.00$ m, armate con tubi in VTR $\Phi 60/40$ cementati in foro con miscele cementizie (riperforazione 140mm) lunghezza $L=15.00$ m, campo utile 10.0m e sovrapposizione 8.00 m;
- getto dell'arco rovescio di 120 cm di spessore da eseguirsi entro la distanza massima dal fronte di 4.0 m.

8.7 VARIABILITA' DEGLI INTERVENTI - SEZIONE TIPO GD-C3 CONCIO D'ATTACCO

Sono previsti i seguenti principali interventi:

- preconsolidamento dell'ammasso al contorno mediante n. 39 colonne in jet-grouting $\Phi=600$ mm interasse trasversale 0.60 m $L=18.00$ m, armate con tubi metallici diametro esterno 88.9 mm e spessore 10.0 mm cementati in foro con miscele cementizie (riperforazione 140mm) lunghezza $L=20.00$ m (2.0m per preanello), campo utile 10.0m e sovrapposizione 8.00;
- preconsolidamento dell'ammasso al contorno mediante n. 6+6 colonne in jet-grouting $\Phi=600$ mm, interasse trasversale 0.60 m, $L=18.00$ m e sovrapposizione 8.00 m;
- preconsolidamento dell'ammasso al piede della centina mediante n. $2x(5+5)$ colonne in jet-grouting $\Phi=600$ mm, interasse trasversale 0.50 m su due file con perforazione a vuoto e tratto iniettato variabile;
- preconsolidamento del fronte di scavo mediante n. 45 colonne in jet-grouting $\Phi=600$ mm $L=18.00$ m, armate con tubi in VTR $\Phi 60/40$ cementati in foro con miscele cementizie (riperforazione 140mm) lunghezza $L=18.00$ m, campo utile 10.0m e sovrapposizione 8.00 m;
- rivestimento di prima fase costituito da spritz-beton fibrorinforzato $sp=25$ cm e da centine metalliche 2IPE180 con passo 1.00 m;

- getto dell'arco rovescio di 100 cm di spessore da eseguirsi entro la distanza massima dal fronte di 8.0 m;
- rivestimento interno costituito da un getto in calcestruzzo, di spessore variabile lungo il campo di avanzamento compreso fra 0.50 m e 1.55 m in calotta da eseguirsi a una distanza di 30.0 m rispetto al fronte di scavo.

Qualora dai rilievi al fronte e dalle misure di monitoraggio del cavo emerga una situazione geomeccanica favorevole l'intensità degli interventi potrà essere variata nel seguente modo:

- rivestimento di prima fase costituito da spritz-beton fibrorinforzato $sp=25$ cm e da centine metalliche 2IPE180 con passo 1.20 m;
- preconsolidamento del fronte di scavo mediante n. 36 (-20%) colonne in jet-grouting $\Phi=600$ mm $L=18.00$ m, armate con tubi in VTR $\Phi 60/40$ cementati in foro con miscele cementizie (riperforazione 140mm) lunghezza $L=18.00$ m, campo utile 10.0m e sovrapposizione 8.00 m;
- getto dell'arco rovescio di 100 cm di spessore da eseguirsi entro la distanza massima dal fronte di 10.0 m.

Se invece l'ammasso si presenti maggiormente allentato e le misure di monitoraggio registrino valori nel range della soglia di attenzione l'intensità degli interventi potrà essere variata nel seguente modo:

- rivestimento di prima fase costituito da spritz-beton fibrorinforzato $sp=25$ cm e da centine metalliche 2IPE180 con passo 0.75 m;
- preconsolidamento del fronte di scavo mediante n. 54 (+20%) colonne in jet-grouting $\Phi=600$ mm $L=18.00$ m, armate con tubi in VTR $\Phi 60/40$ cementati in foro con miscele cementizie (riperforazione 140mm) lunghezza $L=18.00$ m, campo utile 10.0m e sovrapposizione 8.00 m;
- getto dell'arco rovescio di 100 cm di spessore da eseguirsi entro la distanza massima dal fronte di 4.0 m.

8.8 VARIABILITA' DEGLI INTERVENTI - SEZIONE TIPO C4 TRANSIZIONE DETRITO GNEISS

Sono previsti i seguenti principali interventi:

- preconsolidamento dell'ammasso al contorno mediante n. 39 colonne in jet-grouting $\Phi=600$ mm interasse trasversale 0.60 m $L=18.00$ m, armate con tubi metallici diametro esterno 88.9 mm e spessore 10.0 mm cementati in foro con miscele cementizie (riperforazione 140mm), lunghezza $L=18.00$ m, campo utile 10.0m e sovrapposizione 8.00;
- preconsolidamento del fronte di scavo mediante n. 40 colonne in jet-grouting $\Phi=600$ mm $L=18.00$ m, armate con tubi in VTR $\Phi 60/40$ cementati in foro con miscele cementizie (riperforazione 140mm) lunghezza $L=18.00$ m, campo utile 10.0m e sovrapposizione 8.00 m;
- rivestimento di prima fase costituito da spritz-beton fibrorinforzato $sp=25$ cm e da centine metalliche 2IPE180 con passo 1.00 m;
- getto dell'arco rovescio di 100 cm di spessore da eseguirsi entro la distanza massima dal fronte di 8.0 m;
- rivestimento interno costituito da un getto in calcestruzzo, di spessore variabile lungo il campo di avanzamento compreso fra 0.50 m e 1.55 m in calotta da eseguirsi a una distanza di 30.0 m rispetto al fronte di scavo.

Qualora dai rilievi al fronte e dalle misure di monitoraggio del cavo emerga una situazione geomeccanica favorevole l'intensità degli interventi potrà essere variata nel seguente modo:

- rivestimento di prima fase costituito da spritz-beton fibrorinforzato $sp=25$ cm e da centine metalliche 2IPE180 con passo 1.20 m;
- preconsolidamento del fronte di scavo mediante n. 32 (-20%) colonne in jet-grouting $\Phi=600$ mm $L=18.00$ m, armate con tubi in VTR $\Phi 60/40$ cementati in foro con miscele cementizie (riperforazione 140mm) lunghezza $L=18.00$ m, campo utile 10.0m e sovrapposizione 8.00 m;
- getto dell'arco rovescio di 100 cm di spessore da eseguirsi entro la distanza massima dal fronte di 10.0 m.

Se invece l'ammasso si presenti maggiormente allentato e le misure di monitoraggio registrino valori nel range della soglia di attenzione l'intensità degli interventi potrà essere variata nel seguente modo:

- rivestimento di prima fase costituito da spritz-beton fibrorinforzato $sp=25$ cm e da centine metalliche 2IPE180 con passo 0.75 m;
- preconsolidamento del fronte di scavo mediante n. 48 (+20%) colonne in jet-grouting $\Phi=600$ mm $L=18.00$ m, armate con tubi in VTR $\Phi 60/40$ cementati in foro con miscele cementizie (riperforazione 140mm) lunghezza $L=18.00$ m, campo utile 10.0m e sovrapposizione 8.00 m;
- getto dell'arco rovescio di 100 cm di spessore da eseguirsi entro la distanza massima dal fronte di 4.0 m.

8.9 VARIABILITA' DEGLI INTERVENTI - SEZIONE TIPO GD.PS-A1 PIAZZOLA DI SOSTA

Sono previsti i seguenti principali interventi:

- spritz-beton fibrorinforzato $sp=5+10$ cm da eseguirsi a ridosso del fronte di scavo;
- bullonatura radiale con 19+20 bulloni tipo Swellex Mn24 di $L=9.0$ m di lunghezza eseguiti con passo trasversale di 1.50 m e longitudinale di 1.00 m e disposti in raggiera alternate messe in opera a una distanza massima dal fronte di scavo di 9.0 m;
- getto dell'arco rovescio di 70 cm di spessore da eseguirsi entro la distanza massima dal fronte di 45.0 m;
- rivestimento interno costituito da un getto in calcestruzzo, di spessore variabile trasversalmente a partire da un valore minimo in chiave di calotta di 0.60 m da eseguirsi a una distanza non vincolata rispetto al fronte di scavo.

Qualora dai rilievi al fronte e dalle misure di monitoraggio del cavo emerga una situazione geomeccanica favorevole l'intensità degli interventi potrà essere variata nel seguente modo:

- bullonatura radiale con 19+20 bulloni tipo Swellex Mn24 di $L=9.0$ m di lunghezza eseguiti con passo trasversale di 1.50 m e longitudinale di 1.50 m.

Se invece l'ammasso si presenti maggiormente allentato e le misure di monitoraggio registrino valori nel range della soglia di attenzione l'intensità degli interventi potrà essere variata nel seguente modo:

- bullonatura radiale con 19+20 bulloni tipo Swellex Mn24 di $L=9.0$ m di lunghezza eseguiti con passo trasversale di 1.50 m e longitudinale di 0.75 m.

8.10 VARIABILITA' DEGLI INTERVENTI - SEZIONE TIPO GD-PS-B PIAZZOLA DI SOSTA

Sono previsti i seguenti principali interventi:

- preconsolidamento dell'ammasso al contorno mediante n. 25+26 tubi in VTR Φ 60/40, valvolati (1valv\m) e cementati in foro con miscele cementizie perforazione 130 mm, lunghezza L=18.00 m, campo utile 10.0 m e sovrapposizione 8.00 m;
- preconsolidamento del fronte di scavo con n. 50 tubi in VTR Φ 60/40, valvolati (1valv\m) e cementati in foro con miscele cementizie perforazione 130 mm, lunghezza L=18.00 m, campo utile 10 m e sovrapposizione 8.00 m;
- rivestimento di prima fase costituito da spritz-beton fibrorinforzato sp=5+25 cm e da centine metalliche 2IPE200 con passo 1.00 m;
- bullonatura in avanzamento di L=9.00 m di lunghezza, eseguita con passo trasversale di 1.20 m e passo longitudinale di 1.00 m, con 15+16 bulloni autoperforanti tipo R38N aventi resistenza allo snervamento > 400 kN eseguiti con inclinazione longitudinale di 45° a una distanza massima di 1.0 m dal fronte di scavo;
- getto dell'arco rovescio di 100 cm di spessore da eseguirsi entro la distanza massima dal fronte di 45.0 m;
- rivestimento interno costituito da un getto in calcestruzzo, di spessore variabile trasversalmente a partire da un valore minimo in chiave di calotta di 0.90 m da eseguirsi a una distanza non vincolata rispetto al fronte di scavo.

Qualora dai rilievi al fronte e dalle misure di monitoraggio del cavo emerga una situazione geomeccanica favorevole l'intensità degli interventi potrà essere variata nel seguente modo:

- rivestimento di prima fase costituito da spritz-beton fibrorinforzato sp=5+25 cm e da centine metalliche 2IPE200 con passo 1.20 m;
- bullonatura in avanzamento con 15+16 bulloni autoperforanti tipo R38N di L=9.00 m di lunghezza, eseguita con passo trasversale di 1.20 m e passo longitudinale di 1.20 m;
- preconsolidamento del fronte di scavo con n. 40 (-20%) tubi in VTR Φ 60/40, valvolati (1valv\m) e cementati in foro con miscele cementizie perforazione 130 mm, lunghezza L=18.00 m, campo utile 10 m e sovrapposizione 8.00 m.

Se invece l'ammasso si presenti maggiormente allentato e le misure di monitoraggio registrino valori nel range della soglia di attenzione l'intensità degli interventi potrà essere variata nel seguente modo:

- rivestimento di prima fase costituito da spritz-beton fibrorinforzato sp=5+25 cm e da centine metalliche 2IPE200 con passo 0.75 m;
- bullonatura in avanzamento con 15+16 bulloni autoperforanti tipo R38N di L=9.00 m di lunghezza, eseguita con passo trasversale di 1.20 m e passo longitudinale di 0.75 m;
- preconsolidamento del fronte di scavo con n. 60 (+20%) tubi in VTR Φ 60/40, valvolati (1valv\m) e cementati in foro con miscele cementizie perforazione 130 mm, lunghezza L=18.00 m, campo utile 10 m e sovrapposizione 8.00 m.

9 CONDIZIONI DI SOSTA PROLUNGATA E SITUAZIONI DI EMERGENZA

Considerata la natura dello scavo in sotterraneo, le fasi di scavo e la sequenza delle operazioni sono state ipotizzate come ricorrenti senza soluzione di continuità.

Durante le fasi di avanzamento si potrebbero tuttavia manifestare particolari condizioni che conducono all'interruzione, programmata o meno, delle condizioni di scavo in una qualsiasi fase del ciclo produttivo previsto per la Sezione Tipo adottata.

In particolare, qualora le operazioni di scavo vengano interrotte per un periodo prossimo alle 24h sarà necessario sagomare, in terreni non coesivi, il fronte a forma concava e porre in opera uno stato di betoncino fibrorinforzato di spessore di almeno 30 cm.

Se il fermo delle operazioni di avanzamento risultasse maggiore, il ciclo delle lavorazioni dovrà necessariamente terminare con il fronte di scavo consolidato, sagomato a forma concava e ricoperto di uno strato di betoncino fibrorinforzato idoneo alla stabilità e si dovrà procedere al getto contemporaneo dell'arco rovescio e delle murette a ridosso del fronte stesso.

Con riferimento alla gestione di particolari "situazioni di emergenza" durante le fasi di avanzamento, vengono di seguito fornite alcune indicazioni preliminari per la messa in sicurezza degli scavi:

- nel caso di "rilasci parziali" del fronte di scavo, si dovrà interrompere l'avanzamento al fronte applicando uno strato idoneo di betoncino fibrorinforzato e in funzione delle caratteristiche geomeccaniche rilevate procedere a un eventuale intervento aggiuntivo di consolidamento al fronte;
- qualora si verificassero "instabilità globali" del fronte sotto forma di crolli improvvisi e imprevedibili, occorrerà procedere alla messa in sicurezza del fronte mediante la creazione di un muro tampone al piede attraverso blocchi in cls o similari. Si dovrà verificare la necessità di procedere all'intasamento dei vuoti creatisi al contorno del cavo mediante l'iniezione di miscele cementizie iniettate in doppia fase a bassa e a alta pressione attraverso elementi strutturali in VTR opportunamente valvolati.

In ogni caso, la progettazione di dettaglio degli interventi per la messa in sicurezza del fronte di scavo e per la ripartenza potrà essere condotta solo una volta raccolte le evidenze dell'evento, (geometria del problema della galleria, caratteristiche dell'ammasso e circolazione idrica), la condizione contingente (prerivestimento, distanza getto rivestimento definitivo) e il possibile coinvolgimento di eventuali presistenze in superficie.