

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



**INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01**





**TRATTA A.V. /A.C. TERZO VALICO DEI GIOVI  
PROGETTO ESECUTIVO**

**GALLERIA NATURALE – FINESTRA POLCEVERA  
Relazione tecnica e linee guida per l'applicazione delle sezioni tipo**

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE DEI LAVORI	
Consorzio <b>Cociv</b> Ing. G. Guagnozzi		

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
I G 5 1	0 1	E	C V	R G	G N 1 5 E 0	0 0 3	A

Progettazione :

Rev	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	IL PROGETTISTA
A00	Emissione	Rocksoil 	17/09/12	Ing.F. Colla 	19/09/12	E. Pagani 	21/09/12	Ing. E. Ghislandi 

n. Elab.:	File: IG5101ECVRGGN15E0003A00
-----------	-------------------------------

CUP: F81H92000000008



<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>IG5101ECVRGGN15E0003A00</p>	<p>Foglio 3 di 87</p>

## INDICE

INDICE.....		3
1. INTRODUZIONE.....		5
2. NORMATIVE E RACCOMANDAZIONI.....		6
3. MATERIALI IMPIEGATI.....		9
3.1 Gallerie naturali.....		9
4. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOTECNICO.....		12
4.1 Inquadramento geologico-geomorfologico .....		15
4.2 Inquadramento Idrogeologico .....		26
4.3 Inquadramento Geotecnico .....		27
4.3.1 Gruppo 1 .....		27
4.3.2 Gruppo 2 .....		27
4.3.3 Gruppo 3 .....		28
4.3.4 Classificazione geomeccanica degli affioramenti .....		28
5. PREVISIONI SUL COMPORTAMENTO DEGLI AMMASSI ROCCIOSI E CRITERI DI CALCOLO .....		30
5.1 Calcolo delle categorie di comportamento allo scavo.....		31
5.2 Metodo delle curve caratteristiche .....		34
5.2.1 Aspetti generali .....		34
5.2.2 Consolidamento del fronte di scavo.....		37
5.3 Analisi numeriche bidimensionali: PLAXIS .....		38
5.4 Analisi stabilità del fronte in gallerie superficiali.....		42
6. LINEE GUIDA PER L'APPLICAZIONE DELLE SEZIONI TIPO .....		46
6.1 Definizione delle caratteristiche geologiche-geomeccaniche dell'ammasso .....		48
6.2 Risposta deformativa del fronte e del cavo.....		50
6.3 Fasi esecutive e cadenze di avanzamento .....		51
6.4 Procedura di applicazione delle sezioni tipo e delle relative variabilità .....		51
7. DESCRIZIONE DELLE SEZIONI TIPO DI SCAVO E DELLE FASI COSTRUTTIVE		
54		
7.1 Sezioni tipo B0L .....		54
7.2 Sezione tipo B1 .....		55
7.3 Sezione tipo B2/1 .....		57
7.4 Sezione tipo B4/1 .....		60
7.5 Sezione tipo C2.....		63
7.6 Sezione tipo C4.....		66
7.7 Sezione tipo B1 - allargata .....		70

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>IG5101ECVRGGN15E0003A00</p> <p style="text-align: right;">Foglio 4 di 87</p>

8.	<b>FINESTRA POLCEVERA .....</b>	<b>72</b>
8.1	Analisi del Rischio .....	72
8.2	Analisi dei rischi lungo il tracciato della Finestra Polcevera.....	73
8.3	Soglie di attenzione e allarme .....	74
8.3.1	Sezione tipo B0L .....	75
8.3.2	Sezione tipo B1 .....	76
8.3.3	Sezione tipo B2/1 .....	77
8.3.4	Sezione tipo B4/1 .....	78
8.3.5	Sezione tipo C4.....	79
8.3.6	Sezione tipo C2.....	80
8.3.7	Sezione tipo B1- allargata .....	81
8.4	Applicazione di una diversa sezione tipo .....	81
9.	<b>TECNOLOGIE ALTERNATIVE E PRESCRIZIONI .....</b>	<b>83</b>
9.1	Tecnologie alternative di perforazione .....	83
9.2	Tecnologie alternative per l'armatura dello spritz-beton .....	83
9.3	Armatura del rivestimento definitivo.....	83
9.4	Distanze di getto dei rivestimenti definitivi .....	85
9.5	Caratteristiche minime di resistenza del calcestruzzo in relazione alle fasi operative.....	86
9.6	Tecniche di consolidamento dei fronti di scavo .....	86
9.7	Soglie d'attenzione e d'allarme .....	87
9.8	Criticità .....	87

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5101ECVRGGN15E0003A00
	Foglio 5 di 87

## 1. INTRODUZIONE

Finalità della presente Relazione è fornire i chiarimenti atti a dimostrare la rispondenza del progetto alle finalità dell'intervento e fornire indicazioni circa l'applicazione delle sezioni tipo e delle relative variabilità previste nella galleria naturale della Finestra Polcevera.

A tale scopo verrà fornito un inquadramento delle opere nel contesto territoriale ed una descrizione delle stesse, i dati ed i requisiti di base nel rispetto dei quali è stata sviluppata la progettazione, le caratteristiche prestazionali e descrittive dei materiali prescelti, le ipotesi progettuali adottate per il suo dimensionamento e le principali caratteristiche geometriche e dimensionali. Verranno inoltre dettagliati i criteri di scelta che il progettista adotterà in corso d'opera per l'applicazione e la gestione delle sezioni tipo previste in sede di progettazione esecutiva.

La relazione è articolata nei seguenti punti principali:

- Inquadramento generale dell'opera: il lavoro comprende la localizzazione geografica dell'opera, l'individuazione delle eventuali interferenze con manufatti preesistenti presenti lungo il tracciato e l'inquadramento geologico e geotecnico generale dell'area;
- Individuazione del comportamento allo scavo e criteri di calcolo: il lavoro riassume la metodologia di calcolo utilizzata e la filosofia di dimensionamento degli interventi di consolidamento e sostegno;
- Linee guida per l'applicazione delle sezioni tipo: verranno fornite indicazioni circa l'applicazione delle sezioni tipo e delle relative variabilità previste, la tecnica di scavo adottata e criteri di scelta, le fasi costruttive e i criteri di calcolo;

Per quanto concerne gli aspetti relativi alla cantierizzazione, le analisi sulla riutilizzabilità dei materiali provenienti dagli scavi, i tempi di realizzazione delle opere, il monitoraggio geotecnico e ambientale in corso d'opera, le opere civili per la sicurezza in esercizio e i programmi di manutenzione delle opere si rimanda alle relazioni specifiche.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5101ECVRGGN15E0003A00
	Foglio 6 di 87

## 2. NORMATIVE E RACCOMANDAZIONI

Per il calcolo e per le verifiche delle opere strutturali si è fatto riferimento alle seguenti norme:

**- Legge 5/11/1971 n. 1086**

Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.

**- Legge n°64 del 2 febbraio 1974**

Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

**- Circolare Ministero Lavori Pubblici n. 11951 del 14/2/1974**

Legge 5 novembre 1971, n. 1086. Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica. Istruzioni per l'applicazione.

**- Circolare Ministero Lavori Pubblici n. 20049 del 9/1/1980**

Legge 5 novembre 1971 n. 1086 - Istruzioni relative ai controlli sul conglomerato cementizio adoperato per le strutture in cemento armato.

**- Istruzioni C.N.R. 10012-81**

Azioni sulle costruzioni.

**- Decreto Ministero Lavori Pubblici 11/3/1988**

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.

**- Circolare Ministero Lavori Pubblici n. 30483 del 24/9/1988**

Legge 2 febbraio 1974 art. 1-D.M. 11 marzo 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. Istruzioni per l'applicazione.

**- Nota Ministero Lavori Pubblici n. 183 del 13/4/1989**

D.M. 11.3.88. Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, la progettazione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

**- Decreto Ministero Lavori Pubblici 14/02/1992**

Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

**- Circolare Ministero Lavori Pubblici 24/06/1993 n. 406/STC**

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5101ECVRGGN15E0003A00	Foglio 7 di 87

Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche di cui al D. M. 14/02/1992.

**- Decreto Ministero Lavori Pubblici 9/01/1996**

Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche.

**- Decreto Ministero Lavori Pubblici 16/01/1996**

Norme tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".

**- Decreto Ministero Lavori Pubblici 16/01/1996**

Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche

**- Circolare Ministero Lavori Pubblici 15/10/1996 n. 252**

Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche di cui al D. M. 9/01/96.

**- Circolare Ministero Lavori Pubblici 4/07/1996 n. 156AA.GG/STC**

Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi" di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996.

**- Circolare Ministero Lavori Pubblici 10/04/1997 n. 65/AA./GG.**

Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D. M. 16/01/96.

**- Decreto Ministero Lavori Pubblici 5/08/1999**

Modificazioni al decreto ministeriale 9 gennaio 1996 contenente norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

**- D.P.R. 6 Giugno 2001, n°380**

Testo unico delle disposizioni legislative e regolamenti in materia edilizia

**- Decreto Ministeriale 14/09/2005**

Norme Tecniche per le Costruzioni (ex "Testo Unico" delle Norme Tecniche per le Costruzioni).

**RACCOMANDAZIONI**

**- Eurocodice 1 UNI-EN-1991**

Criteri generali di progettazione strutturale

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5101ECVRGGN15E0003A00	Foglio 8 di 87

**- Eurocodice 2 UNI-EN-1992**

Progettazione delle strutture in calcestruzzo

**- Eurocodice 3 UNI-EN-1993**

Progettazione delle strutture in acciaio

**- Eurocodice 4 UNI-EN-1994**

Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo

**- Eurocodice 7 UNI-EN-1997**

Progettazione Geotecnica

**- Eurocodice 8 UNI-EN-1998**

Progettazione delle strutture per la resistenza sismica



GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5101ECVRGGN15E0003A00	Foglio 9 di 87

### 3. MATERIALI IMPIEGATI

#### 3.1 Gallerie naturali

##### Consolidamenti e rivestimenti provvisori

Spritz beton fibrorinforzato	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Resistenza media su carote <math>h/\phi = 1</math> a 48 ore <math>\geq 13</math> MPa, a 28 gg <math>\geq 25/30^*</math> MPa</li> <li>- dosaggio per fibre in acciaio <math>\geq 35 \text{ kg/m}^3</math></li> <li>* 30MPa per sezioni tipo C2 e C4</li> </ul>
Acciaio per centine, piastre e collegamenti:	S275 J2
Acciaio per catene	S275J2
Acciaio per armatura e rete elettrosaldata:	B450 C
Drenaggi	Tubi microfessurati in PVC <ul style="list-style-type: none"> <li>- <math>\phi_{est} &gt; 60 \text{ mm}</math>, sp. 5 mm</li> <li>- Resistenza alla trazione 4.5 MPa, perforo 80 mm rivestiti con TNT</li> <li>- I primi 10m da boccaforo devono essere ciechi</li> </ul>
Impermeabilizzazione in PVC	<ul style="list-style-type: none"> <li>- teli sp. <math>2\pm 0.5 \text{ mm}</math>,</li> <li>- Resistenza a trazione <math>\geq 15 \text{ MPa}</math></li> <li>- Allungamento a rottura <math>\geq 250\%</math></li> <li>- Resistenza alla lacerazione <math>\geq 100\text{N/mm}</math></li> <li>- Resistenza alla giunzione <math>\geq 10.5 \text{ MPa}</math></li> <li>- Stabilità al calore = <math>70^\circ\text{C}</math></li> <li>- Flessibilità a freddo = <math>-30^\circ\text{C}</math></li> <li>- Resistenza alle soluzioni acide alcaline = <math>\pm 20\%</math> max allungamento</li> <li>- Comportamento al fuoco B2</li> <li>- Resistenza alla pressione dell'acqua a 1 MPa per 10 ore : impermeabile</li> </ul>

<p>Tubi in VTR (caratteristiche del composito)</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Diametro esterno = 60 mm ad aderenza migliorata</li> <li>- Diametro di perforazione = 100-120 mm</li> <li>- Spessore medio = 10 mm</li> <li>- Densità <math>\geq 1.8</math> t/mc</li> <li>- Res. a trazione <math>\geq 600</math> MPa</li> <li>- Res. a taglio <math>\geq 100</math> MPa</li> <li>- Modulo elastico <math>\geq 30000</math> MPa</li> <li>- Contenuto in vetro <math>\geq 50</math> %</li> <li>- Resistenza a flessione <math>\geq 600</math> MPa</li> <li>- Resistenza allo scoppio <math>\geq 8</math> MPa</li> <li>- Perforazione eseguita a secco</li> </ul>
<p>Miscele cementizie per cementazione a bassa pressione</p>	<p>Cemento 42.5R</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Rapporto a/c = 0.5-0.7</li> <li>- Fluidificante = 4 % di peso sul cemento</li> <li>- Resistenza a compressione a 48 ore <math>&gt; 5</math> MPa</li> </ul>
<p>Iniezioni di guaina</p>	<p>Cemento R32.5 – R42.5</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Rapporto a/c <math>\approx 1.5-2</math></li> <li>- Bentonite <math>\approx 5-8</math> % sul peso di cemento</li> <li>- Densità <math>\approx 1.3</math> t/m<sup>3</sup></li> <li>- Rendimento volumetrico <math>\geq 95</math> %</li> <li>- Viscosità Marsh (ugello 4.7 mm) 30-35 sec.</li> </ul>
<p>Iniezione di consolidamento</p>	<p>Cemento R42.5</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Cemento a finezza di macinazione non inferiore a 4500 cm/g Blaine</li> <li>- Rapporto a/c <math>\approx 0.4-0.7</math></li> <li>- Bentonite <math>&lt; 2</math> %</li> <li>- Additivo fluidificante (Flowcable o simili) <math>\approx 4</math> % di peso del cemento</li> <li>- Viscosità Marsh (ugello 4.7 mm) 35-45 sec.</li> <li>- Densità <math>\approx 1.8</math> t/m<sup>3</sup></li> <li>- Rendimento volumetrico <math>&gt; 95</math> %</li> </ul>

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5101ECVRGGN15E0003A00	Foglio 11 di 87

Parametri minimi del terreno consolidato	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Resistenza a compressione 48h &gt; 1.0 MPa</li> <li>- Resistenza a compressione 7gg &gt; 1.5 MPa</li> <li>- R.Q.D. 48h &gt; 50%</li> <li>- R.Q.D. 7gg &gt; 70%</li> </ul>
--	--

### Rivestimenti definitivi

Acciaio per armatura:	B450 C
Calcestruzzo strutturale calotta e piedritti	C25/30, Tipo CEM III-V, XC2, S4
Calcestruzzo strutturale arco rovescio	C25/30, Tipo CEM III-V, XC2, S3
Magrone di pulizia di sottofondo	Rm ≥ 15 MPa, Tipo CEM I-V

Per le sezioni non armate la classe di esposizione del calcestruzzo è X0.

### Valori di verifica

Le verifiche strutturali sono condotte mediante il metodo delle tensioni ammissibili; nel seguito si indicano i valori di resistenza di progetto per i vari materiali.

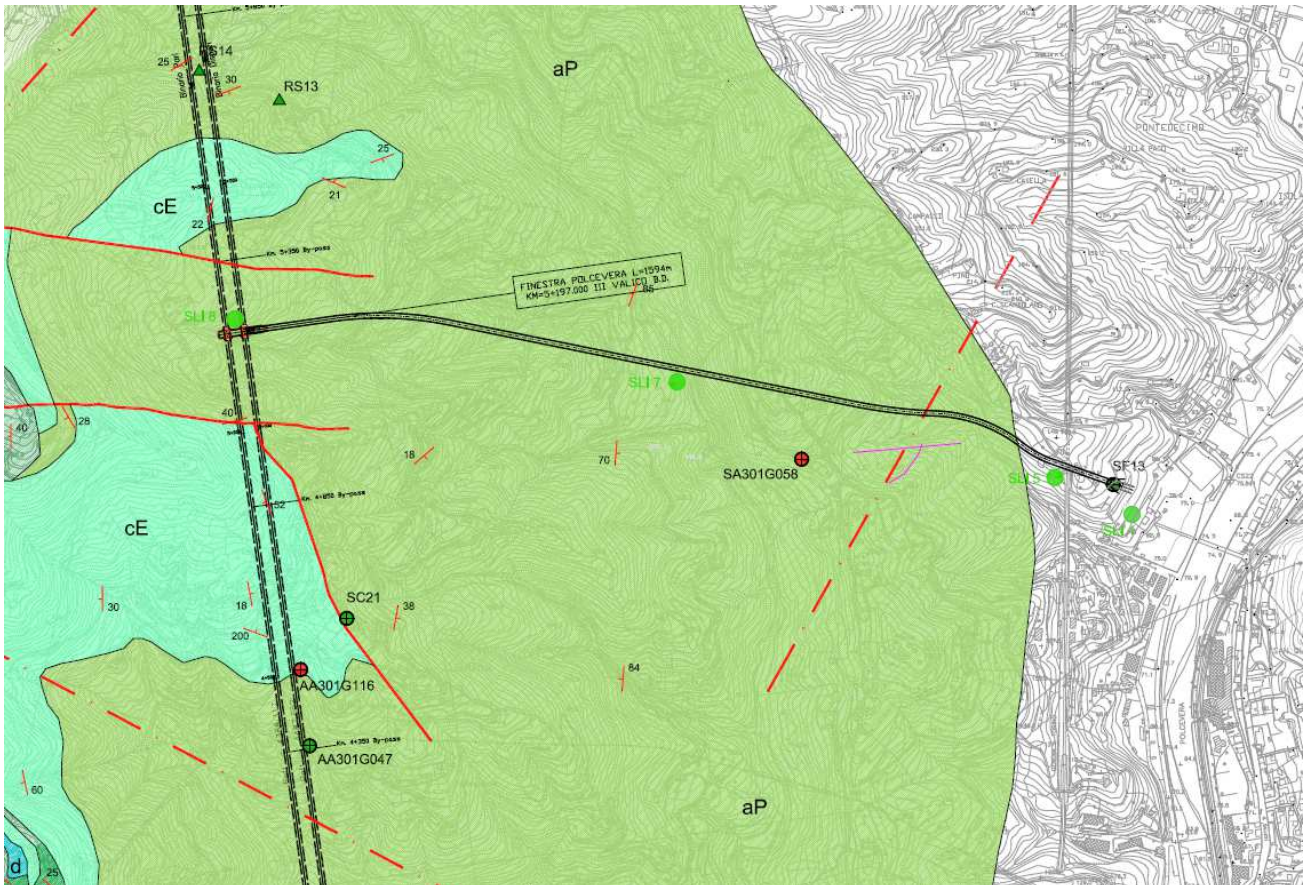
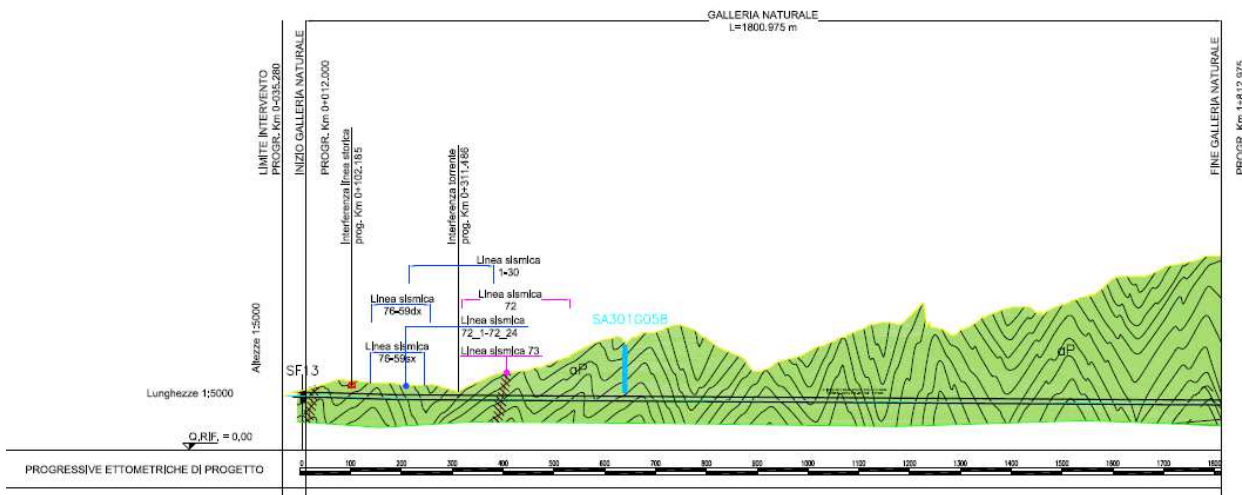
Acciaio S275 J2	$\sigma_{amm} = 190 \text{ MPa}$
Acciaio tubi S355 J2	$\sigma_{amm} = 240 \text{ MPa}$
Acciaio B450 C	$\sigma_{amm} = 160 \text{ MPa (*)}$
Calcestruzzo proiettato $f_{cm} \geq 25 \text{ Mpa}$	$\sigma_{amm} = 25/1.3 = 19.2 \text{ MPa(**)}$
Calcestruzzo proiettato $f_{cm} \geq 30 \text{ Mpa}$	$\sigma_{amm} = 30/1.3 = 23.1 \text{ MPa(**)}$
Calcestruzzo strutturale armato Rck 30 Mpa	$\sigma_{amm} = 9.75 \text{ Mpa}$ $\tau_{c0} = 0.60 \text{ Mpa}$ $\tau_{c1} = 1.80 \text{ Mpa}$
Calcestruzzo strutturale non armato Rck 30 Mpa	$\sigma_{amm} = 7.5 \text{ Mpa}$ $\tau_{c0} = 0.60 \text{ Mpa}$

(\*) In condizioni sismiche o in condizioni di esercizio con verifica a fessurazione  $\sigma_{amm} = 255 \text{ Mpa}$

(\*\*) Le verifiche tengono conto delle diverse fasi di maturazione dello spritz beton

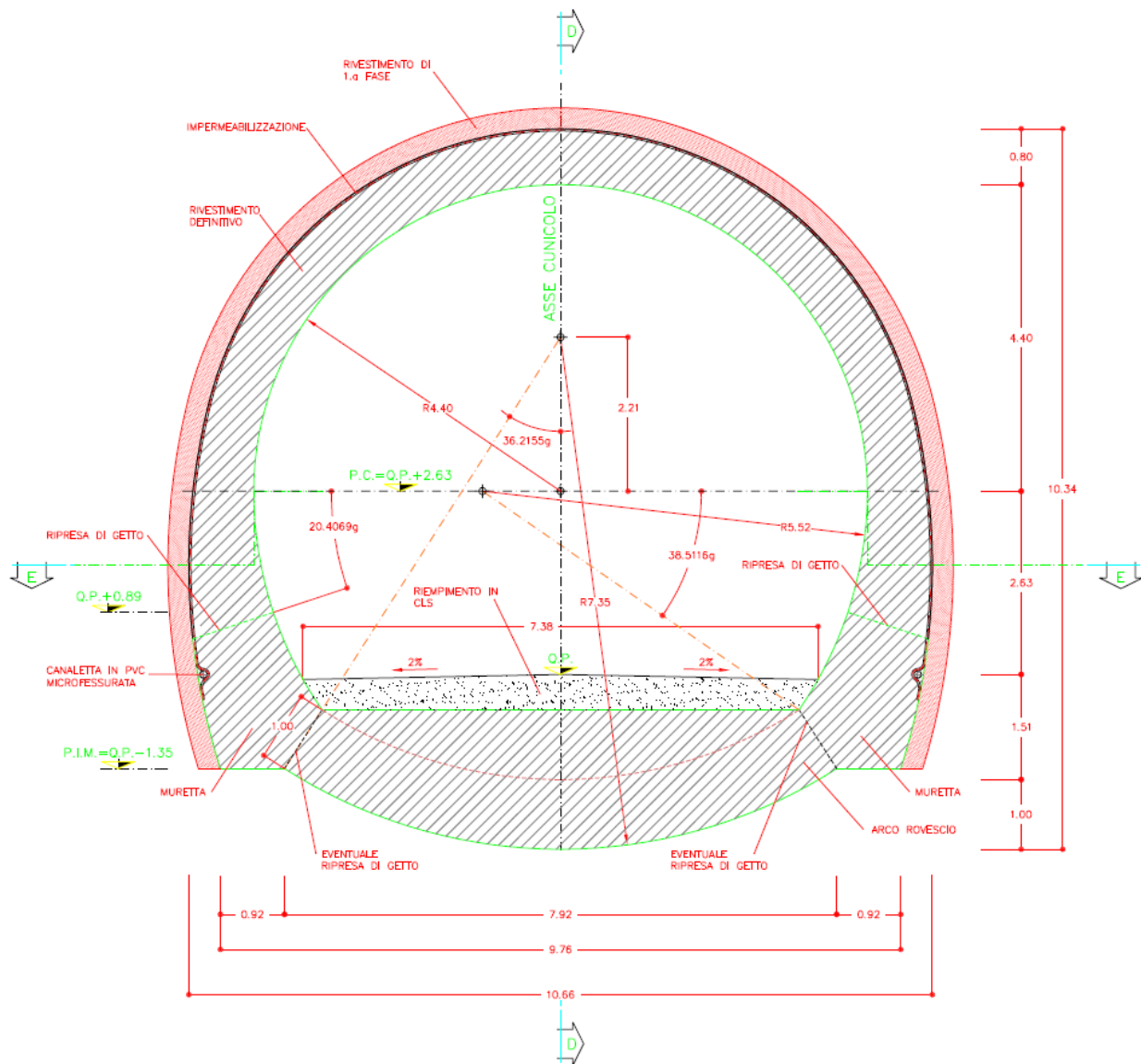
## 4. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOTECNICO

L'opera in oggetto rientra nella realizzazione di una Finestra di accesso per la galleria del III Valico. In particolare la galleria oggetto di analisi si estende dalla progressiva Km 0+012 fino alla progressiva km 1+812.975 in corrispondenza della la zona d'innesto con la galleria naturale di linea.

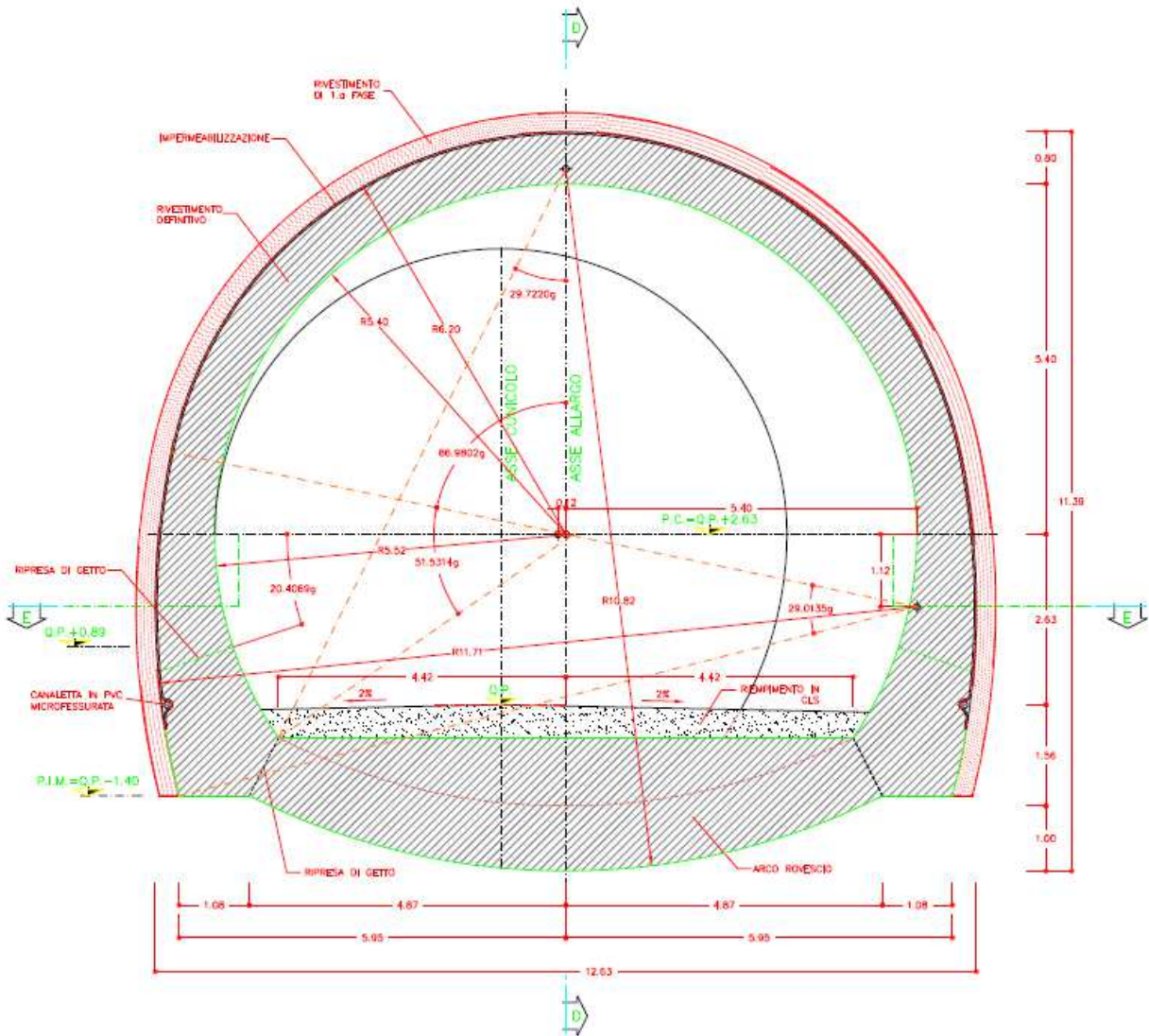




La galleria ha quindi una lunghezza totale di circa 1800m, con con coperture massime di 270m. La sezione stradale adottata, avente raggio interno in chiave calotta di 4.4m, ha una larghezza massima interna pari a 8.80m all'altezza del piano dei centri. E' inoltre prevista una sezione allargata avente raggio interno in chiave calotta pari a 5.40m ed una larghezza all'altezza del piano dei centri pari a 10.80m.



Sezione corrente



Sezione allargata

## 4.1 Inquadramento geologico-geomorfologico

L'area esaminata si colloca nell'ambito geologico definito come “*Dorsale alpi-appennini liguri*”. Tale ambito geologico è costituito da una catena orogenetica con assetto strutturale molto articolato. L'area è particolarmente significativa in quanto sono presenti, in contatto diretto, elementi di pertinenza alpina, ad ovest, e della catena appenninica settentrionale, verso est.

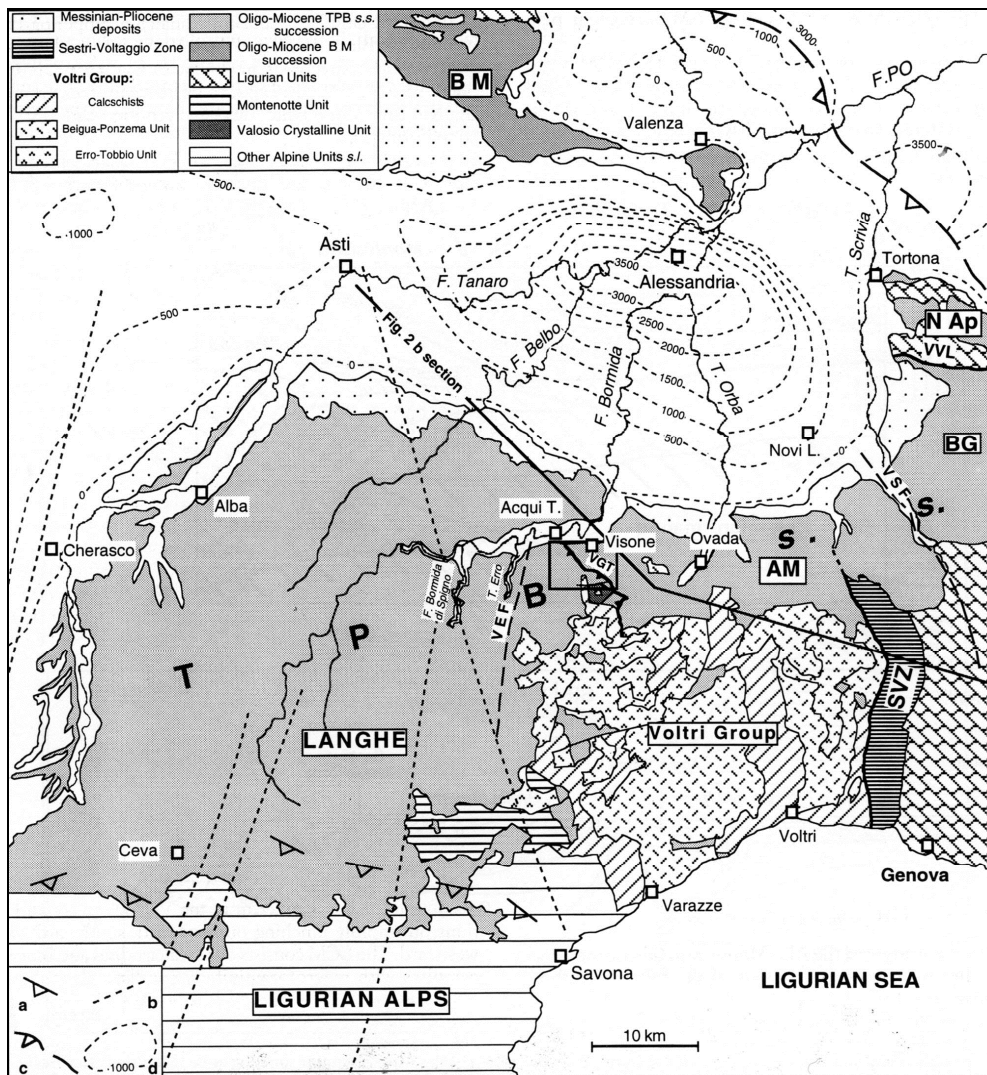


Fig. 3.1 – Schema geologico – strutturale



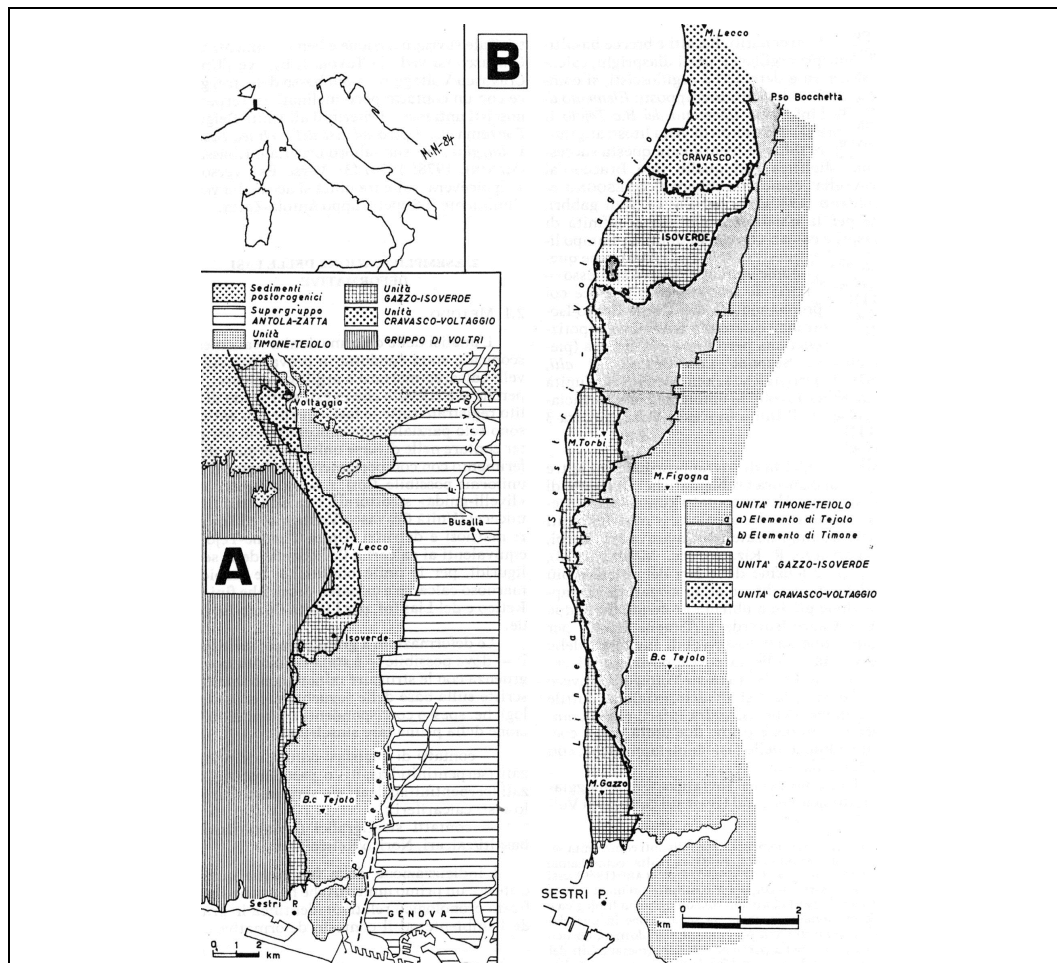


Fig. 3.2 - Schema strutturale della Zona Sestri – Voltaggio, da Marini (1984)

Tale zona, nota in letteratura come “Zona Sestri-Voltaggio”, è sempre stata oggetto di studi da parte di numerosi geologi, in quanto ad essa viene assegnato un ruolo molto importante nell’interpretazione dell’evoluzione geologico - strutturale delle Alpi.

L’assetto strutturale si presenta articolato e complesso: le tre grandi unità geologico-strutturali del Gruppo di Voltri, della Zona Sestri-Voltaggio e delle Unità Liguri s.l., oltre a presentare una marcata deformazione a carattere duttile, sono strutturate in un sistema a falde generatesi durante eventi deformativi polifasici.

La “Zona Sestri-Voltaggio” si presenta come una fascia allungata in senso Nord-Sud, compresa tra le Unità Liguri s.l., ad Est, ed il “Gruppo di Voltri”, ad Ovest. Il contatto con quest’ultimo è caratterizzato dalla “linea Sestri-Voltaggio” definita da Cortesogno L. e Haccard D, come un contatto successivamente verticalizzato da una megapiegia ad asse N-S e vergenza Est.

Secondo il modello proposto, la complessa strutturazione tettonica interna alla “Zona Sestri-Voltaggio” è dovuta alla sovrapposizione di tre fasi plicative composite, sviluppatesi fra il Cretaceo medio-superiore (epoca in cui iniziarono i moti convergenti che portarono alla chiusura dell’oceano ligure-piemontese) e l’Oligocene medio.



GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG5101ECVRGGN15E0003A00 <span style="float: right;">Foglio 17 di 87</span>

- Fase 1: sprofondamento per meccanismi di tipo Benhioff (subduzione), delle varie unità tettonico-strutturali;
- Fase 2: risalita delle unità tettonico - strutturali, con ripiegamenti Est-vergenti e conseguente formazione di superfici di clivaggio e di scistosità;
- Fase 3: ultima fase importante, conclusasi con la risalita del complesso strutturale, portandolo successivamente all'erosione, a partire dal tardo Eocene.

Le successive deformazioni avvenute dall'Eocene, non hanno sostanzialmente modificato l'edificio strutturale già definitosi nella Fase 3; in tal modo la zona non ha risentito delle deformazioni mioceniche, che hanno invece interessato l'Appennino, rimanendo così solidale con le coperture oligoceniche, qui poco deformate. Esse fanno parte del Dominio delle Liguridi Interne, la cui tettonica si differenzia da quella delle Liguridi Esterne per la presenza di una maggiore deformazione delle strutture, associata ad una leggera impronta metamorfica (*"anchimetamorfismo"*).

L'evoluzione tettonica si può suddividere in 3 differenti fasi:

- la prima è caratterizzata da pieghe isoclinali e da una vergenza Europea;
- la seconda da un raccorciamento crostale che ha ripiegato i contatti tettonici formati in precedenza;
- la terza dalla presenza di superfici di taglio lungo le quali si sono verificati dei sovrascorrimenti (*"retrocarreggiamenti"*) che hanno portato alle geometrie rappresentate nella situazione attuale.

La catena appenninica in evoluzione viene suturata, a partire dall'Eocene Superiore, dai depositi clastici del Bacino Terziario Ligure Piemontese (BTLP). Esso è definito come un bacino molassico-episuturale di copertura tardo-post orogenetica interessato da un'ingressione marina proveniente dai settori Nord-orientali.

Nel complesso, il tracciato della Finestra Polcevera ricade nella *"Zona Sestri-Voltaggio"* ed attraversa l'Unità di Monte Figogna (o di Unità Timone-Bric Tejolo), costituita da una successione ofiolitica e metavulcanica, con associate facies di sedimentazione oceanica di età giurassica e dalle relative coperture stratigraficamente continue, fino ai depositi di flysch del Cretaceo medio.

Dal punto di vista litologico la formazione che si prevede di attraversare, è costituita dagli Scisti micaceo - carbonatici del Passo della Bocchetta (Meta-Argilliti a Palombini del Passo della Bocchetta – Auctt). Parte di questa tratta si sviluppa anche all'interno della formazione delle *"Meta-Argilliti ad abbondanti essudati di quarzo e albite"* (Scisti micaceo – carbonatici con abbondanti vene di quarzo), distinta da Marini (1998). Tuttavia la sostanziale similitudine litologico – strutturale e di comportamento geomeccanico tra le due formazioni consente in ogni caso di mantenere un'unica suddivisione litologica.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5101ECVRGGN15E0003A00	Foglio 18 di 87

### Unità M. Figogna (o di Timone-Bric Teiolo)

**Meta - argilliti a Palombini del Passo della Bocchetta (aP) - (Cretaceo inf.):** Formalizzata da Allasinaz et al. (1971), questa formazione comprende metargilliti filladiche con intercalazioni di spessore da metrico a submetrico di calcari microcristallini per lo più scistososi. Il limite inferiore è definito dai Calcari di Erselli o dai Diaspri, o in assenza di entrambi dai Basalti; il limite superiore è rappresentato dalle Metargilliti Filladiche (Marini, 1998).

Le meta-argilliti si presentano come scisti nerastri o grigio scuri, spesso grafitosi, talvolta limoso/sabbiosi, a patine di alterazione brunastre, con scistosità accentuata e facile divisibilità in scaglie sottili.

Nell'area esaminata sono presenti sporadici affioramenti di argilloscisti, di colore grigio - bruno, giallastro sulle superfici di alterazione, fittamente foliati (Fig. 4.3) e molto fissili, localmente sono fortemente piegati e ricchi in essudati di quarzo. I livelli più superficiali di queste rocce sono caratterizzati da una intensa alterazione, e spesso risulta difficile definire il limite tra la coltre eluvio-colluviale ed il substrato roccioso alterato.



**Fig. 3.3 – Tipico aspetto degli argilloscisti affioranti lungo il rio Mainose.**

Le lenti di calcari micritici silicei sono definiti “palombini”: raramente a grana grossa, sono costituiti da calcari finemente arenacei e subordinati calcari marnosi. Gli strati, di spessore da decimetrico a metrico, sono di colore grigio scuro, compatti, a frattura concoide, e possono presentare diversi gradi d'alterazione, giungendo ad essere addirittura completamente incoerenti e con una colorazione bruno-rossiccia. Queste intercalazioni non sono comunque distribuite in modo uniforme all'interno della formazione ma risultano addensate in corrispondenza della cerniera delle pieghe delle argilliti.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5101ECVRGGN15E0003A00	Foglio 19 di 87

E' importante sottolineare la presenza di zone di spessore metrico in cui le meta-argilliti risultano molto alterate, con immersi lembi discontinui di calcare.

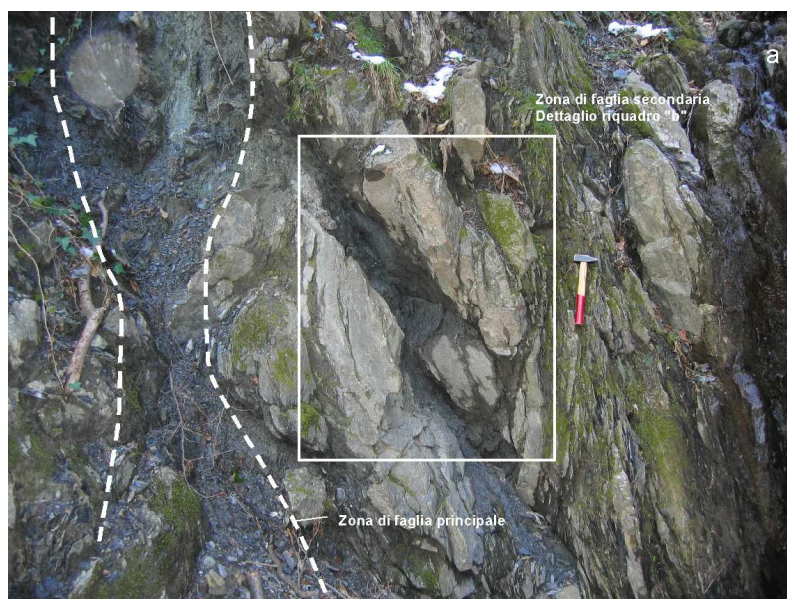
Tra Paveto e il Passo della Bocchetta, ad esempio, le intercalazioni calcaree sono più frequenti e di maggiore spessore, con blocchi anche plurimetrici.

In altre aree, tali intercalazioni sono più rare e di dimensioni minori come appare evidente a Fraconalto dove l'unità in esame è ricoperta trasgressivamente da un lembo della Formazione di Molare, e più a nord mostra contatti tettonici con le Breccie di Costa Cravara.

L'unità in esame affiora estesamente da Ponte dell'Acqua a sud, fino a Bric Cornei, a nord, per uno sviluppo lineare di oltre 20 km: in quest'area viene a delinearsi una struttura a scaglie tettoniche a sviluppo nord - sud, con ripetizione della serie.

Qui i calcari intercalati, che a Paveto possono anche eccedere il metro, presentano spessori decimetrici.

In corrispondenza di lineamenti tettonici le Argilliti a Palombini, mostrano un'accentuazione dei caratteri prima descritti, quali scistosità e tettonizzazione, con una progressiva perdita di compattezza, fino a ridursi ad una massa argillosa del tutto incompetente.



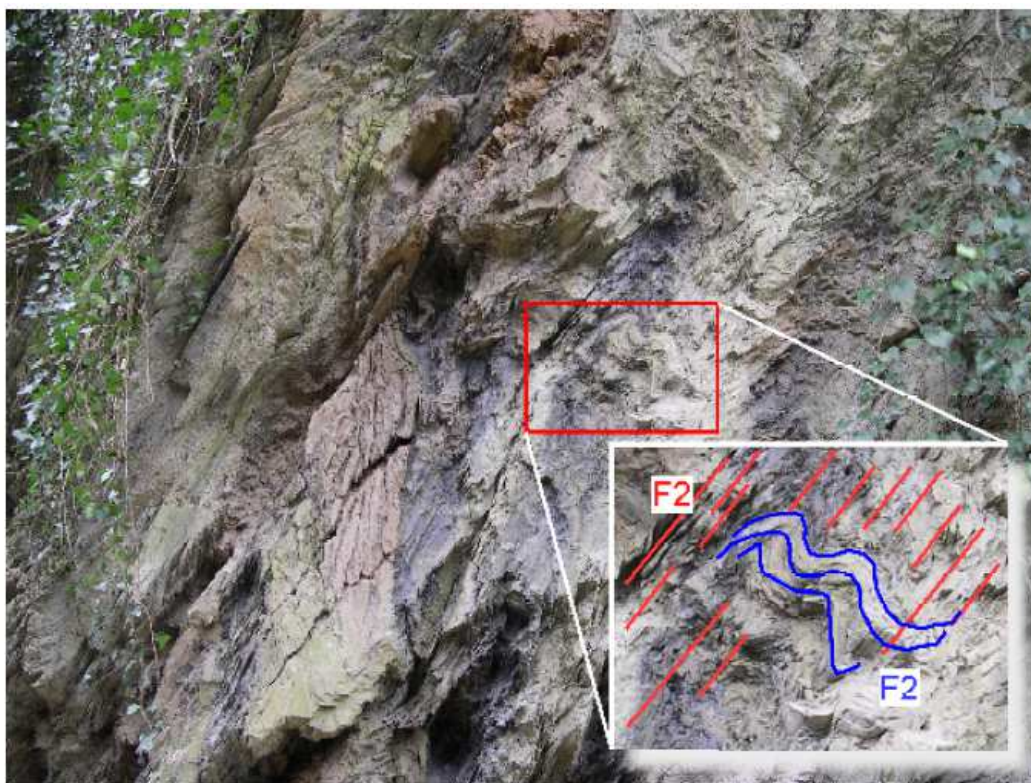
**Fig. 3.4 – Esempio di affioramento di meta-argilliti in zona di faglia.**

Si consideri infine il fatto che la formazione delle Meta-Argilliti a Palombini presenta dei caratteristici inclusi ofiolitici di Metabasalti, Serpentine e di Scisti Diasprigni, riferibili ad alcune delle formazioni sopra descritte: tali inclusi rappresentano porzioni dell'originario substrato sopra il quale si deposero i sedimenti pelitico - carbonatici caratterizzanti le Meta-Argilliti a Palombini. Coinvolti nelle diverse fasi deformative che interessarono l'area in esame, essi appaiono come corpi sradicati, distribuiti in modo discontinuo all'interno della formazione e, in genere, di dimensioni comprese tra decametriche ed ettometriche.



GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5101ECVRGGN15E0003A00	Foglio 20 di 87

L'andamento della foliazione regionale è molto complesso a causa dell'intenso piegamento determinato dalle fasi di deformazione. Malgrado la scarsa percentuale di affioramento, si possono riconoscere almeno due fasi di piegamento distinte.



**Fig. 3.5 – Fasi di piegamento distinguibili sul terreno**

L'ultima fase deformativa (F2) è molto pervasiva e tende ad obliterare la precedente foliazione (F1), visibile solo localmente. La fase F2 definisce la foliazione regionale che immerge mediamente verso N120°E con inclinazioni variabili da 50 – 70°. La prima fase deformativa (F1) immerge di preferenza verso N280°E – N70°E con immersioni molto variabili; le pieghe che ne derivano sono caratterizzate da piani assiali paralleli ai piani della foliazione F2 e da assi immergenti mediamente verso N180°E.

In corrispondenza della zona di imbocco sono state rilevate alcune strutture fragili di rilevanza geologica regionale.

Alla prima struttura appartiene un sistema di faglie immergenti verso N280-300°E ed inclinate di circa 75°. Tali faglie hanno uno spessore di circa 0.5 m costituito da argilloscisti debolmente brecciati e con foliazione ruotata che testimonia movimenti prevalentemente normali.

A tali movimenti di tipo estensivo può essere associata la formazione di vene di quarzo e/o calcite che sono state intercettate nel sondaggio SF13 tra -15 e -17.5 m circa.



**Fig. 3.6 – Faglia affiorante in corrispondenza degli affioramenti lungo il rio Mainose.**

Alla seconda struttura appartengono piani a basso angolo visibili solamente in affioramento, lungo il corso del rio Mainose e di cui non si conosce l'effettiva continuità laterale e la spaziatura.

Tale piano immerge verso N140°E di circa 28-30° e sembra piegato da circostante foliazione regionale testimoniando movimenti di tipo inverso



GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5101ECVRGGN15E0003A00 <div style="float: right;">Foglio 22 di 87</div>



**Fig. 3.7 – Fasi di piegamento distinguibili sul terreno.**

Dal punto di vista geomorfologico l'area esaminata ricade in corrispondenza di una dorsale delimitata verso Ovest dall'incisione del rio Mainose e verso Est da quella del rio Ottonelli. Tali rii hanno formato strette incisioni nel substrato roccioso. In particolare l'area dell'imbocco ricade su un versante poco acclive (circa 15 - 16°) orientato verso SE caratterizzato da ampi prati nella parte bassa che fanno passaggio ad abbondante vegetazione arborea ed arbustiva in evoluzione e da un piccolo impluvio ubicato in posizione mediana.

Sulla base dello spessore valutato in sopralluogo e dei risultati delle indagini geognostiche effettuate nel corso della progettazione preliminare e definitiva (cfr. sondaggio SF13, figg. , si può affermare che la coltre colluviale ha uno spessore molto variabile, compreso tra 1 m e 10 m circa, in funzione dell'acclività del versante (più il versante è ripido più la coltre colluviale è sottile). La coltre eluvio-colluviale e il substrato alterato non sono interessati da movimenti franosi.







**Fig. 3.9 – Sondaggio SF13**





**Fig. 3.10 – Sondaggio SF13**

## 4.2 Inquadramento Idrogeologico

I complessi idrogeologici attraversati dalla finestra Polcevera (cfr. documento A301-00-D-CV-RO-GE00-01-001-B00, “Relazione geologica e idrogeologica” del Progetto Definitivo) sono riconducibili all’insieme delle formazioni descritte come “scisti micaceo-carbonatici del Passo della Bocchetta” (aP) auctorum, ora classificate come Argilloscisti di Murta (AGF) e Argilloscisti di Costagiutta (AGI) secondo il foglio Genova, progetto CARG.

Gli argilloscisti presentano una permeabilità per fratturazione da bassa a molto bassa. In corrispondenza delle principali intercalazioni di calcari è prevedibile che il grado di permeabilità per fratturazione possa essere leggermente più elevato. I dati di permeabilità presentati nel progetto preliminare, relativi agli argilloscisti indicano valori dell’ordine di  $10^{-8}$  m/s con alcuni termini più permeabili (Figura 1).

Le prove di permeabilità eseguite in fase di Progetto Definitivo confermano il grado di permeabilità da basso a molto basso. In corrispondenza delle zone con bassa copertura topografica, indicativamente inferiore a 50 metri, lo stato di alterazione e di fratturazione per rilascio superficiale dell’ammasso roccioso ne fanno aumentare il grado di permeabilità, con un comportamento assimilabile a quello di una formazione porosa.

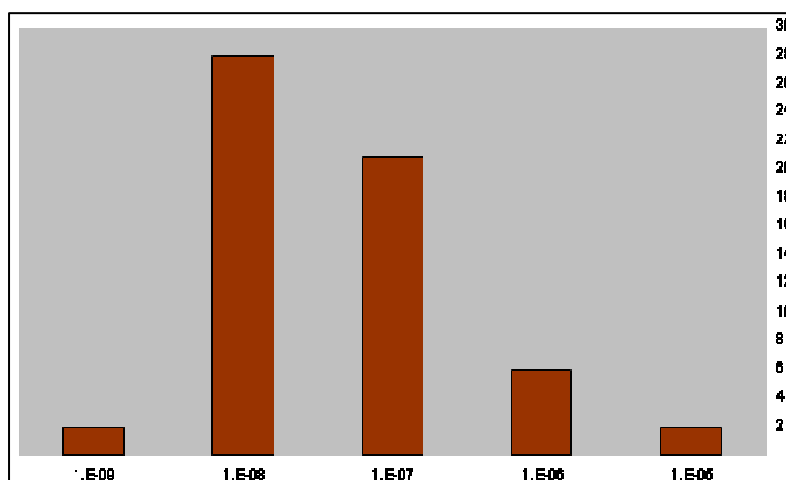


Figura 1 – Distribuzione dei valori di permeabilità ottenuti da prove in foro per gli argilloscisti.

Le osservazioni di terreno e i dati delle prove di permeabilità suggeriscono di attuare un metodo cautelativo di attribuzione del grado di permeabilità. L’attraversamento di orizzonti con fratture aperte potrebbe, infatti, determinare un deflusso idrico importante verso la galleria e un conseguente inaridimento delle sorgenti connesse al sistema idrogeologico in esame.

Eventuali sistemi di flusso idrico sotterraneo negli argilloscisti possono svilupparsi prevalentemente all’interno di zone intensamente tettonizzate o di eventuali livelli calcarei fratturati; inoltre alcuni lineamenti tettonici come quello incontrato alla PM 110, possono rappresentare delle direttrici di drenaggio relativamente importanti. Nel restante tratto di galleria sono ipotizzabili condizioni generalizzate di umidità e solo localmente, in particolare nelle zone con debole copertura, dove gli scisti sono alterati e maggiormente permeabili, stillicidi da deboli a diffusi.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5101ECVRGGN15E0003A00 <span style="float: right;">Foglio 27 di 87</span>

### 4.3 Inquadramento Geotecnico

Per la descrizione geotecnica della formazione interagente con l'opera in esame si sono presi a riferimento i dati e le considerazioni già svolte nel corso degli studi precedenti.

Sulla base dei dati raccolti, scaturiti dai rilievi strutturali, dalle colonne stratigrafiche ricavate dai sondaggi, nonché dai rilievi del fronte di scavo durante l'avanzamento del cunicolo esplorativo, è stato possibile effettuare una suddivisione dell'ammasso roccioso in 3 gruppi geomeccanici (gruppi 1, 2 e 3).

L'omogeneità e l'assimilabilità nell'ambito di ciascun gruppo sono state definite in base a criteri litologici (composizione mineralogica e petrografica, percentuale di *palombino* relativamente alla matrice argillitica, grado di alterazione

I principali fattori considerati per l'individuazione di tali gruppi sono:

- Criteri litologici (composizione mineralogica e petrografica, percentuale di *palombino* relativamente alla matrice argillitica, grado di alterazione, eventuale presenza di acqua)
- Criteri strutturali (caratteristiche delle strutture di separazione, indice RDQ, intensità della foliazione, intensità della tettonizzazione come ad esempio la presenza di struttura a pieghe fino alla microscala,
- Criteri litomeccanici (con riferimento ad una prima valutazione delle proprietà fisiche, di resistenza e deformabilità).

Nel seguito si fornisce una sommaria descrizione dei gruppi geomeccanici individuati:

#### 4.3.1 Gruppo 1

L'ammasso presenta discrete proprietà geomeccaniche. L'RQD è mediamente maggiore del 50-60%; si individua chiaramente la foliazione regolarmente spaziata anche se la struttura non è intensamente piegata fino alla microscala. Le superfici dei giunti sono prive di alterazione e la circolazione idrica è scarsa o assente. La presenza dei palombini può superare il 50% fino a condizionare completamente il comportamento generale dell'ammasso; gli strati calcarei sono però poco fratturati e poco alterati. Mediamente nel corso dello scavo questo gruppo litologico è stato incontrato con una percentuale pari al 28%.

#### 4.3.2 Gruppo 2

L'ammasso mostra scadenti proprietà geomeccaniche. L'RQD è variabile mediamente tra il 20 e il 50%; si individua ancora chiaramente la foliazione regolarmente e fittamente spaziata ma con struttura più intensamente piegata, fino alla microscala. Le superfici dei giunti sono da poco alterate ad alterate e la circolazione idrica è scarsa. I palombini, quando presenti (non oltre il 50%), risultano

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5101ECVRGGN15E0003A00 <span style="float: right;">Foglio 28 di 87</span>

da fratturati a molto fratturati e localmente alterati. Mediamente nel corso dello scavo è stato incontrato con una percentuale pari al 55%.

#### 4.3.3 Gruppo 3

L'ammasso che ricade in questo gruppo appartiene a zone particolarmente tettonizzate o alterate e mostra proprietà geomeccaniche molto scadenti. L'RQD è inferiore mediamente al 20%; la foliazione è talmente intensa ed irregolarmente e fittamente spaziata che può non essere più riconoscibile (ammasso destrutturato con perdita di coesione); la struttura, quando riconoscibile, è intensamente piegata fino alla microscala. Le superfici dei giunti sono da alterate a molto alterate e la circolazione idrica può essere significativa. I palombini, quando presenti (non oltre il 30%), risultano intensamente fratturati ed alterati. Mediamente nel corso dello scavo è stato incontrato con una percentuale pari al 17%.

In sintesi il **Gruppo 3** può essere considerato rappresentativo del comportamento dell'ammasso roccioso delle zone a bassa copertura o in corrispondenza di importanti strutture geologiche (es. faglie, nuclei di pieghe, sovrascorrimenti, ecc.); il **Gruppo 1**, al contrario, può essere considerato rappresentativo delle condizioni migliori d'ammasso roccioso.

#### 4.3.4 Classificazione geomeccanica degli affioramenti

La classificazione della roccia può essere fatta considerando l'ammasso roccioso nella sua globalità, senza distinzione di matrice e discontinuità, usando il metodo degli indici di qualità.

Dei diversi metodi di classificazione presenti in letteratura, per il presente lavoro è stato scelto il concetto di GSI (Geological Strength Index) proposto da Hoek (1991) e che sostituisce quello di Basic RMR (Rock Mass Rating) elaborato da Bieniawski (1979) e precedentemente in uso.

Il parametro GSI quantifica lo stato strutturale di un ammasso roccioso e viene stimato utilizzando direttamente i ratings della classificazione di Bieniawski o, alternativamente, i parametri del Q-system di Barton. Esistono inoltre anche dei metodi speditivi proposti da Hoek per la stima del GSI mediante degli abachi e tenendo conto della natura litologica, strutturale e tessiturale dell'ammasso roccioso in esame.

Le formule impiegate per ricavare il GSI scalando i valori di RMR o Q sono le seguenti:

$$GSI = RMR89 - 5$$

$$GSI = 9 \text{ Loge}Q + 44$$

Nel caso in esame, sulla base dei dati disponibili direttamente dai logs stratigrafici ottenuti nel corso della campagna geognostica 2001-2002 e dei dati scaturiti durante lo scavo del cunicolo, si è potuto assegnare i seguenti valori di GSI per i tre gruppi:

$$44 \div 54 \text{ (GRUPPO 1)}$$

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG5101ECVRGGN15E0003A00	Foglio 29 di 87

34 ÷ 44 (GRUPPO 2)

28 ÷ 34 (GRUPPO 3)

L'esame della stratigrafia del sondaggio SA301G058 eseguito a circa 300 metri dalla zona di imbocco ed in asse al tracciato della Finestra, ha evidenziato che l'ammasso roccioso, all'infuori dei primi 19 metri dal piano campagna, costituiti dallo strato più superficiale di alterazione, è assimilabile al gruppo geomeccanico 2 fino alla profondità di 72 metri ed al gruppo geomeccanico 1 da metri 72.00 fino a 90.00 metri. Ulteriori indicazioni sono forniti negli elaborati geotecnici relativi all'opera in oggetto

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>CODIV Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	
	<p>IG5101ECVRGGN15E0003A00</p>	<p>Foglio 30 di 87</p>

## 5. PREVISIONI SUL COMPORTAMENTO DEGLI AMMASSI ROCCIOSI E CRITERI DI CALCOLO

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

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

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

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

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

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

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

### Gallerie a fronte stabile (CASO A)

Se il fronte di scavo è stabile, ciò significa che lo stato tensionale al contorno della cavità in prossimità del fronte si mantiene in campo prevalentemente elastico e i fenomeni deformativi

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5101ECVRGGN15E0003A00 <span style="float: right;">Foglio 31 di 87</span>

osservabili sono di piccola entità e tendono ad esaurirsi rapidamente. In questo caso anche il comportamento del cavo sarà stabile (rimanendo prevalentemente in campo elastico) e quindi non si rendono necessari interventi preventivi di consolidamento. Saranno sufficienti, nel breve termine, interventi di confinamento delle pareti di scavo, e nel lungo termine, la realizzazione del rivestimento definitivo.

### **Gallerie a fronte stabile a breve termine (CASO B)**

Questa condizione si verifica quando lo stato tensionale indotto dall'apertura della cavità supera le caratteristiche di resistenza meccanica del materiale al fronte, che assume un comportamento di tipo elasto-plastico. I fenomeni deformativi connessi con tale redistribuzione delle tensioni sono più accentuati che nel caso precedente e producono nell'ammasso roccioso al fronte una decompressione che porta ad una riduzione della resistenza interna. Questa decompressione deve essere opportunamente regimata, nel breve termine, mediante adeguati interventi di preconsolidamento al fronte (e talora al contorno del cavo), in grado di contenere l'ammasso e condurlo verso condizioni di stabilità; diversamente lo stato tenso-deformativo può evolvere verso condizioni di instabilità del cavo. Il rivestimento definitivo costituirà il margine di sicurezza a lungo termine.

### **Gallerie a fronte instabile (CASO C)**

L'instabilità progressiva del fronte di scavo è attribuibile ad una accentuazione dei fenomeni deformativi nel campo plastico, che risultano immediati, più rilevanti e si manifestano prima ancora che avvenga lo scavo, oltre il fronte stesso. Di conseguenza tali deformazioni producono una decompressione più spinta nell'ammasso roccioso al fronte e portano ad un decadimento rapido e progressivo delle caratteristiche meccaniche d'ammasso. Questo tipo di decompressione più accentuata deve essere contenuta prima dell'arrivo del fronte di scavo e richiede pertanto interventi di preconsolidamento sistematici in avanzamento che consentiranno di creare artificialmente quell'effetto arco capace di far evolvere la situazione verso configurazioni di equilibrio stabile nel breve termine e, con l'aggiunta del rivestimento definitivo, anche nel lungo termine.

## **5.1 Calcolo delle categorie di comportamento allo scavo**

Il comportamento dell'ammasso allo scavo, per ognuno dei gruppi a caratteristiche geomeccaniche omogenee individuati, può essere determinato in funzione dei carichi litostatici dovuti alle differenti coperture riscontrate lungo il tracciato.

Per ogni singolo gruppo sarà quindi possibile ottenere diverse classi di comportamento allo scavo in funzione delle diverse coperture in gioco (Fase di diagnosi).

E' di tutta evidenza che si dovrà tenere conto e valutare, nel corso dello scavo delle gallerie naturali, dell'extrascavo/extraprofilo e dello sfrido di spritz-beton come diretta conseguenza sia delle caratteristiche geostrutturali e geomeccaniche delle formazioni presenti che della metodologia di avanzamento adottata.



GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG5101ECVRGGN15E0003A00	Foglio 32 di 87

Nella fase successiva di terapia, in cui si definiscono gli interventi necessari per l'avanzamento nelle diverse classi di comportamento, è necessario considerare le condizioni geologiche puntuali: quindi ad una stessa classe di comportamento corrispondono diverse sezioni tipo, adeguate alle caratteristiche geologiche e fisiche di ogni formazione.

Per la determinazione del comportamento dell'ammasso allo scavo è stato utilizzato il "metodo delle linee caratteristiche" (per i risultati e i dettagli sul metodo vedi "Relazione di calcolo").

Per i passaggi singolari e per le sezioni di scavo maggiormente significative sono state condotte analisi numeriche agli elementi finiti, per i cui dettagli si rimanda alla Relazione di Calcolo.

Sono stati definiti tre tipi di comportamento dell'ammasso allo scavo, che prevedono l'impiego di opportuni interventi scelti in base alle caratteristiche geologiche e fisiche dei terreni interessati dagli scavi, determinando così la scelta delle sezioni tipo più adatte:

#### **CASO A) fronte stabile:**

I fenomeni deformativi avvengono in campo elastico; il materiale ha comportamento di tipo lapideo per cui si possono ipotizzare locali fenomeni di instabilità al contorno riconducibili per lo più al distacco gravitativo di blocchi o volumi rocciosi, individuati dall'intreccio di superfici di discontinuità preesistenti nell'ammasso oppure create dai fenomeni di distensione prodotti dalle modalità di scavo. Il probabile comportamento allo scavo tipo A, "a fronte stabile", consente di prevedere, quali interventi di prima fase, interventi di solo contenimento del cavo, quale la realizzazione di uno strato di spritz-beton a seguito della messa in opera di bulloni radiali o centine, in funzione del grado di discontinuità dell'ammasso. I carichi gravanti sulla struttura in questi contesti geomeccanici sono prevalentemente di tipo gravitativo, funzione della frequenza dei giunti e delle fratture ed in particolare modo della resistenza al taglio delle superfici di discontinuità. Il rilascio di tali solidi di carico, in categorie di comportamento tipo A, non avviene generalmente all'apertura del cavo, bensì in un secondo tempo quale conseguenza del richiamo di umidità al contorno dello scavo, della circolazione d'acqua nelle fratture, dall'alterazione della roccia a contatto con gli agenti atmosferici, nonché dalle sollecitazioni dinamiche conseguenti alle vibrazioni prodotte durante le operazioni di scavo con esplosivo.

E' pertanto opportuno stabilizzare i suddetti cunei mediante la messa in opera di bulloni metallici radiali di tipo passivo, ad ancoraggio puntuale in presenza di modesti gradi di separazione d'ammasso, o ad ancoraggio continuo per gradi di separazione maggiori, e realizzare un guscio di spritz-beton a protezione della superficie di scavo ed a contenimento del cavo.

#### **CASO B) fronte stabile a breve termine:**

Si possono ipotizzare fenomeni di instabilità più o meno diffusi al contorno del cavo, dovuti alla plasticizzazione dell'ammasso roccioso e conseguenti fenomeni deformativi (convergenze radiali) di ordine centimetrico.

Tali deformazioni, se non regimate mediante opportuni e tempestivi interventi di preconsolidamento e/o di consolidamento, possono innescare decompressioni progressivamente crescenti all'interno



GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG5101ECVRGGN15E0003A00 <span style="float: right;">Foglio 33 di 87</span>

dell'ammasso roccioso, sviluppando di conseguenza carichi maggiori sia nel breve termine che nel lungo termine.

Come interventi di preconsolidamento si possono utilizzare:

- chiodi in vetroresina al fronte per aumentare le caratteristiche di resistenza del nucleo;
- drenaggi al contorno in caso di presenza d'acqua per lo scarico delle pressioni interstiziali.

Gli interventi di consolidamento lungo la cavità consistono principalmente in:

- prerivestimento costituito da spritz-beton;
- centine metalliche.

Questi interventi di preconsolidamento e consolidamento concorreranno a formare diverse sezioni tipo (descritti in seguito) che si differenziano tra di loro in funzione delle formazioni geologiche incontrate.

### **CASO C) fronte instabile:**

I fenomeni deformativi, in assenza di interventi, sono di entità maggiore rispetto al caso precedente, fino ad arrivare alla rottura e al collasso del cavo, legata all'instabilità del fronte di scavo. Perché si possa realizzare l'avanzamento in galleria, senza innescare fenomeni deformativi incontrollabili, è indispensabile operare "preconsolidamenti" lanciati oltre il fronte di scavo, che garantiscano sia la tenuta del fronte stesso che quella della fascia di terreno perimetrale al cavo.

Questi preconsolidamenti possono essere di diversa natura, in funzione delle differenti caratteristiche geologiche delle formazioni attraversate lungo il tracciato:

- jet-grouting sub-orizzontale;
- anello consolidato da iniezioni cementizie;
- chiodi in vetroresina al fronte;
- drenaggi

Sono inoltre necessari interventi di consolidamento al contorno del cavo in modo da fornire il necessario contenimento nel breve termine. Questi interventi possono essere: rivestimento di 1<sup>a</sup> fase con spritz-beton e centine metalliche.

In previsione di un comportamento tipo C, al fine di effettuare un controllo dello stato deformativo al fronte, appare consigliabile l'esecuzione di un preconsolidamento sistematico del fronte mediante elementi strutturali o tubi in vetroresina ad aderenza migliorata, tali da irrigidire il nucleo di scavo e ridurre i valori di estrusione del fronte e conseguentemente di preconvergenza del cavo. Tale operazione consentirebbe di mantenere le proprietà del materiale prossime alle condizioni di picco, o al limite di ridurre il decadimento. Le deformazioni al fronte si traducono infatti in decompressione al contorno del cavo con decremento della resistenza d'ammasso e incremento delle spinte sui prerivestimenti.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5101ECVRGGN15E0003A00	Foglio 34 di 87

In presenza di comportamento tipo C si renderà inoltre necessaria la messa in opera di consolidamenti anche al contorno della sezione di scavo, sempre in elementi o tubi in vetroresina, così da determinare un arco di scarico che faciliti l'incanalamento degli sforzi ai lati del cavo e che nel contempo ne riduca l'entità.

In zone con significative presenze d'acqua, il trattamento al contorno è preferibile venga realizzato con iniezioni in pressione, così da impermeabilizzare la sezione, evitare fenomeni di filtrazione e ridurre il decadimento dell'ammasso prossimo agli scavi.

Andrà inoltre prevista la realizzazione dei priverimenti a seguito di ogni singolo sfondo di avanzamento, mediante posa in opera di centine metalliche ed un congruo strato di spritz-beton. Sempre per la categoria di comportamento C occorre inoltre prevedere la possibilità di stabilizzare, a breve distanza dal fronte, il piede della centina, mediante il getto contemporaneo di arco rovescio e murette a 1-2 diametri dal fronte di scavo.

## 5.2 Metodo delle curve caratteristiche

### 5.2.1 Aspetti generali

Le curve caratteristiche consistono nel simulare lo scavo di una galleria nell'ipotesi di simmetria assiale e di stato di deformazione piana.

Per curve caratteristiche di una cavità si intendono delle curve che legano le pressioni di contenimento, esercitate in senso radiale sul bordo della galleria dalle opere di stabilizzazione e di rivestimento, agli spostamenti radiali al suo contorno (convergenze).

Lo scavo è rappresentato come una graduale riduzione di una pressione fittizia "p" applicata alle pareti della galleria, tramite cui si simula il progressivo deconfinamento della roccia prodotto dall'avvicinarsi del fronte di scavo alla sezione di calcolo e al successivo avanzamento del fronte stesso, cui corrisponde una convergenza radiale "u" crescente in funzione delle caratteristiche dell'ammasso.

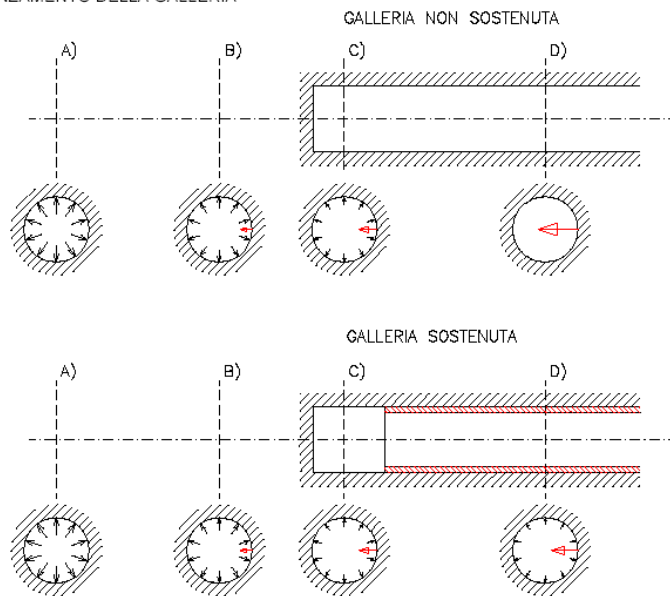
Esse possono quindi essere utilizzate, oltre che per valutare il comportamento dell'ammasso allo scavo, anche per determinare lo stato di sollecitazione sui diversi interventi costituenti la galleria, mediante la sovrapposizione degli effetti delle curve caratteristiche della cavità e dei singoli interventi che la costituiscono.

Per ogni galleria è possibile costruire due curve caratteristiche principali:

- quella valida presso il fronte di scavo, detta curva caratteristica del fronte, che tiene conto dell'effetto tridimensionale delle tensioni vicino ad esso e che permette di risalire, mediante considerazioni sulla resistenza del nucleo, all'entità della convergenza già subita dalla galleria nella sezione in corrispondenza al fronte di scavo,
- quella valida per qualsiasi sezione sufficientemente lontana dal fronte, detta curva caratteristica della cavità, per la quale lo stato di tensione può considerarsi piano.

In generale, ove la curva caratteristica non intersechi in un valore finito l'asse delle deformazioni radiali, la galleria risulta instabile senza adeguati interventi di stabilizzazione.

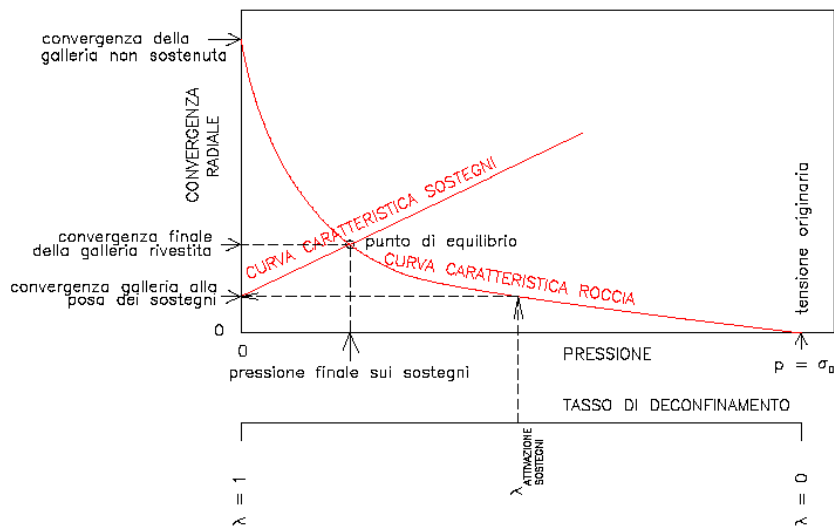
FIGURA 11. PROGRESSIVO DECONFINAMENTO DEL BORDO DI SCAVO PER SIMULARE L'AVANZAMENTO DELLA GALLERIA



Se la galleria è scavata in assenza di sostegni, il valore finale della pressione di confinamento è pari a 0; in caso contrario allo stato finale è presente una pressione di confinamento  $> 0$  che rappresenta la pressione di equilibrio del cavo ottenuta dall'intersezione della curva caratteristica della cavità e dei rivestimenti impiegati. Quest'ultima curva, a sua volta, dipende dalle proprietà dei materiali impiegati e dalle deformazioni subite dall'ammasso prima della posa in opera dei sostegni provvisori e quindi, in ultima analisi, è legata al comportamento del fronte di scavo e al tipo di interventi previsti in avanzamento.

Mediante la sovrapposizione degli effetti delle curve "caratteristiche" della galleria, dei sostegni provvisori e definitivi e del fronte è possibile ridurre il problema tridimensionale in prossimità del fronte di scavo ad un problema bidimensionale; l'intersezione delle varie curve permette di determinare graficamente il comportamento della galleria allo scavo.

FIGURA 12. CURVE CARATTERISTICHE



La **curva caratteristica del rivestimento**, o curva di confinamento, è individuata dalla rigidità della struttura  $K_{st}$  e dallo spostamento radiale  $U_{d0}$  che si è già generato nell'intorno del cavo prima dell'installazione del supporto, messo in opera a distanza  $d_0$  dal fronte di avanzamento della galleria.

Il valore della convergenza alla distanza di posa in opera del rivestimento,  $u_{d0}$ , viene determinato simulando l'effetto di deconfinamento dovuto allo scavo e all'allontanamento del fronte per mezzo di una pressione fittizia applicata alla parete della galleria. Tale pressione, inizialmente pari allo stato di sforzo originario, viene ridotta fino ad un valore  $P^*$  definito da un tasso di rilascio  $\lambda$ :

$$P^* = (1 - \lambda) \cdot \sigma_0$$

In tutti i casi è necessario valutare lo spostamento al fronte "uf" per risalire allo spostamento radiale alla distanza  $d_0$ .

Tracciando la **curva caratteristica del fronte**, non solo si ricava il valore "uf", tenendo conto del tipo di preconsolidamento eventualmente effettuato in avanzamento dal fronte stesso, ma è anche possibile individuare a priori il comportamento della galleria, distinguendo tra fronte stabile (A), stabile a breve termine (B) ed instabile (C), secondo la classificazione A.De.Co.Rs già presentata nei paragrafi precedenti.

Noto lo spostamento al fronte e determinato l'andamento della curva di convergenza longitudinale della galleria tramite la funzione che fornisce il tasso di deconfinamento  $\lambda$ , si calcola il valore della convergenza radiale già subita dal cavo, prima della posa in opera del rivestimento; la curva di confinamento risulta a questo punto completamente definita.

La condizione di equilibrio, individuata dallo spostamento radiale  $u_{re}$  o dalla pressione radiale  $P = P_e$ , è determinata dall'intersezione della curva caratteristica del terreno e di quella del rivestimento. Tale

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5101ECVRRGGN15E0003A00 <span style="float: right;">Foglio 37 di 87</span>

condizione risulta verificata se la pressione di equilibrio è inferiore alla resistenza massima propria del rivestimento.

In virtù dei sistemi di avanzamento proposti, volti a conservare le caratteristiche meccaniche del terreno indisturbato, limitando al minimo il rimaneggiamento e l'alterazione dello stesso conseguente alle operazioni di scavo, diviene estremamente importante sapere quanto il terreno è effettivamente in grado di incassare nelle sue condizioni naturali e indisturbate, prima di giungere alla rottura. La conoscenza delle caratteristiche di resistenza al taglio del terreno nelle sue condizioni naturali è indispensabile per determinare con discreta accuratezza il contributo al contenimento del cavo che i vari interventi adottati saranno in grado di fornire.

Il discorso così impostato sulla sensibilità del terreno dovrà essere poi allargato per mettere in conto anche l'eterogeneità strutturale dell'ammasso, che in rapporto alle coperture in gioco, è determinante nella parametrizzazione geotecnica dell'ammasso. Non essendo realmente praticabile l'ipotesi di una perfetta conoscenza delle condizioni del terreno ad ogni avanzamento sarà necessario individuare, anche facendo ipotesi di lavoro sulla base di esperienze maturate in casi analoghi, condizioni geotecniche standard in base alle quali svolgere i calcoli.

Si precisa inoltre che i calcoli svolti fanno riferimento a condizioni puramente statiche, considerando il consolidamento del fronte come un irrigidimento del nucleo e non come uno strumento di stabilizzazione del paramento, che pertanto rimane pur sempre una fonte di pericolo da tenere costantemente sotto controllo, evitando che le maestranze permangano entro il suo raggio di azione in particolare durante le operazioni di scavo.

Infatti quando il fronte è assoggettato all'opera di demolizione mediante utensili quali la sega dentata del pretaglio, il ripper, ecc. si vanno a modificare le condizioni iniziali, che quindi in tale contesto perdono la loro validità anche a prescindere dalla stabilità dimostrata dal fronte prima della sua demolizione.

### 5.2.2 Consolidamento del fronte di scavo

Nel caso di presenza di trattamenti di rinforzo del fronte (VTR, Jet-grouting ecc.) posti in opera in avanzamento, il loro effetto stabilizzante può utilmente essere tenuto in conto incrementando la resistenza coesiva dell'ammasso.

Infatti la chiodatura esercita un'azione di contenimento passivo del fronte, rappresentabile, nel caso di impiego di elementi strutturali in VTR, da una tensione di confinamento  $\sigma_3^{VTR}$  fittizia, funzione dei parametri tecnici del trattamento secondo le equazioni:

$$\sigma_3^{VTR_A} = \frac{\tau_A \cdot L_A \cdot 2p_A}{A_i}$$

$$\sigma_3^{VTR_B} = \frac{\sigma_T \cdot A_T}{A_i}$$

$$\sigma_3^{VTR} = \text{minimo} (\sigma_3^{VTR_A}, \sigma_3^{VTR_B})$$

dove:

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5101ECVRGGN15E0003A00 <span style="float: right;">Foglio 38 di 87</span>

$\tau_a$  = tensione di aderenza ammasso-fondazione

$L_A$  = semi-lunghezza dell'elemento di rinforzo (si assume che mezzo elemento costituisca la fondazione)

$2p_A$  = perimetro della sezione reagente a sfilamento

$\sigma_t$  = resistenza a trazione dell'elemento di rinforzo

$A_i$  = area di influenza di un elemento strutturale

$A_t$  = sezione dell'elemento resistente a trazione

L'effetto di  $\sigma_3^{VTR}$  può essere considerato come incremento di coesione dell'ammasso:

$$\Delta\sigma_C^{Fronte} = \frac{\sigma_3^{VTR}}{2} * \sqrt{K_p}$$

Se il fronte di scavo è rinforzato con trattamenti colonnari in jet-grouting, allora i parametri di coesione sono migliorati specificando un incremento della coesione di picco pari alla differenza tra la coesione dell'ammasso non trattato e quella dell'ammasso trattato; quest'ultima è valutata come media pesata della coesione originaria del terreno e di quella del trattamento:

$$\Delta C = C_{ammasso\ trattato} - C_{ammasso} = \frac{c_{jet} \cdot A_{jet} + c_{ammasso} \cdot A_{ammasso}}{A_{tot}} - c_{ammasso}$$

dove:

$c_{jet}$  = coesione dei trattamenti colonnari in jet grouting

$c_{ammasso}$  = coesione dell'ammasso senza trattamenti

$A_{jet}$ ,  $A_{ammasso}$ ,  $A_{tot}$  = sono le aree, rispettivamente, dei trattamenti colonnari, della sezione di scavo al netto dei trattamenti e della sezione di scavo.

### 5.3 Analisi numeriche bidimensionali: PLAXIS

Le analisi tensio-deformative riportate di seguito sono state condotte per mezzo del codice di calcolo *PLAXIS2D* versione 2011, sviluppato dalla *Delft University of Technology & Plaxis bv*, Olanda, il quale consente di eseguire analisi di stabilità e di deformazione per applicazioni geotecniche in condizioni di deformazioni piane e condizioni assialsimmetriche.

Il problema in stato di deformazione piana viene studiato costruendo un modello agli elementi finiti, specificando le proprietà dei materiali e le condizioni al contorno.

Il modello in stato piano può essere adoperato nel caso in cui la geometria sia riconducibile ad una sezione trasversale (nel piano x,y) che si ripete in modo più o meno uniforme nella direzione ad essa normale. (direzione z) per una lunghezza significativa. In tal senso lo scavo della galleria viene simulato la definizione di una legge di rilassamento del nucleo in grado di simulare il progressivo incremento della deformazione della cavità, con conseguente diminuzione della pressione

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5101ECVRGGN15E0003A00 <span style="float: right;">Foglio 39 di 87</span>

esercitata sui rivestimenti, attraverso un coefficiente  $\Sigma M_{stage}$  che viene progressivamente incrementato da 0 ad 1.

Il rivestimento di prima fase è stato schematizzato con elementi BEAM, mentre il rivestimento definitivo è simulato con elementi di mesh a cui vengono attribuite le proprietà del calcestruzzo. Per entrambi i rivestimenti si è adottato un modello costitutivo elastico-lineare ed isotropo.

L'interazione tra terreno e struttura può essere simulata per mezzo di elementi interfaccia che consentono di modellare un comportamento intermedio tra un contatto perfettamente liscio ed un contatto perfettamente scabro. La scabrezza dell'interazione è modellata mediante un opportuno valore del fattore di riduzione della resistenza all'interfaccia (Rinter). Questo fattore mette in relazione la resistenza all'interfaccia (attrito ed adesione con il muro) con quella del terreno (angolo di resistenza a taglio e coesione).

Il comportamento tensio-deformativo dei terreni può essere modellato per mezzo di vari legami costitutivi:

**Modello Linear elastic (Elastico lineare):** Questo modello rappresenta la legge di Hooke dell'elasticità isotropa lineare. Il modello richiede due parametri di rigidità elastici, che sono il modulo di Young  $E$ , ed il coefficiente di Poisson  $\nu$ . Il modello elastico lineare è molto limitato nei riguardi della simulazione del comportamento del terreno; è utilizzato principalmente per simulare strutture rigide nel terreno.

**Modello Mohr-Coulomb:** Questo modello viene utilizzato come una prima approssimazione del comportamento del terreno in generale. Il modello richiede cinque parametri, che sono il modulo di Young  $E$ , il coefficiente di Poisson  $\nu$ , la coesione  $c$ , l'angolo di attrito  $\phi$ , e l'angolo di dilatanza  $\psi$ .

**Modello Jointed Rock model (Roccia fratturata):** E' un modello elasto-plastico anisotropo in cui può manifestarsi soltanto plasticizzazione per taglio lungo un limitato numero di direzioni (piani). Questo modello può essere adottato per simulare il comportamento di rocce stratificate o fratturate.

**Modello Hardening Soil (Terreno incrudente):** E' un modello elastoplastico incrudente che riproduce in condizioni di primo carico triassiale un legame tensioni deformazioni di tipo iperbolico. L'incrudimento è funzione sia delle deformazioni distorsionali plastiche sia delle deformazioni volumetriche plastiche. Il modello è quindi in grado di simulare, tra l'altro, la riduzione irreversibile di volume di un terreno sottoposto a compressione lungo percorsi di carico proporzionali (e.g. carico isotropo, edometrico) a partire da una condizione di normal-consolidazione. Questo modello di 'secondo livello' può essere utilizzato per simulare il comportamento sia di sabbie e di ghiaie sia di terreni più compressibili come argille e limi.

**Modello Soft Soil (Terreno compressibile):** E' un modello tipo Cam-clay che può essere utilizzato per simulare il comportamento di terreni compressibili quali argille normalmente consolidate e torba. Il modello è particolarmente adatto ad analizzare situazioni nelle quali il terreno è sollecitato lungo percorsi tensionali che lo mantengono in condizioni di normal-consolidazione.

**Modello Soft Soil Creep (Creep per terreno compressibile):** E' un modello di 'secondo livello' formulato nell'ambito della viscoplasticità. Il modello può essere utilizzato per simulare il comportamento nel tempo di terreni molto compressibili come argille normalmente consolidate e torba. Il



GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5101ECVRRGGN15E0003A00 <span style="float: right;">Foglio 40 di 87</span>

modello riproduce in condizioni di primo carico edometrico il legame lineare tra deformazioni volumetriche e logaritmo della tensione principale massima.

I parametri del modello in PLAXIS sono intesi a rappresentare la risposta del terreno in termini di tensioni efficaci, e cioè la relazione tra le tensioni e le deformazioni associate allo scheletro solido del terreno. Per consentire di tenere conto, nella risposta del terreno, dell'interazione acqua-scheletro solido, è possibile scegliere tra tre tipi di comportamento:

- **Drained behaviour (Comportamento drenato):** non vengono generate sovrappressioni neutre. Questo è il caso di terreni asciutti ed anche il caso in cui sia possibile un rapido drenaggio per l'elevata permeabilità dei terreni (sabbie) e/o per la bassa velocità di applicazione dei carichi. Questa scelta può anche essere utilizzata per simulare il comportamento del terreno a lungo termine senza la necessità di modellare l'esatta storia delle sollecitazioni in condizioni non drenate e della consolidazione.

- **Undrained behaviour (Comportamento non drenato):** viene utilizzato per simulare la generazione di sovrappressioni neutre in condizioni di flusso idraulico impedito. Tali condizioni possono verificarsi per la bassa permeabilità dei terreni (argille) e/o per l'elevata velocità di applicazione dei carichi. Oltre alla rigidità ed alla resistenza dello scheletro solido del terreno, PLAXIS aggiunge un modulo di compressibilità volumetrica per l'acqua e distingue tra tensioni totali, tensioni efficaci e sovrappressioni neutre:

$$\text{Tensioni totali: } \Delta p = K_u \Delta \epsilon_v$$

$$\text{Tensioni efficaci: } \Delta p' = (1 - B) \Delta p = K' \Delta \epsilon_v$$

$$\text{Sovrappressioni neutre: } \Delta p_w = B \Delta p = K_w / n \Delta \epsilon_v$$

dove  $\Delta p$  è un incremento della tensione totale media,  $\Delta p'$  è un incremento della tensione efficace media e  $\Delta p_w$  è un incremento della sovrappressione neutra.  $B$  è il parametro di Skempton, che mette in relazione l'incremento della tensione totale media con l'incremento delle sovrappressioni neutre.  $K_u$  è il modulo di rigidità volumetrica non drenato,  $K'$  è il modulo di rigidità volumetrica dello scheletro solido del terreno,  $K_w$  è il modulo di rigidità volumetrica del fluido interstiziale,  $n$  è la porosità del terreno e  $\Delta \epsilon_v$  è l'incremento della deformazione volumetrica.

Per simulare il comportamento non drenato PLAXIS non usa un valore realistico per il modulo di rigidità volumetrica dell'acqua, in quanto questo potrebbe condurre al cattivo condizionamento della matrice delle rigidità ed a problemi numerici. Infatti, in caso di compressione isotropa, la rigidità del mezzo monofase equivalente è, per default, assunta pari ad un modulo di rigidità volumetrica non drenato:

$$K_u = \frac{2G(1 + \nu_u)}{3(1 - 2\nu_u)} \quad \text{dove } G = \frac{E'}{2(1 + \nu')} \quad \text{e } \nu_u = 0.495$$

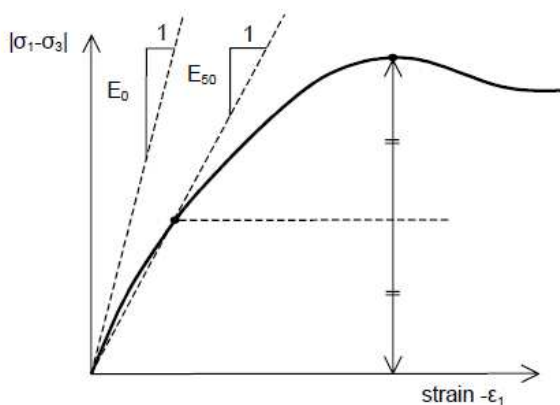


GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5101ECVRGGN15E0003A00	Foglio 41 di 87

L'acqua interstiziale è quindi considerata leggermente compressibile ed il coefficiente B appena inferiore a 1,0. Quindi, in condizioni di carico isotrope, una piccola percentuale del carico sarà trasferito alle tensioni efficaci, almeno nel caso di piccoli valori del coefficiente di Poisson efficace.

- **Non-porous behaviour (Comportamento non poroso):** non sono considerate né pressioni neutre iniziali né sovrappressioni neutre. Applicazioni possibili di questo caso sono la modellazione del comportamento del calcestruzzo o di elementi strutturali in genere. Il comportamento non poroso viene spesso utilizzato in combinazione con il modello Linear elastic (Elastico-lineare). L'introduzione di un peso dell'unità di volume saturo e della permeabilità non è rilevante per materiali non porosi. Il tipo di materiale non poroso può essere applicato anche alle interfacce.

Il modulo di Young è utilizzato come modulo di rigidezza fondamentale dei modelli Elastic e Mohr-Coulomb, ma è possibile anche adottare alcuni moduli di rigidezza alternativi. Nella meccanica dei terreni, la pendenza iniziale della curva tensione-deformazione è indicata con  $E_0$  (modulo tangente iniziale) ed il modulo secante al 50% della resistenza è denotato con  $E_{50}$ . Per argille fortemente sovraconsolidate e per alcune rocce con un ampio intervallo di carico elastico-lineare, è realistico utilizzare  $E_0$ , invece per sabbie ed argille pressoché normalconsolidate, soggette a carico, è più appropriato utilizzare  $E_{50}$ .



Per i terreni, sia il modulo tangente iniziale che il modulo secante tendono ad aumentare con la tensione media efficace. Quindi, gli strati profondi di terreno tendono ad avere una rigidezza maggiore degli strati superficiali. Inoltre, la rigidezza osservata dipende dal percorso di sollecitazione seguito. La rigidezza è molto più alta per la fase di scarico e di ricarico piuttosto che per la fase di primo carico. Inoltre la rigidezza del terreno osservata in termini di modulo di Young è generalmente più bassa per compressione in condizioni drenate piuttosto che per taglio. Quindi, se si utilizza un modulo di rigidezza costante per rappresentare il comportamento del terreno sarebbe opportuno scegliere un valore che sia coerente con il livello tensionale e con il percorso di sollecitazione atteso. La dipendenza del comportamento dei terreni dal livello tensionale è portata in conto dal software. Per il modello Mohr-Coulomb, è possibile prevedere una rigidezza che aumenta con la profondità.

Le tensioni iniziali in un ammasso di terreno sono determinate dal peso del materiale e dalla storia della sua formazione. Questo stato tensionale è di solito caratterizzato da una tensione verticale

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5101ECVRGGN15E0003A00	Foglio 42 di 87

efficace iniziale  $\sigma'_{v,0}$ . La tensione efficace orizzontale iniziale  $\sigma'_{h,0}$  è legata alla tensione efficace verticale iniziale attraverso il coefficiente di spinta a riposo,  $K_0$  ( $\sigma'_{h,0} = K_0 \sigma'_{v,0}$ ). In PLAXIS le tensioni iniziali possono essere generate specificando  $K_0$  oppure utilizzando la procedura Gravity loading (Generazione delle tensioni iniziali per incremento della gravità).

Per il tipo di calcolo da adottare in una fase viene fatta una distinzione fra tre tipi fondamentali:

- **Plastic calculation (Calcolo plastico):** utilizzato per eseguire un'analisi di deformazione elasto-plastica in cui non sia necessario prendere in considerazione la dissipazione delle sovrappressioni neutre nel tempo. La matrice di rigidezza in un calcolo plastico normale è riferita alla geometria indeformata originaria. Questo tipo di calcolo è appropriato nella maggior parte delle applicazioni pratiche di tipo geotecnico.
- **Consolidation analysis (Analisi di consolidazione):** Quando è necessario analizzare l'evoluzione o la dissipazione delle sovrappressioni neutre nel tempo in terreni saturi di tipo argilloso, si deve effettuare un'analisi di consolidazione. PLAXIS consente di effettuare analisi di consolidazione elasto-plastiche. In generale, un'analisi di consolidazione senza ulteriori sollecitazioni viene eseguita dopo un calcolo plastico non drenato.
- **Phi-c reduction (Analisi di stabilità per riduzione dei parametri di resistenza):** Un'analisi di stabilità in PLAXIS può essere eseguita riducendo i parametri di resistenza del terreno; tale processo è denominato Phi-c reduction.

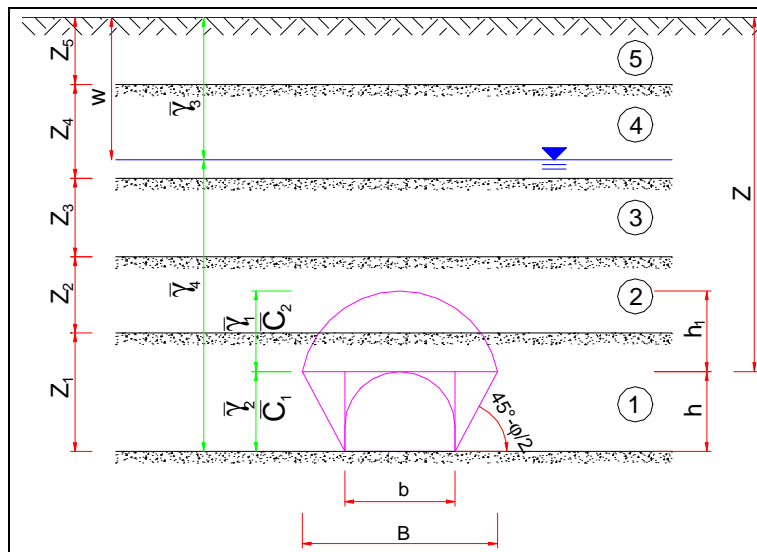
#### 5.4 Analisi stabilità del fronte in gallerie superficiali

##### Metodo di Tamez & Cornejo (1985)

La valutazione della stabilità del fronte di scavo può essere condotta mediante l'impiego di metodi analitici semplificati all'equilibrio limite. In particolare si fa riferimento alle teorie di Tamez e Cornejo che ipotizzano che esistano dei prismi di terreno in distacco secondo sezioni longitudinali, giungendo a definire un coefficiente di sicurezza FSF nei confronti della stabilità del fronte di scavo. Tali metodi consentono inoltre di tenere in conto degli interventi di preconsolidamento assumendo per il terreno trattato caratteristiche meccaniche incrementate rispetto a quelle del terreno naturale.

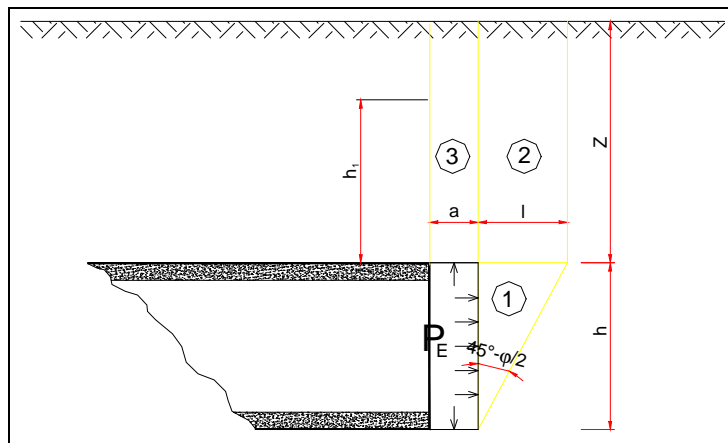
Si riporta nel seguito una breve sintesi di riepilogo del metodo adottato.

Il metodo dell'equilibrio limite proposto da Tamez tiene conto della riduzione dello stato di confinamento triassiale del nucleo di terreno oltre il fronte per mezzo di un meccanismo di rottura del tipo effetto volta, con il quale il volume di terreno gravante sulla corona della galleria è definito da un paraboloide, approssimato mediante tre solidi prismatici, come illustrato nelle figure seguenti.



**Figura 5-1 – Schema proposto da Tamez.**

In questo modo si determinano le massime tensioni tangenziali che si possono sviluppare sulle facce di ogni prisma senza che avvengano scorrimenti (forze resistenti) e le forze di massa di ogni prisma (forze agenti). Il rapporto tra i momenti delle forze resistenti e delle forze agenti fornisce un coefficiente di sicurezza, denominato FSF (face security factor).



**Figura 5-2 – Schema proposto da Tamez.**

Anche per le analisi con il metodo dell'equilibrio limite è possibile tener conto di eventuali interventi di preconsolidamento del fronte mediante attraverso un incremento di coesione seguendo un approccio del tutto analogo a quanto illustrato per le linee caratteristiche.

Metodo di Broms e Bennermark (1967)

Un secondo metodo per valutare la stabilità del fronte è basato sulla definizione del rapporto di stabilità definito da Broms e Bennermark (1967) nella seguente maniera:

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5101ECVRGGN15E0003A00 <span style="float: right;">Foglio 44 di 87</span>

$$N = \frac{\sigma_s + \gamma z - \sigma_T}{c_u}$$

dove:

- $\gamma$  = peso dell'unità di volume del terreno
- $z$  = profondità dell'asse della galleria
- $\sigma_s$  = sovraccarico eventualmente presente in superficie
- $\sigma_T$  = eventuale pressione di sostegno applicata al fronte
- $c_u$  = resistenza al taglio, in condizioni non drenate, alla profondità della galleria.

Sulla base di prove di estrusione eseguite in laboratorio e d'osservazioni in sito, Broms e Bennermark (1967) hanno concluso che il valore del rapporto di stabilità critico  $N_c$  perché si manifesti il collasso è pari a circa 6. A conclusioni simili giunse Peck (1969).

Il rapporto di stabilità definito da Broms e Bennermark può ovviamente essere visto come un coefficiente di sicurezza, ma tenendo tuttavia in conto che un valore del rapporto di stabilità più elevato corrisponde ad un coefficiente di sicurezza più basso e pertanto il margine di sicurezza non è facilmente definibile.

La seguente tabella fornisce una indicazione della relazione fra il numero di stabilità e le deformazioni attese (P.B. Attewell in Geddes, 1978).

<b>N</b>	<b>Deformazioni</b>
< 1	Trascurabili
1 – 2	Elastiche
2 – 4	Elasto-plastiche
4-6	Plastiche
> 6	Collasso

**Tabella 1 - Relazione fra il numero di stabilità e le deformazioni attese**

Metodo del tasso di deconfinamento critico  $\lambda_E$  (Panet, 1990)

Il metodo convergenza-confinamento proposto da Panet permette di analizzare l'interazione fra l'ammasso roccioso ed il sostegno in funzione dell'avanzamento del fronte di scavo.

La sua applicazione agli ammassi rocciosi a debole resistenza suppone la definizione di un mezzo continuo equivalente al quale attribuire un comportamento elastoplastico rammollente. In questi ammassi, lo scavo di una galleria situata a profondità tali da sviluppare la resistenza massima (gallerie profonde  $H > 2D$ ), provoca elevate convergenze legate alla formazione di una zona decompressa attorno al cavo.



GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5101ECVRGGN15E0003A00 <span style="float: right;">Foglio 45 di 87</span>

Sotto queste ipotesi, il criterio di Panet consente di verificare le condizioni di stabilità del cavo in funzione del valore critico del tasso di deconfinamento ( $\lambda_e$ ) del materiale (valore cui si manifestano le prime plasticizzazioni). Tale indice, in relazione al criterio di rottura di Mohr-Coulomb, è funzione del coefficiente di spinta passiva  $K_p$  e del fattore di stabilità  $N$  secondo l'equazione:

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

dove  $N = \frac{2\sigma_z}{\sigma_c}$

Nel caso di una galleria priva di rivestimento, se  $N < 1$ , non si raggiunge mai la resistenza massima dell'ammasso roccioso. Raggiunto il limite di rottura ( $N > 1$ ) l'autore suggerisce i seguenti valori limite del tasso di deconfinamento, ai quali corrispondono determinate condizioni di stabilità del fronte:

- se  $0,6 < \lambda_e < 1$  il fronte di scavo è stabile; le pressioni raggiungono il valore massimo di resistenza dell'ammasso a tergo del fronte;
- se  $0,3 < \lambda_e < 0,6$  il fronte di scavo è 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;
- se  $\lambda_e < 0,3$  il fronte di scavo instabile; il fronte di scavo è in condizioni di instabilità per cui necessita di interventi preventivi di consolidamento.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG5101ECVRGGN15E0003A00 <span style="float: right;">Foglio 46 di 87</span>

## 6. LINEE GUIDA PER L'APPLICAZIONE DELLE SEZIONI TIPO

Come ampiamente illustrato nel Capitolo precedente, il progetto delle gallerie naturali, è stato sviluppato attraverso:

- la caratterizzazione degli ammassi presenti lungo il tracciato, per mezzo dell'individuazione delle caratteristiche geologiche, litologiche, idrogeologiche e geomeccaniche (fase conoscitiva);
- la previsione di comportamento dell'ammasso allo scavo in assenza di interventi e la suddivisione del tracciato in sotterraneo in tratte a comportamento geomeccanico omogeneo in funzione dello stato tensionale agente e delle caratteristiche geomeccaniche dell'ammasso (fase di diagnosi);
- l'individuazione, per ciascuna tratta definita omogenea, delle sezioni tipo prevalenti (quelle che appaiono in percentuale maggiore sui profili geomeccanici delle gallerie naturali) ed eventualmente di altre sezioni, subordinate alle precedenti, per situazioni diverse da quelle ricorrenti lungo la tratta, ma previste in progetto quali ad esempio: zone di faglia, zone di intensa fratturazione, elevata variabilità dei parametri geomeccanici, tratte a bassa copertura, morfologie particolari, condizioni idrogeologiche particolarmente critiche, possibili interferenze con le preesistenze di superficie (fase di terapia).

Le sezioni tipo prevalenti sono state verificate staticamente in varie condizioni tensionali e considerando parametri geomeccanici rappresentativi all'interno del "range" di valori indicati sui profili geologico-tecnici e geomeccanici per la tratta in esame. Da qui si è potuto dedurre, nell'ambito della sezione tipo prevista, l'applicazione delle variabilità previste per la sezione tipo stessa.

Come previsto dal progetto, le gallerie sono classificate in funzione del comportamento del cavo, con riferimento anche al fronte di scavo, distinguendo tre casi (categorie di comportamento):

- caso A, galleria a fronte e cavità stabili, caratterizzata da fenomeni deformativi che evolvono in campo elastico, immediati e di entità trascurabile;
- caso B, galleria a fronte stabile a breve termine e cavità instabile, caratterizzata da fenomeni di tipo elastico presso il fronte di scavo, che evolvono in campo elasto-plastico con l'avanzamento del fronte;
- caso C, galleria a fronte e cavità instabili, caratterizzata da fenomeni deformativi di tipo plastico fino al collasso che coinvolgono anche il fronte di scavo.

Con le presenti "linee guida" s'intende creare uno strumento che definisce quali saranno i criteri che il progettista adotterà in corso d'opera per:

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p style="text-align: center;">IG5101ECVRRGGN15E0003A00</p> <p style="text-align: right;">Foglio 47 di 87</p>

1. confermare la sezione tipo più adeguata, tra quelle già previste in una determinata tratta e riportate in chiaro sugli elaborati “profili geomeccanici”;
2. variare quegli interventi che, senza modificare strutturalmente le caratteristiche finali dell’opera, devono adeguarsi alle reali condizioni geomeccaniche riscontrate al fronte di avanzamento, nonché al comportamento estrusivo del fronte stesso e deformativo del cavo (questi ultimi come noto sono dipendenti sia dalla natura dell’ammasso in termini geologici, geomeccanici ed idrogeologici, sia dagli stati tensionali preesistenti, così come da quelli conseguenti alle operazioni di scavo);
3. individuare una diversa sezione tipo, tra quelle previste in quella tratta o comunque previste in progetto nella stessa formazione, qualora le condizioni realmente riscontrate risultino difformi da quelle ipotizzate.

Per la gestione di tali “linee guida” sarà necessaria la conoscenza dei seguenti elementi e la messa in atto delle seguenti attività sistematiche:

- formazione geologica e coperture in esame;
- raccolta dei dati geologici e geomeccanici rilevabili al fronte che consentono una completa caratterizzazione dell’ammasso in esame, evidenziandone l’intrinseca complessità, caratteristica delle formazioni. Oltre i parametri di resistenza e deformabilità tale caratterizzazione deve contenere, quindi, anche informazioni geostrutturali e di carattere qualitativo, necessarie a completarne la descrizione ai fini progettuali e di comprensione del reale comportamento dell’ammasso allo scavo;
- raccolta dei dati riguardanti le deformazioni superficiali e profonde del fronte (estrusioni) e al contorno del cavo (convergenze) durante l’avanzamento, che consente di valutare in particolare come l’ammasso descritto precedentemente, sottoposto ai reali stati tensionali, si comporta all’azione combinata delle operazioni di scavo e di messa in opera degli interventi di stabilizzazione previsti dalla sezione tipo adottata;
- registrazione di tutte le reali fasi di avanzamento quali ad esempio: distanza dal fronte di messa in opera dei rivestimenti e la successione delle fasi di consolidamento etc. attraverso osservazioni dirette;
- raccolta dei dati relativi a sezioni di monitoraggio esterne (ad esempio nel sottoattraversamento di edifici).

Nelle presenti linee guida sono descritti alcuni parametri essenziali, riscontrabili al fronte, caratterizzanti l’ammasso per i comportamenti A,B,C.

Per ogni sezione tipo sono state definite delle soglie di “attenzione” ed “allarme” inerenti alle deformazioni del fronte e del cavo, a cui far corrispondere quantità maggiori o minori di interventi (previsti variabili) o il cambio di sezione tipo.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG5101ECVRGGN15E0003A00	Foglio 48 di 87

E' evidente che tali valori di deformazioni ipotizzati non vanno intesi come l'unica informazione che possa incidere sulle scelte già adottate per una determinata tratta, in quanto le scelte progettuali sono state fatte tenendo conto di un complesso di elementi più significativi del solo parametro deformativo ed illustrati nello sviluppo di tutto il progetto; essi servono soltanto a fornire indicazioni sul campo dei valori deformativi più probabili per le sezioni già indicate in progetto.

Solo quando saranno osservate situazioni geologiche/geomeccaniche sensibilmente differenti da quelle ipotizzate e deformazioni al di fuori dei campi previsti o non tendenti alla stabilizzazione nel tempo o valori deformativi (entità e/o direzione) anomali, il progettista potrà adottare una sezione diversa da quella prevista, attingendo tra quelle indicate nella tratta in esame sui profili geomeccanici del progetto esecutivo.

Qualora si verifichi il solo superamento della soglia di attenzione, senza il superamento della soglia di allarme, si potranno allora modificare gli interventi di precontenimento e contenimento della sezione tipo prevista in progetto, secondo quanto riportato nella "variabilità sezione tipo" tenendo peraltro conto anche di tutte le altre informazioni derivanti dallo scavo.

La variabilità è anche legata agli stati tensionali, ovvero alle coperture ed alla presenza d'acqua; la stessa sezione tipo, a coperture e/o parametri geomeccanici diversi, potrà avere un'intensità d'interventi di contenimento e pre-contenimento differenziati.

Si sottolinea inoltre che la variabilità risulta anche legata alle misure delle sezioni di monitoraggio esterne, i valori di subsidenza misurati sul piano campagna potranno portare ad una modifica degli interventi di consolidamento.

Qualora il contesto riscontrato non corrisponda a nessuno di quelle ipotizzati nella tratta in esame, e di conseguenza nessuna delle sezioni previste possa essere applicata, ma tuttavia tale contesto sia analogo ad altri presenti lungo il tracciato e descritti nei profili geomeccanici del progetto esecutivo, il progettista individuerà attraverso i medesimi strumenti citati precedentemente, una diversa sezione tipo tra quelle già presenti nel progetto esecutivo ed applicate in altre gallerie.

Il caso in cui la situazione riscontrata sia del tutto imprevista e non vi siano analogie possibili lungo il tracciato esula dalle presenti linee guida; in tal caso, potranno essere applicate sezioni tipo non previste dal presente progetto, la cui tipologia dovrà essere concordata con l' ENTE APPALTANTE.

## 6.1 Definizione delle caratteristiche geologiche-geomeccaniche dell'ammasso

Gli ammassi rocciosi e i terreni incontrati lungo il tracciato sono descritti sulla base delle caratteristiche geologiche e geomeccaniche individuate in progetto.

Per comodità di rappresentazione gli ammassi incontrati lungo il tracciato sono raggruppati in "gruppi geomeccanici". Ciò è legato alla variabilità delle caratteristiche di resistenza e deformabilità di alcune formazioni geologiche. Tale variabilità può essere legata alla stessa natura geologica (cicli di deposizione/erosione) alle coperture in esame, alla presenza o meno di acqua, alla vicinanza di altre formazioni geologiche. In linea generale, l'ammasso interessato da uno scavo in sotterraneo può comportarsi in modo differente anche alle stesse coperture in esame. Da qui nasce la necessità di suddividere in gruppi i parametri geotecnici/geomeccanici, ove possibile e/o significativo. Ciò



GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5101ECVRGGN15E0003A00
	Foglio 49 di 87

consente di ipotizzare un susseguirsi discontinuo di comportamento allo scavo legato ad una serie di fattori difficilmente correlabili tra loro.

A ciascuna formazione sono stati attribuiti, in sede di progetto, campi di variazione dei principali parametri geomeccanici ( $c'$ ,  $\varphi'$ ,  $E'$ ); tali campi tengono conto sia delle diverse configurazioni che una formazione può presentare nell'ambito dello stesso gruppo che delle coperture in esame.

Tali campi di variazione individuano così una "fascia intrinseca", compresa tra la curva di resistenza inferiore e la curva di resistenza superiore, che definisce univocamente ciascuna porzione di ammasso da un punto di vista geomeccanico.

Nel corso dei lavori, gli ammassi rocciosi e i terreni verranno descritti sulla base delle caratteristiche litologiche, geostrutturali, geomeccaniche e idrogeologiche che si evidenziano sul fronte alla scala della galleria, attraverso rilievi analitici (con prove in situ e/o di laboratorio) e rilievi speditivi.

In particolare, per la parametrizzazione dell'ammasso al fronte e cioè per la definizione della sua curva intrinseca, non si farà ricorso a nessun tipo di classificazione, ma a valutazioni dirette attraverso determinazioni sperimentali (prove in situ e/o laboratorio) durante i rilievi analitici.

Tali rilievi vengono condotti secondo le frequenze previste dal programma di monitoraggio, impiegando un'apposita scheda su cui riportare i dati rilevati e gli indici valutati secondo le prescrizioni ISRM, International Society of Rock Mechanics. In particolare, si distinguono due tipi di rilievi:

- a) rilievi analitici che prevedono la compilazione completa della scheda citata e l'eventuale esecuzione di prove e determinazioni in situ e/o di laboratorio. Tali rilievi sono previsti agli imbocchi, in concomitanza dei passaggi stratigrafici e tettonici significativi e comunque secondo le frequenze indicate dal programma di monitoraggio;
- b) rilievi speditivi, che prevedono in particolare il rilievo pittorico del fronte di scavo. Si tratta di un rilievo di tipo qualitativo e di confronto con quello analitico dell'ammasso in esame, che consente comunque al progettista di valutarne le caratteristiche principali.

I rilievi che sono svolti in corso d'opera consentono, in generale, di evidenziare qualitativamente le diverse situazioni in cui una formazione può presentarsi nell'ambito di uno stesso gruppo, definito dalla propria fascia intrinseca, come descritto, a titolo esemplificativo, nei punti seguenti:

- un ammasso che si presenta detensionato, evidenzierà valori dei parametri geomeccanici del relativo gruppo prossimi alla curva intrinseca inferiore;
- un ammasso che al contrario si presenta competente, evidenzierà valori dei parametri geomeccanici prossimi alla curva intrinseca superiore;
- la presenza di acqua, anche sotto forma di stillicidi, soprattutto in presenza di litologie ricche di minerali argillosi, comportano valori dei parametri geomeccanici più prossimi alla curva intrinseca inferiore;

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5101ECVRGGN15E0003A00 <span style="float: right;">Foglio 50 di 87</span>

- nei terreni eterogenei, il rapporto tra i litotipi più granulari e più fini determina il rapporto tra i valori di angolo d'attrito e coesione, e quindi diversi andamenti della curva intrinseca;
- in un ammasso stratificato sollecitato in campo elastico, una sfavorevole anisotropia strutturale gioca un ruolo determinante, comportando valori dei parametri geomeccanici più prossimi alla curva intrinseca inferiore;
- al contrario in un ammasso stratificato con stati tensionali più elevati che lo sollecitano in campo elasto-plastico, l'effetto di una sfavorevole anisotropia strutturale è inferiore e il comportamento può essere meglio rapportato a un mezzo omogeneo.

## 6.2 Risposta deformativa del fronte e del cavo

La risposta deformativa del fronte e del cavo rilevabile in corso d'opera, unitamente ai rilievi anzidetti, ha lo scopo di verificare la validità delle sezioni adottate e previste in progetto in termini di:

- tipologia ed intensità degli interventi di 1<sup>a</sup> fase
- fasi esecutive e cadenze di avanzamento

Essa dipende dalle caratteristiche geomeccaniche dell'ammasso in rapporto agli stati tensionali indotti all'atto dello scavo; il progetto definitivo fornisce indicazioni sul campo dei valori di convergenza diametrale e di estrusione attesi per ogni sezione tipo.

Tali valori, riferiti al diametro e riportati nel progetto, effettivamente misurabili in corso d'opera sono dati da:

$$\delta = \delta_f - \delta_o$$

dove:

$\delta_o$  = deformazione iniziale al fronte e non misurabile in galleria

$\delta_f$  = deformazione finale lontano dal fronte, a distanze tipicamente superiori a  $2 \varnothing$  o da definirsi sulla base delle esperienze e dati raccolti

La frequenza con cui procedere al rilievo della risposta deformativa del fronte e del cavo durante gli avanzamenti è indicata nel progetto del monitoraggio e nei profili geomeccanici.

Nel corso dei lavori il rilievo della risposta deformativa del fronte e del cavo viene condotto utilizzando delle apposite schede all'interno delle quali è possibile leggere la risposta deformativa in funzione della distanza del fronte e dei rivestimenti.

Le risultanze di questi rilievi forniscono la reale risposta deformativa del fronte e del cavo. Tale risposta consente di valutare come quei fattori difficilmente schematizzabili e prevedibili a priori, sempre presenti in natura, agiscono sul comportamento del cavo, previsto teoricamente nel progetto.

Tali rilievi consentiranno di verificare qualitativamente lo stato tensionale agente sul cavo mediante la ricostruzione della deformata:

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5101ECVRGGN15E0003A00	Foglio 51 di 87

- valori delle deformazioni radiali omogenei nei punti rilevati evidenziano uno stato tensionale di tipo isotropo ( $K \approx 1$ );
- valori delle deformazioni radiali diversi nei punti rilevati evidenziano stati tensionali diversi da quello isotropo ( $K \neq 1$ ), che si verificano in corrispondenza di:
  - a) zone fortemente tettonizzate ed in presenza di lineamenti tettonici, per cui gli stati tensionali possono subire forti alterazioni, con orientazioni comuni alle azioni tettoniche principali;
  - b) in corrispondenza di zone corticali e/o parietali, in cui gli stati tensionali sono funzione della morfologia dell'area;
  - c) all'interno di ammassi a struttura caotica, per cui gli stati tensionali possono subire repentine e continue modificazioni in intensità e orientazione;
  - d) qualora il fronte di scavo si presenti "parzializzato" ovvero siano presenti due formazioni di diversa natura e comportamento;
  - e) in presenza di stratificazioni e comunque per coperture confrontabili con il diametro della galleria.

### 6.3 Fasi esecutive e cadenze di avanzamento

Il progetto definisce per ogni sezione le fasi esecutive e le cadenze di avanzamento, fornendo in particolare le distanze massime dal fronte di avanzamento entro cui porre in opera gli interventi di contenimento di prima e seconda fase (rivestimento di 1a fase, arco rovescio e rivestimento definitivo).

Come accennato, nel corso dei lavori il rilievo delle fasi esecutive e delle cadenze di avanzamento viene condotto secondo particolari schede riportanti ogni dettaglio esecutivo. Ciò al fine di correlare l'andamento delle deformazioni con le fasi lavorative.

Le risultanze di tali rilievi hanno lo scopo di fornire gli elementi necessari per valutare l'influenza delle fasi e delle cadenze di avanzamento sulla risposta deformativa del fronte e del cavo descritta nel paragrafo precedente (ad esempio una più efficace regimazione dei fenomeni deformativi può essere ottenuta rinforzando gli interventi di preconsolidamento al fronte o in alcuni casi avvicinando gli interventi di contenimento quali murette e arco rovescio al fronte).

### 6.4 Procedura di applicazione delle sezioni tipo e delle relative variabilità

Il progetto, attraverso la caratterizzazione degli ammassi presenti lungo il tracciato e la successiva fase di previsione di comportamento dell'ammasso allo scavo in assenza di interventi ha definito le tratte a comportamento geomeccanico omogeneo, attribuendone la relativa categoria di comportamento (A,B,C).

All'interno di ciascuna tratta, in sede di progetto, sono state definite nel profilo geomeccanico le sezioni tipo e le relative percentuali di applicazione, in funzione delle caratteristiche geologiche dell'ammasso in esame e del grado di instabilità del fronte di avanzamento.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG5101ECVRGGN15E0003A00	Foglio 52 di 87

Una volta verificata la rispondenza con le ipotesi di progetto, riguardo alla situazione geologico-geomeccanica e gli stati tensionali con i criteri descritti nei paragrafi precedenti, si procede alla scelta e all'applicazione della sezione tipo prevista per la tratta in esame.

Durante gli avanzamenti verranno raccolti i dati, secondo i criteri indicati nei paragrafi precedenti, riguardo alle condizioni geologiche e geomeccaniche al fronte di avanzamento, la risposta deformativa del fronte e del cavo, le fasi e le cadenze di avanzamento; la loro elaborazione consentirà di confrontare la situazione così riscontrata con quella di progetto e procedere di conseguenza alla gestione del progetto secondo i punti di seguito indicati.

1. Se le condizioni geologiche e geomeccaniche rilevabili al fronte e la risposta deformativa si mantengono all'interno dei valori previsti, si prosegue con l'applicazione della sezione in corso di esecuzione.
2. Se la risposta deformativa manifesta la tendenza a miglioramento o, viceversa al raggiungimento della soglia di attenzione del campo ipotizzato, tendenza confermata dall'evidenza dei precedenti rilievi geologici/geotecnici/geomeccanici, il progettista definirà se procedere alla modifica della distanza dal fronte entro cui eseguire il getto dell'arco rovescio, delle murette, del rivestimento definitivo e/o alla modifica dell'intensità degli interventi, nell'ambito dei range di variabilità previsti per la sezione adottata.
3. Se le condizioni geologiche e geomeccaniche rilevate al fronte di avanzamento manifestano un miglioramento ovvero un peggioramento rispetto al rilievo precedente (pur rimanendo nell'ambito dei parametri caratterizzanti la tratta) il progettista, valuta la possibilità di procedere alla modifica dell'intensità degli interventi nell'ambito dei ranges di variabilità previsti per quella sezione e di seguito descritti, anche con modeste variazioni dei parametri deformativi (ad esempio in categoria di comportamento B0 la struttura dell'ammasso gioca un ruolo determinante ai fini della definizione dell'intensità degli interventi di 1a fase, anche a fronte di deformazioni trascurabili).

I valori e le misure registrate in corso d'opera dovranno essere interpretate globalmente, osservando il loro andamento; eventuali oscillazioni anomale delle misure, attribuibili ad un malfunzionamento o ad un incorretto posizionamento dello strumento di misura, dovranno essere escluse.

Nell'ambito di una stessa tratta a comportamento geomeccanico "omogeneo" possono essere presenti diverse sezioni tipo, oltre a quella prevalente la cui percentuale di applicazione è definita in progetto in funzione di:

- caratteristiche geologiche e geostrutturali dell'ammasso,
- caratteristiche geomeccaniche e idrogeologiche dell'ammasso,
- stato tensionale agente,
- possibili disturbi di natura tettonica



GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG5101ECVRGGN15E0003A00 <span style="float: right;">Foglio 53 di 87</span>

Quando le situazioni geologiche/geomeccaniche osservate risultano sensibilmente differenti da quelle ipotizzate e le deformazioni sono al di fuori dei campi previsti, si procede al passaggio ad una diversa sezione tipo, tra quelle previste in progetto per quella tratta.

Qualora la situazione riscontrata non corrisponda a nessuna di quelle ipotizzate nella tratta in esame, e di conseguenza nessuna delle sezioni tipo previste possa essere adottata, ma tuttavia tale situazione sia analoga ad altre ipotizzate lungo il tracciato, si procederà all'adozione di una diversa sezione tipo, non prevista in quella tratta, ma già prevista in progetto in altre gallerie in contesti analoghi.

Nel passaggio da una sezione ad un'altra con differenti limitazioni esecutive si procederà con l'adeguamento, in maniera graduale, per quanto possibile, in modo da evitare la perdita della continuità operativa del cantiere. In questa ottica, nell'ambito del progetto costruttivo si adotteranno quei criteri di flessibilità esecutiva che consentano la massima velocità di avanzamento e quindi tali da ridurre al minimo lo sviluppo reologico temporale del processo di detensionamento e rilassamento dell'ammasso al contorno e sul fronte.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5101ECVRGGN15E0003A00 <span style="float: right;">Foglio 54 di 87</span>

## 7. DESCRIZIONE DELLE SEZIONI TIPO DI SCAVO E DELLE FASI COSTRUTTIVE

Vengono di seguito descritte le sezioni tipo previste per l'avanzamento degli scavi nella galleria naturale della Finestra Polcevera. Per quanto concerne la variabilità di ciascuna sezione tipo, nonché il relativo campo di applicazione, si rimanda ai paragrafi successivi.

### 7.1 Sezioni tipo B0L

La sezione tipo B0L, in fase costruttiva è costituita da:

- 3+3 drenaggi in avanzamento lunghezza 30 m sovrapp. 10 m microfessurati per 20 m da fondo foro e ciechi per 10 m verso boccaforo Ø 60 mm e sp. 5 mm (eventuali);
- Prerivestimento composto da uno spessore di 20 cm di spritz-beton armato con rete elettrosaldata o fibrorinforzato e centine costituite da due profilati accoppiati di tipo IPN 160 passo  $p = 1.4$  m;
- impermeabilizzazione tipo "0" costituita da tessuto non tessuto e manto in pvc;
- rivestimento definitivo in cls semplice avente spessore minimo di 80 cm in arco rovescio e 60 cm in calotta.

#### Campo di applicazione

Per quanto concerne il campo di applicazione si veda la tabella riepilogativa riportata alla fine del paragrafo.

#### Fasi esecutive

Si possono considerare le seguenti fasi costruttive:

#### FASE 1: esecuzione eventuali drenaggi in avanzamento

In caso di presenza d'acqua dovranno essere eseguiti drenaggi in avanzamento. Si prevede la realizzazione di n°3+3 drenaggi costituiti da tubi in PVC L = 30 m, microfessurati per 20 m a partire da fondo foro e "ciechi" per 10 m verso bocca foro, del diametro  $\phi \approx 60$ mm spessore 5mm e protezione in TNT.

#### FASE 2: scavo

Esecuzione scavo di avanzamento con sfondi di lunghezza massima pari a 4.20 m compreso il disaggio, eseguendo lo scavo a piena sezione e sagomando il fronte a forma concava ad ogni sfondo parziale. Al termine dello sfondo e prima di porre in opera gli interventi di prima fase va eseguito un accurato disaggio di tutti i blocchi instabili.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG5101ECVRGGN15E0003A00	Foglio 55 di 87

### FASE 3: posa in opera delle centine e dello spritz-beton

Al termine di ogni singolo sfondo verrà messo in opera il rivestimento di 1a fase costituito da centine metalliche IPN160 passo 1.40m e da uno strato di spritz-beton di spessore 20 cm, armato con rete elettrosaldada ( $\varnothing 6$  20x20) o fibrorinforzato. Le centine appena posate dovranno essere collegate alle altre attraverso le apposite catene.

### FASE 4: getto di murette e arco rovescio

Il getto delle murette dovrà essere effettuato entro una distanza di  $9\varnothing$  dal fronte di scavo. Il getto dell'arco rovescio dovrà avvenire entro  $12\varnothing$  dal fronte di scavo o entro  $9\varnothing$  nel caso di getto contemporaneo alle murette;

### FASE 5: impermeabilizzazione

La posa in opera dell'impermeabilizzazione sarà eseguita prima del getto del rivestimento definitivo.

### FASE 6: getto del rivestimento definitivo

Il getto del rivestimento definitivo sarà eseguito ad una distanza dal fronte che dipenderà dal comportamento deformativo del cavo, tale distanza sarà comunque inferiore ai  $15\varnothing$ .

Qualora le operazioni di scavo vengano interrotte per un tempo di circa 24 ore, è necessario porre in opera uno strato di spritz-beton di 10 cm al fronte. Se il fermo delle lavorazioni risultasse superiore a 48 h (festività o altro) il ciclo delle lavorazioni dovrà necessariamente terminare con la sagomatura del fronte a forma concava e la posa in opera delle centine e dello spritz-beton a ridosso del fronte stesso.

## 7.2 Sezione tipo B1

La sezione tipo B1, in fase costruttiva è costituita da:

- 3+3 drenaggi in avanzamento lunghezza 30 m sovrapp. 10 m microfessurati per 20 m da fondo foro e ciechi per 10 m verso boccaforo  $\varnothing 60$  mm e sp. 5 mm (eventuali);
- prerinvestimento composto da centine 2IPN220 con passo  $p = 1.20$  m e da uno strato di 30 cm di spritz-beton armato con rete elettrosaldada o fibrorinforzato;
- n° 10-11 bulloni radiali ad ancoraggio continuo,  $L = 6.50$  m, passo longitudinale 1.20 m, passo trasversale 2.00 m. Tali bulloni, dotati di testa ad espansione meccanica, saranno in acciaio  $\varnothing 24$  mm in acciaio B450C ad ancoraggio continuo cementati mediante iniezioni cementizie o resina epossidica;

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5101ECVRGGN15E0003A00 <span style="float: right;">Foglio 56 di 87</span>

- impermeabilizzazione tipo "0" costituita da tessuto non tessuto e manto in pvc;
- rivestimento definitivo in cls semplice avente spessore minimo di 100 cm in arco rovescio e 80 cm in calotta.

### Campo di applicazione

Per quanto concerne il campo di applicazione si veda la tabella riepilogativa riportata alla fine del paragrafo.

### Fasi esecutive

Si possono considerare le seguenti fasi costruttive:

#### FASE 1: esecuzione eventuali drenaggi in avanzamento

In caso di presenza d'acqua dovranno essere eseguiti drenaggi in avanzamento. Si prevede la realizzazione di n°3+3 drenaggi costituiti da tubi in PVC L = 30 m, microfessurati per 20 m a partire da fondo foro e "ciechi" per 10 m verso bocca foro, del diametro  $\phi \approx 60\text{mm}$  spessore 5mm e protezione in TNT.

#### FASE 2: scavo

Esecuzione scavo di avanzamento con sfondi di lunghezza massima pari a 1.20 m compreso il disaggio, eseguendo lo scavo a piena sezione e sagomando il fronte a forma concava ad ogni sfondo parziale. Al termine dello sfondo e prima di porre in opera gli interventi di prima fase va eseguito un accurato disaggio di tutti i blocchi instabili.

#### FASE 3: posa in opera delle centine e dello spritz-beton (prima fase)

Appena posate le centine metalliche, esse devono essere collegate alle altre attraverso le apposite catene. Lo spritz beton di prima posa deve essere armato con rete elettrosaldata ( $\phi 6$  15x15) o fibrorinforzato.

#### FASE 4: Posa in opera dei bulloni e completamento spritz-beton

Esecuzione dei bulloni radiali ad ancoraggio continuo ad una distanza massima pari a  $\Phi/2$  tra il fronte di scavo e l'ultima raggiera eseguita; i bulloni dovranno essere dotati di testa ad espansione meccanica al fine di permettere la messa in opera durante la fase di cementazione; completamento dello spritz beton sino a raggiungere lo spessore di 30 cm; i bulloni saranno installati con passo trasversale pari a 2.00m e passo longitudinale pari ad 1.20m

#### FASE 5: getto di murette e arco rovescio



GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG5101ECVRGGN15E0003A00 <span style="float: right;">Foglio 57 di 87</span>

Il getto delle murette dovrà essere effettuato entro una distanza di 9Ø dal fronte di scavo. Il getto dell'arco rovescio dovrà avvenire entro 12Ø dal fronte di scavo o entro 9Ø nel caso di getto contemporaneo alle murette;

#### FASE 6: impermeabilizzazione

La posa in opera dell'impermeabilizzazione sarà eseguita prima del getto del rivestimento definitivo.

#### FASE 7: getto del rivestimento definitivo

Il getto del rivestimento definitivo sarà eseguito ad una distanza dal fronte che dipenderà dal comportamento deformativo del cavo, tale distanza sarà comunque inferiore ai 15Ø.

Qualora le operazioni di scavo vengano interrotte per un tempo di circa 24 ore, è necessario porre in opera uno strato di spritz-beton di 10 cm al fronte, opportunamente sagomato a forma concava. Se il fermo delle lavorazioni risulta superiore a 48 h (festività o altro) il ciclo delle lavorazioni dovrà necessariamente terminare con la posa delle centine e dello spritz-beton a ridosso del fronte stesso, la sagomatura a forma concava del fronte e la realizzazione di uno strato spritz-beton armato sp. 10 cm. In relazione al comportamento deformativo del fronte e del cavo l'arco rovescio e le murette (eventualmente la calotta) dovranno essere opportunamente avvicinate al fronte.

In corso d'opera si potrà comunque valutare la possibilità di variare la metodologia di perforazione indicata (a secco) utilizzando un opportuno fluido di perforazione (miscela cementizie, acqua additivata con agenti schiumogeni, etc) in funzione delle caratteristiche dell'ammasso e previa esecuzione di adeguate prove in sito, atte a garantire:

- caratteristiche di resistenza e funzionali ai fini del consolidamento del terreno non inferiori a quanto fornito seguendo le attuali prescrizioni;
- l'assenza di problemi connessi alla "sensibilità" dei terreni interessati dalle perforazioni (minerali rigonfianti, frazioni argillose attive, etc)
- condizioni di inghisaggio analoghe a quelle ottenute con la perforazione a secco.

### 7.3 Sezione tipo B2/1

La sezione tipo B2/1, in fase costruttiva è costituita da:

- 3+3 drenaggi in avanzamento lunghezza 30 m sovrapp. 10 m microfessurati per 20 m da fondo foro e ciechi per 10 m verso boccaforo Ø 60 mm e sp. 5 mm ( eventuali) ;
- preconsolidamento del fronte realizzato mediante la posa in opera di n° 60 tubi in VTR, L ≥ 24 m, sovrapp. ≥ 12 m;

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5101ECVRGGN15E0003A00 <span style="float: right;">Foglio 58 di 87</span>

- prriverestimento composto da uno spessore di 30 cm di spritz-beton armato con rete elettrosaldata o fibrorinforzato e centine di tipo HEB200 con passo  $p = 1.00$  m;
- impermeabilizzazione tipo "0" costituita da tessuto non tessuto e manto in pvc;
- rivestimento definitivo in cls semplice avente spessore minimo di 100 cm in arco rovescio e 80 cm in calotta.
- eventuali drenaggi in avanzamento, in caso di presenza d'acqua;

### Campo di applicazione

Per quanto concerne il campo di applicazione si veda la tabella riepilogativa riportata alla fine del paragrafo.

### Fasi esecutive

Si possono considerare le seguenti fasi costruttive:

#### FASE 1: esecuzione eventuali drenaggi in avanzamento

In caso di presenza d'acqua dovranno essere eseguiti drenaggi in avanzamento. Si prevede la realizzazione di n°3+3 drenaggi costituiti da tubi in PVC L = 30 m, microfessurati per 20 m a partire da fondo foro e "ciechi" per 10 m verso bocca foro, del diametro  $\phi \approx 60$ mm spessore 5mm e protezione in TNT.

Dopo la posa in opera del tubo in PVC, si dovranno adottare opportuni accorgimenti per isolare il tratto microfessurato da quello cieco (sacco otturatore, cementazione), ad evitare dannose percolazioni dell'acqua raccolta in avanzamento all'interno del nucleo consolidato.

#### FASE 2: esecuzione del preconsolidamento del fronte.

Dal fronte di scavo, sagomato a forma concava con freccia di circa 1.5 m, si realizza il preconsolidamento del fronte mediante la posa di n° 60 tubi in VTR cementati, aventi lunghezza minima di 24.00 m e sovrapposizione  $\geq 12$  m. Le fasi costruttive sono le seguenti:

- esecuzione sul fronte dello strato di spritz-beton fibrorinforzato o armato con rete elettrosaldata, avente spessore di 10 cm;
- perforazione eseguita a secco  $\phi \geq 100$  mm;
- posa dell'elemento strutturale in VTR, munito dell'opportuna attrezzatura per la cementazione ed esecuzione di cianfrinatura a boccaforo;
- esecuzione della cementazione mediante malte a ritiro controllato ogni 4÷5 fori.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG5101ECVRGGN15E0003A00 <span style="float: right;">Foglio 59 di 87</span>

Le sequenze operative andranno adattate alle caratteristiche dell'ammasso ma dovranno comunque essere tali da garantire l'inghisaggio dell'elemento strutturale al terreno mediante il completo riempimento dell'intercapedine tra elemento e pareti del foro.

La fase di cementazione potrà avvenire di massima ogni 4-5 elementi già posati e comunque il prima possibile per evitare possibili franamenti del foro con conseguente perdita di efficacia dell'intervento. Il riempimento del foro avverrà dal fondo verso il paramento del fronte.

#### FASE 3: esecuzione scavo

Esecuzione scavo di avanzamento a piena sezione per campi pari a 12 m (preconsolidamento del nucleo  $L \geq 24m$  sovrapposizione  $s \geq 12m$ ), per singoli sfondi di lunghezza massima pari a 1.00m, sagomando il fronte a forma concava ad ogni sfondo parziale ed eseguendo uno strato di spritz-beton armato di 5cm su ognuno di tali fronti.

#### FASE 4: posa in opera del rivestimento di prima fase

Al termine di ogni singolo sfondo verrà messo in opera il rivestimento di 1a fase costituito da centine metalliche di tipo HEB 200 passo 1.00m e da uno strato di spritz-beton di spessore 30 cm, armato con rete elettrosaldata ( $\varnothing 6$  15x15) o fibrorinforzato. Le centine appena posate dovranno essere collegate alle altre attraverso le apposite catene.

#### FASE 5: getto arco rovescio e murette

Il getto dell'arco rovescio e delle murette dovrà avvenire entro  $3\varnothing$  dal fronte nel caso di un loro getto contemporaneo, o rispettivamente entro  $5\varnothing$  e  $3\varnothing$  nel caso di getto differito. Le misure di estrusione del fronte e di convergenza del cavo potranno indicare:

- la necessità di effettuare tale getto entro distanze più restrittive (al limite realizzando il campo di avanzamento in due fasi distinte, alternandole al getto dell'arco rovescio);
- la lunghezza dei campioni di arco rovescio da realizzare;
- la necessità di realizzare il consolidamento del fronte del successivo campo di avanzamento prima del getto di arco rovescio e murette.

#### FASE 6: impermeabilizzazione

Posa in opera dell'impermeabilizzazione, eseguita prima del getto del rivestimento definitivo di calotta.

#### FASE 7: getto rivestimento definitivo

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5101ECVRGGN15E0003A00	Foglio 60 di 87

Il getto del rivestimento definitivo di calotta seguirà il fronte ad una distanza non superiore a  $9 \phi$ . Anche in questo caso in funzione dell'andamento delle misure di convergenza si potranno eventualmente stabilire distanze ancora più restrittive (cioè inferiori) entro cui eseguire il getto del rivestimento definitivo.

Qualora le operazioni di scavo vengano interrotte per un periodo prossimo alle 24 ore, è necessario porre in opera al fronte, sagomato a forma concava, uno strato di spritz-beton di spessore pari a 10 cm: Se il fermo delle lavorazioni risulta superiore a 48 h (festività o fermi di qualsiasi natura) il ciclo delle lavorazioni dovrà necessariamente terminare con il consolidamento (incrementato) del fronte appena eseguito, previa sagomatura a forma concava ed esecuzione dello strato di spritz-beton armato,  $sp=10$  cm, e con il rivestimento di prima fase a ridosso del fronte stesso. In relazione al comportamento deformativo del fronte e del cavo, arco rovescio e murette dovranno essere opportunamente avvicinate al fronte.

La sequenza operativa di perforazione, inserimento del tubo o dell'elemento strutturale in VTR e cementazione indicata precedentemente, andrà adattata alle caratteristiche dell'ammasso, prevedendo comunque l'inserimento del tubo o dell'elemento strutturale in VTR e la successiva cementazione massimo ogni 5 perforazioni realizzate, garantendo comunque il completo riempimento del foro e l'inghisaggio del tubo o dell'elemento strutturale. In corso d'opera si potrà comunque valutare la possibilità di variare la metodologia di perforazione indicata (a secco) utilizzando un opportuno fluido di perforazione (miscele cementizie, acqua additivata con agenti schiumogeni, etc) in funzione delle caratteristiche dell'ammasso e previa esecuzione di adeguate prove in sito, atte a garantire:

- caratteristiche di resistenza e funzionali ai fini del consolidamento del terreno non inferiori a quanto fornito seguendo le attuali prescrizioni;
- l'assenza di problemi connessi alla "sensibilità" dei terreni interessati dalle perforazioni (minerali rigonfianti, frazioni argillose attive, etc)
- condizioni di inghisaggio analoghe a quelle ottenute con la perforazione a secco.

#### 7.4 Sezione tipo B4/1

La sezione tipo B4/1 è costituita da:

- 3+3 drenaggi in avanzamento lunghezza 30 m sovrapp. 10 m microfessurati per 20 m da fondo foro e ciechi per 10 m verso boccaforo  $\phi$  60 mm e sp. 5 mm (eventuali) ;
- preconsolidamento del fronte realizzato mediante la posa in opera di n° 60 tubi in VTR, lunghezza  $\geq 24$  m, sovrapp.  $\geq 12$  m, cementati;
- n° 10-11 bulloni radiali ad ancoraggio continuo,  $L = 6.50$  m, passo longitudinale 1.00 m, passo trasversale 2.00 m. Tali bulloni , dotati di testa ad espansione meccanica, saranno in

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG5101ECVRGGN15E0003A00 <span style="float: right;">Foglio 61 di 87</span>

acciaio  $\emptyset$  28 mm in acciaio B450C ad ancoraggio continuo cementati mediante iniezioni cementizie o resina epossidica;

- prerivestimento composto da uno strato di 30 cm di spritz-beton armato con rete elettrosaldata o fibrorinforzato e centine 2IPN240 con passo  $p = 1.00$ ;
- impermeabilizzazione tipo "0" costituita da tessuto non tessuto e un manto in pvc;
- rivestimento definitivo in cls semplice avente spessore minimo di 100 cm in arco rovescio e 80 cm in calotta.

### Campo di applicazione

Per quanto concerne il campo di applicazione si veda la tabella riepilogativa riportata alla fine del paragrafo.

### Interventi previsti

Si possono considerare le seguenti fasi costruttive:

#### FASE 1: esecuzione eventuali drenaggi in avanzamento

In caso di presenza d'acqua dovranno essere eseguiti drenaggi in avanzamento. Si prevede la realizzazione di n°3+3 drenaggi costituiti da tubi in PVC L = 30 m, microfessurati per 20 m a partire da fondo foro e "ciechi" per 10 m verso bocca foro, del diametro  $\phi \approx 60$ mm spessore 5mm e protezione in TNT.

#### FASE 2: esecuzione del preconsolidamento del fronte.

Dal fronte di scavo, sagomato a forma concava, si realizza il preconsolidamento del fronte mediante la posa di 60 tubi in VTR cementati, aventi sovrapposizione  $\geq 12$  m. Le fasi costruttive sono le seguenti:

- esecuzione sul fronte dello strato di spritz-beton fibrorinforzato o armato con rete elettrosaldata, avente spessore di 10 cm;
- perforazione eseguita a secco  $\emptyset \geq 100$  mm;
- posa del tubo in VTR ad aderenza migliorata, munito dell'opportuna attrezzatura per la cementazione ed esecuzione di cianfrinatura a boccaforo;
- esecuzione della cementazione mediante miscele cementizie a ritiro controllato ogni 4÷5 fori;

Le sequenze operative andranno adattate alle caratteristiche dell'ammasso ma dovranno comunque essere tali da garantire l'inghisaggio dell'elemento strutturale mediante il completo



GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG5101ECVRRGGN15E0003A00 <span style="float: right;">Foglio 62 di 87</span>

riempimento dell'intercapedine tra elemento e pareti del foro, nonché delle parti costituenti l'elemento strutturale.

La fase di cementazione potrà avvenire di massima ogni 4-5 elementi già posati e comunque il prima possibile per evitare possibili franamenti del foro con conseguente perdita di efficacia dell'intervento. Le caratteristiche della miscela da impiegare sono riportate nella tabella materiali riportate nel relativo elaborato grafico.

#### FASE 3: esecuzione scavo

Esecuzione scavo di avanzamento a piena sezione per campi pari a 12 m (preconsolidamento del nucleo  $L \geq 24m$  sovrapposizione  $s \geq 12m$ ), per singoli sfondi di lunghezza massima pari a 1.00m, sagomando il fronte a forma concava ad ogni sfondo parziale ed eseguendo uno strato di spritz-beton armato di 5cm su ognuno di tali fronti.

#### FASE 4: posa in opera delle centine e dello spritz-beton (prima fase)

Appena posate le centine metalliche, esse devono essere collegate alle altre attraverso le apposite catene. Lo spritz beton di prima posa deve essere armato con rete elettrosaldata ( $\emptyset 6$  15x15) o fibrorinforzato.

#### FASE 5: Posa in opera dei bulloni e completamento spritz-beton

Esecuzione dei bulloni radiali ad ancoraggio continuo ad una distanza massima pari a  $\Phi/2$  tra il fronte di scavo e l'ultima raggiera eseguita; i bulloni dovranno essere dotati di testa ad espansione meccanica al fine di permettere la messa in opera durante la fase di cementazione; completamento dello spritz beton sino a raggiungere lo spessore di 30 cm; i bulloni saranno installati con passo trasversale pari a 2.00m e passo longitudinale pari ad 1.00m

#### FASE 6: getto arco rovescio e murette

Il getto dell'arco rovescio e delle murette dovrà avvenire entro  $3\emptyset$  dal fronte nel caso di un loro getto contemporaneo, o rispettivamente entro  $5\emptyset$  e  $3\emptyset$  nel caso di getto differito. Le misure di estrusione del fronte e di convergenza del cavo potranno indicare:

- la necessità di effettuare tale getto entro distanze più restrittive (al limite realizzando il campo di avanzamento in due fasi distinte, alternandole al getto dell'arco rovescio);
- la lunghezza dei campioni di arco rovescio da realizzare;
- la necessità di realizzare il consolidamento del fronte del successivo campo di avanzamento prima del getto di arco rovescio e murette.

#### FASE 7: impermeabilizzazione

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG5101ECVRGGN15E0003A00 <span style="float: right;">Foglio 63 di 87</span>

Posa in opera dell'impermeabilizzazione, eseguita prima del getto del rivestimento definitivo.

#### FASE 8: getto rivestimento definitivo

Tale operazione seguirà il fronte ad una distanza non superiore a  $9 \varnothing$ . Anche in questo caso in funzione dell'andamento delle misure di convergenza si potranno eventualmente stabilire distanze ancora più restrittive (cioè inferiori) entro cui eseguire il getto del rivestimento definitivo.

Qualora le operazioni di scavo vengano interrotte per un periodo prossimo alle 24 ore, è necessario porre in opera al fronte, sagomato a forma concava, uno strato di spritz-beton di spessore pari a 10 cm: Se il fermo delle lavorazioni risulta superiore a 48 h (festività o fermi di qualsiasi natura) il ciclo delle lavorazioni dovrà necessariamente terminare con il consolidamento (incrementato) del fronte appena eseguito, previa sagomatura a forma concava ed esecuzione dello strato di spritz-beton armato,  $sp=10$  cm, e con il rivestimento di prima fase a ridosso del fronte stesso. In relazione al comportamento deformativo del fronte e del cavo, arco rovescio e murette dovranno essere opportunamente avvicinate al fronte.

La sequenza operativa di perforazione, inserimento del tubo o dell'elemento strutturale in VTR e cementazione indicata precedentemente, andrà adattata alle caratteristiche dell'ammasso, prevedendo comunque l'inserimento del tubo o dell'elemento strutturale in VTR e la successiva cementazione massimo ogni 5 perforazioni realizzate, garantendo comunque il completo riempimento del foro e l'inghisaggio del tubo o dell'elemento strutturale. In corso d'opera si potrà comunque valutare la possibilità di variare la metodologia di perforazione indicata (a secco) utilizzando un opportuno fluido di perforazione (miscele cementizie, acqua additivata con agenti schiumogeni, etc) in funzione delle caratteristiche dell'ammasso e previa esecuzione di adeguate prove in sito, atte a garantire:

- caratteristiche di resistenza e funzionali ai fini del consolidamento del terreno non inferiori a quanto fornito seguendo le attuali prescrizioni;
- l'assenza di problemi connessi alla "sensibilità" dei terreni interessati dalle perforazioni (minerali rigonfianti, frazioni argillose attive, etc)
- condizioni di inghisaggio analoghe a quelle ottenute con la perforazione a secco.

### 7.5 Sezione tipo C2

Interventi previsti

La sezione tipo C2 è costituita da:

- 3+3 drenaggi in avanzamento lunghezza 30 m sovrapp. 10 m microfessurati per 20 m da fondo foro e ciechi per 10 m verso boccaforo  $\varnothing$  60 mm e sp. 5 mm (eventuali) ;

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5101ECVRGGN15E0003A00 <span style="float: right;">Foglio 64 di 87</span>

- prerivestimento composto da uno strato di 30 cm di spritz-beton, fibrorinforzato o armato con rete elettrosaldata, e centine metalliche tipo HEB 240, a passo 1 m;
- Coronella di terreno consolidato al contorno mediante 55 tubi in VTR valvolati,  $L \geq 24$  m, sovrapp.  $\geq 12.0$  m ;
- Consolidamenti al piede centina mediante 6+6 tubi in VTR ( $L_{totale} \geq 15m$ ).
- preconsolidamento del fronte realizzato mediante la posa in opera di n° 55 tubi in VTR cementati in foro con miscele cementizie ,  $L \geq 24$  m, sovrapp.  $\geq 12$  m ;
- impermeabilizzazione composta da uno strato protettivo di tessuto non tessuto e da un telo impermeabilizzante di PVC.
- rivestimento definitivo in cls semplice avente spessore minimo di 100 cm in arco rovescio e 90 cm in calotta.

### Campo di applicazione

Per quanto concerne il campo di applicazione si veda la tabella riepilogativa riportata alla fine del paragrafo.

### Fasi esecutive

Si possono considerare le seguenti fasi costruttive:

#### FASE 1: esecuzione eventuali drenaggi in avanzamento

In caso di presenza d'acqua dovranno essere eseguiti drenaggi in avanzamento. Si prevede la realizzazione di n° 3+3 drenaggi costituiti da tubi in PVC  $L = 30$  m, microfessurati per 20 m a partire da fondo foro e "ciechi" per 10 m verso bocca foro, del diametro  $\phi \approx 60$ mm spessore 5mm e protezione in TNT.

Dopo la posa in opera del tubo in PVC, si dovranno adottare opportuni accorgimenti per isolare il tratto microfessurato da quello cieco (sacco otturatore, cementazione), ad evitare dannose percolazioni dell'acqua raccolta in avanzamento all'interno del nucleo consolidato.

#### FASE 2: preconsolidamento al fronte

Dal fronte di scavo, sagomato a forma concava con freccia di circa 1.5 m, si realizza il preconsolidamento del fronte mediante la posa in opera di 55 tubi in VTR, aventi lunghezza minima di 24.00 m e sovrapposizione  $\geq 12.00$  m.

Le fasi costruttive sono le seguenti:

- esecuzione sul fronte dello strato di spritz-beton fibrorinforzato o armato con rete elettrosaldata, avente spessore di 10 cm;

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>IG5101ECVRGGN15E0003A00</p> <p style="text-align: right;">Foglio 65 di 87</p>

- perforazione eseguita a secco  $\varnothing \geq 100$  mm;
- inserimento del tubo in VTR;
- esecuzione della cementazione mediante miscele cementizie a ritiro controllato ogni 4-5 fori;

FASE 3: preconsolidamento al contorno del cavo e al piede centina

Esecuzione del preconsolidamento al contorno e al piede centina con le seguenti modalità:

- perforazione eseguita a secco  $\varnothing \geq 100$  mm;
- inserimento del tubo valvolato;
- formazione della “guaina” al contorno dell’elemento valvolato, ogni 4-5 fori.
- Iniezioni in pressione, valvola per valvola

FASE 4: esecuzione scavo

Esecuzione scavo di avanzamento a piena sezione per una lunghezza massima di 12.00 m (consolidamenti L=24.00 m, sovr. = 12.00 m), per singoli sfondi max. di 1.0 m, sagomando il fronte a forma concava anche ad ogni sfondo parziale ed eseguendo lo spritz-beton fibrorinforzato, sp.5 cm, anche su ognuno di tali fronti.

FASE 5: posa in opera del rivestimento di prima fase

Al termine di ogni singolo sfondo verrà messo in opera il rivestimento di 1<sup>a</sup> fase costituito da centine metalliche HEB 240 passo 1.00 m e da uno strato di spritz-beton, di spessore pari a 30 cm fibrorinforzato. Le centine appena posate dovranno essere collegate alle altre attraverso le apposite catene.

FASE 6: getto di murette e arco rovescio

Il getto delle murette e dell’arco rovescio dovrà avvenire entro  $3\varnothing$  dal fronte di scavo dopo aver eseguito il preconsolidamento al contorno e al fronte del successivo campo di avanzamento. In funzione della risposta deformativa del cavo si potrà valutare:

- la necessità di effettuare tale getto entro distanze più o meno restrittive;
- la lunghezza dei campioni di arco rovescio da eseguire;
- la necessità di realizzare il consolidamento del fronte del successivo campo di avanzamento dopo del getto dell’arco rovescio e delle murette.

FASE 7: impermeabilizzazione

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5101ECVRGGN15E0003A00 <span style="float: right;">Foglio 66 di 87</span>

Posa in opera dell'impermeabilizzazione, eseguita prima del getto del rivestimento definitivo, secondo le caratteristiche della sezione di impermeabilizzazione e drenaggio prevista. Si prevede la messa in opera di uno strato protettivo di tessuto non tessuto e di un telo impermeabilizzante di PVC, come da Capitolato.

#### FASE 8: getto del rivestimento definitivo

Il getto del rivestimento definitivo di calotta dovrà avvenire entro  $9\emptyset$  dal fronte di scavo.

La distanza di getto dovrà essere regolata in funzione della risposta deformativa del cavo e sarà comunque inferiore a  $9\emptyset$  dal fronte.

Qualora le operazioni di scavo vengano interrotte per un periodo prossimo alle 24 ore, è necessario porre in opera al fronte, sagomato a forma concava, uno strato di spritz-beton armato di spessore pari a 10 cm, con lo scopo di evitare che il materiale al contatto con l'atmosfera subisca deterioramenti. Se il fermo delle lavorazioni risulta superiore a 48 h (festività o fermi di qualsiasi natura) il ciclo delle lavorazioni dovrà necessariamente terminare con il consolidamento del fronte appena eseguito (eventualmente incrementato), previa sagomatura a forma concava ed esecuzione dello strato di spritz-beton armato,  $sp=10$  cm, e con il rivestimento di prima fase, l'arco rovescio e le murette portati a ridosso del fronte stesso. In relazione al comportamento deformativo del fronte e del cavo, l'arco rovescio e le murette dovranno essere opportunamente avvicinate al fronte.

La sequenza operativa di perforazione, inserimento del tubo o dell'elemento strutturale in VTR e cementazione indicata precedentemente, andrà adattata alle caratteristiche dell'ammasso, prevedendo comunque l'inserimento del tubo o dell'elemento strutturale in VTR e la successiva cementazione massimo ogni 5 perforazioni realizzate, garantendo comunque il completo riempimento del foro e l'inghisaggio del tubo o dell'elemento strutturale. In corso d'opera si potrà comunque valutare la possibilità di variare la metodologia di perforazione indicata (a secco) utilizzando un opportuno fluido di perforazione (miscele cementizie, acqua additivata con agenti schiumogeni, etc) in funzione delle caratteristiche dell'ammasso e previa esecuzione di adeguate prove in sito, atte a garantire:

- caratteristiche di resistenza e funzionali ai fini del consolidamento del terreno non inferiori a quanto fornito seguendo le attuali prescrizioni;
- l'assenza di problemi connessi alla "sensibilità" dei terreni interessati dalle perforazioni (minerali rigonfianti, frazioni argillose attive, etc)
- condizioni di inghisaggio analoghe a quelle ottenute con la perforazione a secco.

## 7.6 Sezione tipo C4

La sezione tipo C4, in fase costruttiva è costituita da:



GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5101ECVRGGN15E0003A00 <span style="float: right;">Foglio 67 di 87</span>

- 3+3 drenaggi in avanzamento lunghezza 30 m sovrapp. 10 m microfessurati per 20 m da fondo foro e ciechi per 10 m verso boccaforo Ø 60 mm e sp. 5 mm ( eventuali ) ;
- preconsolidamento del fronte realizzato mediante la posa in opera di n° 70 tubi in VTR L ≥ 24.00 m, sovrapp. ≥ 12 m, cementati con miscele cementizie a ritiro controllato;
- preconsolidamento al contorno della futura sezione di scavo mediante n° 69 tubi in VTR, L ≥ 24.00 m, sovrapp. ≥ 12 m cementati con miscele cementizie a ritiro controllato;
- eventuale preconsolidamento al piede delle centine mediante 6+6 tubi in VTR, L ≥ 24.00 m, sovrapp. ≥ 12 m, da eseguirsi qualora non venga utilizzato il puntone in arco rovescio;
- prerivestimento composto da centine HEB240 passo p = 1.00 m e da uno strato di 30 cm di spritz-beton armato con rete elettrosaldata o fibrorinforzato;
- impermeabilizzazione tipo "0" costituita da tessuto non tessuto e manto in pvc;
- rivestimento definitivo in cls semplice avente spessore minimo di 100 cm in arco rovescio e 90 cm in calotta.

### Campo di applicazione

Per quanto concerne il campo di applicazione si veda la tabella riepilogativa riportata alla fine del paragrafo.

### Interventi previsti

Si possono considerare le seguenti fasi costruttive:

#### FASE 1: esecuzione eventuali drenaggi in avanzamento

In caso di presenza d'acqua dovranno essere eseguiti drenaggi in avanzamento. Si prevede la realizzazione di n° 3+3 drenaggi costituiti da tubi in PVC L = 30 m, microfessurati per 20 m a partire da fondo foro e "ciechi" per 10 m verso bocca foro, del diametro  $\phi \approx 60$ mm spessore 5mm e protezione in TNT.

#### FASE 2: esecuzione del preconsolidamento del fronte

Dal fronte di scavo, sagomato a forma concava con freccia di circa 1.5 m, si realizza il preconsolidamento del fronte mediante la posa di n° 70 tubi in VTR cementati con miscele a ritiro controllato, aventi lunghezza minima di 24.00 m e sovrapposizione ≥ 12 m. Le fasi costruttive sono le seguenti:

- esecuzione sul fronte dello strato di spritz-beton fibrorinforzato o armato con rete elettrosaldata, avente spessore di 10 cm;
- perforazione eseguita a secco  $\phi \geq 100$  mm;

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG5101ECVRRGGN15E0003A00 <span style="float: right;">Foglio 68 di 87</span>

- posa dell'elemento strutturale in VTR, munito dell'opportuna attrezzatura per la cementazione ed esecuzione di cianfrinatura a boccaforo;
- esecuzione della cementazione mediante miscele cementizie a ritiro controllato ogni 4÷5 fori;

Le sequenze operative andranno adattate alle caratteristiche dell'ammasso ma dovranno comunque essere tali da garantire l'inghisaggio dell'elemento strutturale al terreno mediante il completo riempimento dell'intercapedine tra elemento e pareti del foro.

La fase di cementazione potrà avvenire di massima ogni 4-5 elementi già posati e comunque il prima possibile per evitare possibili franamenti del foro con conseguente perdita di efficacia dell'intervento. Il riempimento del foro avverrà dal fondo verso il paramento del fronte.

Le caratteristiche della miscela da impiegare sono riportate nella tabella materiali del relativo elaborato grafico.

#### FASE 3: consolidamento al contorno della sezione e del piede centina (eventuale)

Dal fronte di scavo, si realizza un arco di terreno consolidato mediante la posa in opera di n° 69 tubi in VTR cementati, aventi lunghezza minima di 24.00 m e sovrapposizione  $\geq 12$  m al contorno della futura sezione di scavo ed eventualmente in prossimità del piede della centina (il consolidamento al piede non verrà eseguito in presenza di sezione con puntone), attraverso perforazioni inclinate rispetto all'orizzontale secondo quanto indicato negli elaborati di progetto.

#### FASE 4: esecuzione scavo

Esecuzione scavo di avanzamento a piena sezione per una lunghezza massima di 12 m (consolidamenti  $L = 24.00$ m, sovrapposizione  $\geq 12$  m), per singoli sfondi max. di 1.00 m, sagomando il fronte a forma concava anche ad ogni sfondo parziale ed eseguendo uno strato di spritz-beton armato, sp.5 cm, su ognuno di tali fronti.

#### FASE 5: posa in opera del rivestimento di prima fase

Al termine di ogni singolo sfondo verrà messo in opera il rivestimento di 1a fase costituito da centine metalliche HEB240 passo 1.00 m (più eventuale puntone) e da uno strato di spritz-beton, di spessore pari a 30 cm, armato o fibrorinforzato. Le centine appena posate dovranno essere collegate alle altre attraverso le apposite catene.

#### FASE 6: getto arco rovescio e murette

Il getto dell'arco rovescio e delle murette dovrà avvenire entro  $3\emptyset$  dal fronte. Le misure di estrusione del fronte e di convergenza del cavo potranno indicare:

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG5101ECVRGGN15E0003A00 <span style="float: right;">Foglio 69 di 87</span>

- la necessità di effettuare tale getto entro distanze più restrittive (al limite realizzando il campo di avanzamento in due fasi distinte, alternandole al getto dell'arco rovescio);
- la lunghezza dei campioni di arco rovescio da realizzare;
- la possibilità di realizzare il consolidamento del fronte del successivo campo di avanzamento prima del getto di arco rovescio e murette.

#### FASE 7: impermeabilizzazione

Posa in opera dell'impermeabilizzazione, eseguita prima del getto del rivestimento definitivo.

#### FASE 8: getto rivestimento definitivo

Tale operazione seguirà il fronte ad una distanza non superiore a  $9 \phi$ . Anche in questo caso in funzione dell'andamento delle misure di convergenza si potranno eventualmente stabilire distanze ancora più restrittive (cioè inferiori) entro cui eseguire il getto del rivestimento definitivo.

Qualora le operazioni di scavo vengano interrotte per un periodo prossimo alle 24 ore, è necessario porre in opera al fronte, sagomato a forma concava, uno strato di spritz-beton armato di spessore pari a 10 cm, con lo scopo di evitare che il materiale al contatto con l'atmosfera subisca deterioramenti. Se il fermo delle lavorazioni risulta superiore a 48 h (festività o fermi di qualsiasi natura) il ciclo delle lavorazioni dovrà necessariamente terminare con il consolidamento del fronte appena eseguito (eventualmente incrementato), previa sagomatura a forma concava ed esecuzione dello strato di spritz-beton armato,  $sp=10$  cm, e con il rivestimento di prima fase, l'arco rovescio e le murette portati a ridosso del fronte stesso. In relazione al comportamento deformativo del fronte e del cavo, l'arco rovescio e le murette dovranno essere opportunamente avvicinate al fronte.

La sequenza operativa di perforazione, inserimento del tubo o dell'elemento strutturale in VTR e cementazione indicata precedentemente, andrà adattata alle caratteristiche dell'ammasso, prevedendo comunque l'inserimento del tubo o dell'elemento strutturale in VTR e la successiva cementazione massimo ogni 5 perforazioni realizzate, garantendo comunque il completo riempimento del foro e l'inghisaggio del tubo o dell'elemento strutturale. In corso d'opera si potrà comunque valutare la possibilità di variare la metodologia di perforazione indicata (a secco) utilizzando un opportuno fluido di perforazione (miscele cementizie, acqua additivata con agenti schiumogeni, etc) in funzione delle caratteristiche dell'ammasso e previa esecuzione di adeguate prove in sito, atte a garantire:

- caratteristiche di resistenza e funzionali ai fini del consolidamento del terreno non inferiori a quanto fornito seguendo le attuali prescrizioni;
- l'assenza di problemi connessi alla "sensibilità" dei terreni interessati dalle perforazioni (minerali rigonfianti, frazioni argillose attive, etc)
- condizioni di inghisaggio analoghe a quelle ottenute con la perforazione a secco.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5101ECVRGGN15E0003A00 <span style="float: right;">Foglio 70 di 87</span>

## 7.7 Sezione tipo B1 - allargata

La sezione tipo B1- allargata, prevista per le piazzole di manovra in fase costruttiva è costituita da:

- 3+3 drenaggi in avanzamento lunghezza 30 m sovrapp. 10 m microfessurati per 20 m da fondo foro e ciechi per 10 m verso boccaforo Ø 60 mm e sp. 5 mm ( eventuali ) ;
- prerivestimento composto da centine 2IPN220 con passo  $p = 1.00$  m e da uno strato di 30 cm di spritz-beton armato con rete elettrosaldata o fibrorinforzato;
- n° 10-11 bulloni radiali ad ancoraggio continuo,  $L = 6.50$  m, passo longitudinale 1.00 m, passo trasversale 2.00 m. Tali bulloni, dotati di testa ad espansione meccanica, saranno in acciaio Ø 24 mm in acciaio B450C ad ancoraggio continuo cementati mediante iniezioni cementizie o resina epossidica;
- impermeabilizzazione tipo "0" costituita da tessuto non tessuto e manto in pvc;
- rivestimento definitivo in cls semplice dello spessore minimo di 100 cm in arco rovescio e di 80 cm in calotta.

### Campo di applicazione

Per quanto concerne il campo di applicazione si veda la tabella riepilogativa riportata alla fine del paragrafo.

### Fasi esecutive

Si possono considerare le seguenti fasi costruttive:

#### FASE 1: esecuzione eventuali drenaggi in avanzamento

In caso di presenza d'acqua dovranno essere eseguiti drenaggi in avanzamento. Si prevede la realizzazione di n° 3+3 drenaggi costituiti da tubi in PVC  $L = 30$  m, microfessurati per 20 m a partire da fondo foro e "ciechi" per 10 m verso bocca foro, del diametro  $\phi \approx 60$ mm spessore 5mm e protezione in TNT.

#### FASE 2: scavo

Esecuzione scavo di avanzamento con sfondi di lunghezza massima pari a 1.50 m compreso il disaggio, eseguendo lo scavo a piena sezione e sagomando il fronte a forma concava ad ogni sfondo parziale. Al termine dello sfondo e prima di porre in opera gli interventi di prima fase va eseguito un accurato disaggio di tutti i blocchi instabili.

#### FASE 3: posa in opera delle centine e dello spritz-beton (prima fase)

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG5101ECVRGGN15E0003A00	Foglio 71 di 87

Appena posate le centine metalliche, esse devono essere collegate alle altre attraverso le apposite catene. Lo spritz beton di prima posa deve essere armato con rete elettrosaldata ( $\emptyset 6 \times 15$ ) o fibrorinforzato.

#### FASE 4: Posa in opera dei bulloni e completamento spritz-beton

Esecuzione dei bulloni radiali ad ancoraggio continuo ad una distanza massima pari a  $\Phi/2$  tra il fronte di scavo e l'ultima raggiera eseguita; i bulloni dovranno essere dotati di testa ad espansione meccanica al fine di permettere la messa in opera durante la fase di cementazione; completamento dello spritz beton sino a raggiungere lo spessore di 30 cm; i bulloni saranno installati con passo trasversale pari a 2.00m e passo longitudinale pari ad 1.00m

#### FASE 5: getto di murette e arco rovescio

Il getto delle murette dovrà essere effettuato entro una distanza di  $9\emptyset$  dal fronte di scavo. Il getto dell'arco rovescio dovrà avvenire entro  $12\emptyset$  dal fronte di scavo o entro  $9\emptyset$  nel caso di getto contemporaneo alle murette;

#### FASE 6: impermeabilizzazione

La posa in opera dell'impermeabilizzazione sarà eseguita prima del getto del rivestimento definitivo.

#### FASE 7: getto del rivestimento definitivo

Il getto del rivestimento definitivo sarà eseguito ad una distanza dal fronte che dipenderà dal comportamento deformativo del cavo, tale distanza sarà comunque inferiore ai  $15\emptyset$ .

Qualora le operazioni di scavo vengano interrotte per un tempo di circa 24 ore, è necessario porre in opera uno strato di spritz-beton di 10 cm al fronte, opportunamente sagomato a forma concava. Se il fermo delle lavorazioni risulta superiore a 48 h (festività o altro) il ciclo delle lavorazioni dovrà necessariamente terminare con la posa delle centine e dello spritz-beton a ridosso del fronte stesso, la sagomatura a forma concava del fronte e la realizzazione di uno strato spritz-beton armato sp. 10 cm. In relazione al comportamento deformativo del fronte e del cavo l'arco rovescio e le murette (eventualmente la calotta) dovranno essere opportunamente avvicinate al fronte.

In corso d'opera si potrà comunque valutare la possibilità di variare la metodologia di perforazione indicata (a secco) utilizzando un opportuno fluido di perforazione (miscele cementizie, acqua additivata con agenti schiumogeni, etc) in funzione delle caratteristiche dell'ammasso e previa esecuzione di adeguate prove in sito, atte a garantire:

- caratteristiche di resistenza e funzionali ai fini del consolidamento del terreno non inferiori a quanto fornito seguendo le attuali prescrizioni;
- l'assenza di problemi connessi alla "sensibilità" dei terreni interessati dalle perforazioni (minerali rigonfianti, frazioni argillose attive, etc)
- condizioni di inghisaggio analoghe a quelle ottenute con la perforazione a secco.



GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG5101ECVRGGN15E0003A00 <span style="float: right;">Foglio 72 di 87</span>

## 8. FINESTRA POLCEVERA

### 8.1 Analisi del Rischio

I profili geologico – geomeccanici longitudinali di previsione individuano una serie di rischi intraformazionali dell'ammasso per lo scavo delle gallerie, con conseguenze sulla scelta, dapprima della metodologia di scavo, meccanizzato o in tradizionale, quindi sulla tipologia degli interventi e dei sostegni da porre in opera in fase di scavo ed in definitiva sul dimensionamento del rivestimento definitivo.

Considerando le litologie presenti, le condizioni geostrukturali, le condizioni idrauliche, il possibile comportamento dell'ammasso allo scavo e le condizioni al contorno, sono state prese in esame le seguenti tipologie di problematiche, così come sono indicate nell'analisi del rischio riportata nei profili geologico – geomeccanici di previsione:

#### rischi collegati alle caratteristiche dell'ammasso

1. instabilità del fronte e/o del cavo per la presenza di zone tettonizzate
2. instabilità del fronte e/o del cavo in presenza di basse coperture
3. Presenza di trovanti
4. Fenomeni di "swelling"/"squeezing"
5. Anisotropia dell'ammasso
6. Deformazioni d'ammasso
7. Fenomeni di subsidenza e interferenza con altre strutture

#### rischi collegati alla presenza d'acqua

1. Carico Idraulico
2. Venute d'acqua concentrate
3. Fenomeni carsici
4. Presenza di acque aggressive
5. Fenomeni di dissoluzione

Nel seguito saranno presentati i principali tipi di rischi valutati per l'opera in esame.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>IG5101ECVRGGN15E0003A00</p> <p style="text-align: right;">Foglio 73 di 87</p>

## 8.2 Analisi dei rischi lungo il tracciato della Finestra Polcevera

La galleria naturale in oggetto si sviluppa interamente nella Formazione delle Argilliti a Palombini, caratterizzabile, da un punto di vista geologico, come scisti di colore grigio scuro-nero, con possibili intercalazioni di calcari detritici ad interstrati argillitici.

La presenza di zone di faglia e di materiale tettonizzato, unite alle basse coperture presenti nella prima metà del tracciato sono l'origine dei principali rischi collegati allo scavo individuati.

In particolare:

Instabilità del fronte e/o del cavo: fenomeni di instabilità del fronte e/o del cavo della galleria dipendono sostanzialmente dalla presenza di tratte del tracciato caratterizzate da parametri geomeccanici scadenti, come nelle zone di faglia, nei contesti tettonizzati e alle basse coperture. Tali condizioni si verificano nella prima metà del tracciato, dove le analisi compiute hanno evidenziato un comportamento di tipo "C" ovvero instabile e sono quindi stati previsti specifici interventi di consolidamento.

Carico idraulico: In base a quanto riportato nell'inquadramento idrogeologico ed evidenziato nel profilo geomeccanico, in talune situazioni con coperture inferiori ai 50m si potrebbero verificare dei carichi idraulici sui rivestimenti definitivi.

Venute d'acqua concentrate: Per quanto riguarda l'assetto idrogeologico, si prevede la possibilità di venute d'acqua concentrate nelle zone di faglia e in corrispondenza di ammassi tettonizzati che se non adeguatamente gestite possono portare anche a fenomeni di instabilità diffusa del cavo.

Fenomeni di squeezing: i fenomeni di squeezing potrebbero presentarsi, data la formazione attraversata, lungo tutto il tracciato, sebbene i rischi più elevati si ritiene possano venire in corrispondenza della faglia situata circa alla progressiva PK. Km 0+400.

Fenomeni di subsidenza e interferenza con altre strutture: in corrispondenza della progressiva Km 0+102 il tracciato della Finestra Polcevera sottopassa una galleria esistente della linea ferroviaria. In corrispondenza di tale progressiva sono state predisposte apposite stazioni di monitoraggio ed è stato sviluppato uno specifico elaborato a cui si rimanda. Si prevede in corrispondenza del sottopassaggio l'avanzamento con la sezione C2 operando gli interventi della variabilità massima al fine di limitare il più possibile gli effetti sulla struttura esistente. Si segnala inoltre il sottopassaggio (con copertura pari a circa 7m) in corrispondenza della PK 0+311.5 di un torrente; in questo caso si ritiene che le sezioni previste possano essere adatte all'avanzamento, valutando gli interventi da eseguire anche in funzione della stagionalità.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5101ECVRGGN15E0003A00	Foglio 74 di 87

### 8.3 Soglie di attenzione e allarme

FINESTRA POLCEVERA - SOGLIE DI ATTENZIONE E ALLARME					
CARATT. GALLERIA		SOGLIA ATTENZIONE	SOGLIA ALLARME	SOGLIA ATTENZIONE	SOGLIA ALLARME
FORMAZIONE	SEZ.TIPO	CONV. DIAMETRALE (cm)	CONV. DIAMETRALE (cm)	ESTRUSIONE (cm)	ESTRUSIONE (cm)
Ap – GR1	B0L	4-6	6-8	-	-
Ap – GR2a	B1 - B2/1	6-8	8-10	<5	<8
Ap – GR2b	B4/1	8-9	9-10	<7	<10
Ap – GR3a	C4	10-12	<15	<10	<15
Ap – GR3b	C2	10-12	<15	<10	<15

Come indicato nel profilo geomeccanico, è necessario prevedere estra-scavi durante l'avanzamento al fine di ridurre eventuali sottospessori dovuti alle convergenze attese. Si precisa inoltre che i valori contenuti nella tabella sopra riportata sono riferiti al caso generale, mentre non sono utilizzabili in situazioni dove vi è la necessità di operare limitando le deformazioni (quali sottoaversamenti di edifici/opere preesistenti).







GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
IG5101ECVRRGGN15E0003A00		Foglio 77 di 87

### 8.3.3 Sezione tipo B2/1

#### Campo di applicazione

La sezione di tipo B2/1 si applica nella formazione delle Argilliti a Palombini, indipendentemente dalle coperture, qualora l'ammasso risulti caratterizzato da valori di resistenza e deformabilità attribuibili alle fasce meno alterate del gruppo geomeccanico 2 della formazione (ammasso caratterizzato da parametri prossimi al limite superiore del range stabilito). Sulla base dei dati a disposizione si è prevista tale sezione come preminente nel caso si verificano le condizioni sopra riportate.

#### Variabilità

FORMAZIONE		ARGILLITI A PALOMBINI (GR2A)														
SEZIONE TIPO		B2/1														
COPERTURA	H < 300 M	GRUPPO 1			GRUPPO 2A			GRUPPO 2B			GRUPPO 3A			GRUPPO 3B		
	-	NP			100%			NP			NP			NP		
	-	-			-			-			-			-		
PARAMETRI CARATTERISTICI	$\sigma_{ci}$ (MPa)	32,306 - 37,978			10,87 - 12,731			9,012 - 10,87			5,900 - 6,680			5,120 - 5,900		
	GSI	44 - 54			39 - 44			34 - 39			31 - 34			28 - 31		
	$m_1$	16,764 - 19,041			19,541 - 23,469			15,613 - 19,541			1,989 - 2,282			1,695 - 1,989		
	$m_b$	2,269 - 3,683			2,327 - 3,176			1,478 - 2,327			0,173 - 0,216			0,130 - 0,173		
	a	0,504 - 0,509			0,509 - 0,513			0,513 - 0,517			0,517 - 0,522			0,522 - 0,526		
	E' (GPa)	11 - 14			3,5 - 4,0			3,1 - 3,5			1,0 - 1,4			0,8 - 1,0		
s	0,002 - 0,006			0,001 - 0,002			0,0007 - 0,001			0,0005 - 0,0007			0,0003 - 0,0005			
		MIN.	MEDI	MAX.	MIN.	MEDI	MAX.	MIN.	MEDI	MAX.	MIN.	MEDI	MAX.	MIN.	MEDI	MAX.
B2/1	CENTINE (HEB)				200	200	200									
	PASSO CENTINE (M)				1,2	1,0	0,8									
	SPESSORE SB (CM)				25	30	35									
	CONSOLIDAMENTO FRONTE (N°)				40	60	80									
	CONSOLIDAMENTO FRONTE L (M)				24	24	24									
	CONSOLIDAMENTO FRONTE SOVR. (M)				6	9	12									
	DISTANZA MAX GETTO MURETTE				40	30	20									
	DISTANZA MAX GETTO A.R.				60	50	30									
DISTANZA MAX GETTO CALOTTA				110	90	70										

### 8.3.4

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
IG5101ECVRGGN15E0003A00		Foglio 78 di 87

### 8.3.4 Sezione tipo B4/1

#### Campo di applicazione

La sezione di tipo B4/1 si applica nella formazione delle Argilliti a Palombini, indipendentemente dalle coperture, qualora l'ammasso risulti caratterizzato da valori di resistenza e deformabilità attribuibili alle fasce maggiormente alterate del gruppo geomeccanico 2 della formazione, ovvero con parametri prossimi al limite inferiore del range.

#### Variabilità

FORMAZIONE		ARGILLITI A PALOMBINI (GR2B)													
SEZIONE TIPO		B4/1													
		GRUPPO 1			GRUPPO 2A			GRUPPO 2B			GRUPPO 3A			GRUPPI	
COPERTURA	H < 300 M	NP			NP			100%			NP			N	
	-	-			-			-			-			-	
	-	-			-			-			-			-	
PARAMETRI CARATTERISTICI	$\sigma_{ci}$ (MPa)	32,306 - 37,978			10,87 - 12,731			9,012 - 10,87			5,900 - 6,680			5,120	
	GSI	44 - 54			39 - 44			34 - 39			31 - 34			28	
	$m_i$	16,764 - 19,041			19,541 - 23,469			15,613 - 19,541			1,989 - 2,282			1,695	
	$m_b$	2,269 - 3,683			2,327 - 3,176			1,478 - 2,327			0,173 - 0,216			0,130	
	a	0,504 - 0,509			0,509 - 0,513			0,513 - 0,517			0,517 - 0,522			0,522	
	E' (GPa)	11 - 14			3,5 - 4,0			3,1 - 3,5			1,0 - 1,4			0,8	
s	0,002 - 0,006			0,001 - 0,002			0,0007 - 0,001			0,0005 - 0,0007			0,0003		
		MIN.	MEDI	MAX.	MIN.	MEDI	MAX.	MIN.	MEDI	MAX.	MIN.	MEDI	MAX.	MIN.	MI
B4/1	CENTINE (ZIFN)							24,0	24,0	24,0					
	PASSO CENTINE (M)							1,2	1,0	0,8					
	SPESSORE SB (CM)							25	30	35					
	CONSOLIDAMENTO FRONTE (N°)							40	60	80					
	CONSOLIDAMENTO FRONTE L (M)							24	24	24					
	CONSOLIDAMENTO FRONTE SOVR. (M)							6	9	12					
	BULLONATURE DIAMETRO (MM)							28	28	28					
	LUNGHEZZA BULLONI (M)							5,5	6	6,5					
	MAGLIA (M X M)							1,0 x 2,5	1,0 x 2,0	1,0 x 1,5					
	DISTANZA INSTALLAZIONE BULLONATURE							0,50	0,50	0,50					
	DISTANZA MAX GETTO MURETTE							40	30	20					
	DISTANZA MAX GETTO A.R.							60	50	30					
DISTANZA MAX GETTO CALOTTA							110	90	70						

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
IG5101ECVRGGN15E0003A00		Foglio 79 di 87

### 8.3.5 Sezione tipo C4

#### Campo di applicazione

La sezione di tipo C4 si applica nella formazione delle Argilliti a Palombini, indipendentemente dalle coperture, qualora l'ammasso risulti caratterizzato da valori di resistenza e deformabilità attribuibili alle fasce meno alterate del gruppo geomeccanico 3 della formazione (parametri prossimi al limite superiore del range stabilito).

#### Variabilità

FORMAZIONE		ARGILLITI A PALOMBINI (GR3A)														
SEZIONE TIPO		C4														
COPERTURA	H < 300 M	GRUPPO 1			GRUPPO 2A			GRUPPO 2B			GRUPPO 3A			GRUPPO 3B		
	-	NP			NP			NP			100%			NP		
	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
PARAMETRI CARATTERISTICI	$\sigma_{ci}$ (MPa)	32,306 - 37,978			10,87 - 12,751			9,012 - 10,87			5,900 - 6,680			5,120 - 5,900		
	GSI	44 - 54			39 - 44			34 - 39			31 - 34			28 - 31		
	$m_1$	16,764 - 19,041			19,541 - 23,469			15,613 - 19,541			1,989 - 2,282			1,695 - 1,989		
	$m_b$	2,269 - 3,683			2,327 - 3,176			1,478 - 2,327			0,173 - 0,216			0,130 - 0,173		
	a	0,504 - 0,509			0,509 - 0,513			0,513 - 0,517			0,517 - 0,522			0,522 - 0,526		
	E' (GPa)	11 - 14			3,5 - 4,0			3,1 - 3,5			1,0 - 1,4			0,8 - 1,0		
s	0,002 - 0,006			0,001 - 0,002			0,0007 - 0,001			0,0005 - 0,0007			0,0003 - 0,0005			
		MIN.	MEDI	MAX.	MIN.	MEDI	MAX.	MIN.	MEDI	MAX.	MIN.	MEDI	MAX.	MIN.	MEDI	MAX.
C4	CENTINE (HEB)										24,0	24,0	24,0			
	PASSO CENTINE (M)										1,2	1	0,8			
	PUNTO										EVENTUALE	EVENTUALE	EVENTUALE			
	SPESORE SB (CM)										25	30	35			
	CONSOLIDAMENTO FRONTE (N°)										55	70	90			
	CONSOLIDAMENTO FRONTE L (M)										24	24	24			
	CONSOLIDAMENTO FRONTE SOVR. (M)										6	9	12			
	CONSOLIDAMENTO CONTORNO (N°)										55	69	85			
	CONSOLIDAMENTO CONTORNO L (M)										24	24	24			
	CONSOLIDAMENTO CONTORNO SOVR. (M)										6	9	12			
	DISTANZA MAX GETTO MURETTE										30	30	1,50			
	DISTANZA MAX GETTO A.R.										30	30	1,50			
DISTANZA MAX GETTO CALOTTA										90	90	50				

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
IG5101ECVRGGN15E0003A00		Foglio 80 di 87

### 8.3.6 Sezione tipo C2

#### Campo di applicazione

La sezione di tipo C2 si applica nella formazione delle Argilliti a Palombini, indipendentemente dalle coperture, qualora l'ammasso risulti caratterizzato da valori di resistenza e deformabilità attribuibili alle zone tettonizzate appartenenti al gruppo geomeccanico 3 della formazione (parametri prossimi al limite inferiore del range stabilito).

#### Variabilità

FORMAZIONE		ARGILLITI A PALOMBINI (GR3b)														
SEZIONE TIPO		C2														
		GRUPPO 1			GRUPPO 2A			GRUPPO 2b			GRUPPO 3A			GRUPPO 3b		
COPERTURA	H < 500 M	NP			NP			NP			NP			100%		
	-	-			-			-			-			-		
	-	-			-			-			-			-		
PARAMETRI CARATTERISTICI	$\sigma_{cr}$ (MPa)	32,306 - 37,978			10,87 - 12,731			9,012 - 10,87			5,900 - 6,680			5,120 - 5,900		
	GSI	44 - 54			39 - 44			34 - 39			31 - 34			28 - 31		
	$m_l$	16,764 - 19,041			19,541 - 23,469			15,613 - 19,541			1,989 - 2,282			1,695 - 1,989		
	$m_b$	2,269 - 3,683			2,327 - 3,176			1,478 - 2,327			0,173 - 0,216			0,130 - 0,173		
	$\mu$	0,504 - 0,509			0,509 - 0,513			0,513 - 0,517			0,517 - 0,522			0,522 - 0,526		
	E' (GPa)	11 - 14			3,5 - 4,0			3,1 - 3,5			1,0 - 1,4			0,8 - 1,0		
s	0,002 - 0,006			0,001 - 0,002			0,0007 - 0,001			0,0005 - 0,0007			0,0003 - 0,0005			
		MIN.	MEDI	MAX.	MIN.	MEDI	MAX.	MIN.	MEDI	MAX.	MIN.	MEDI	MAX.	MIN.	MEDI	MAX.
C2	CENTINE (HEB)													24,0	24,0	24,0
	PASSO CENTINE (M)													1,2	1	0,8
	SPESORE SB (CM)													25	30	35
	CONSOLIDAMENTO FRONTE (N°)													40	55	80
	CONSOLIDAMENTO FRONTE L. (M)													24	24	24
	CONSOLIDAMENTO FRONTE SOVR. (M)													6	9	12
	CONSOLIDAMENTO CONTORNO (N°)													40	55	70
	CONSOLIDAMENTO CONTORNO L. (M)													24	24	24
	CONSOLIDAMENTO CONTORNO SOVR. (M)													6	9	12
	DISTANZA MAX GETTO MURETTE													30	30	1,50
	DISTANZA MAX GETTO A.R.													30	30	1,50
DISTANZA MAX GETTO CALOTTA													90	90	50	

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
IG5101ECVRGGN15E0003A00		Foglio 81 di 87

### 8.3.7 Sezione tipo B1- allargata

#### Campo di applicazione

La sezione di tipo B1- allargata è stata sviluppata per le piazzole di manovra previste circa ogni 400m, da posizionarsi in funzione delle esigenze di cantiere e nel rispetto del più idoneo contesto geomeccanico. Essa è stata valutata con coperture massime pari a 180m nella formazione delle Argilliti a Palombini.

#### Variabilità

FORMAZIONE		ARGILLITI A PALOMBINI (GRZA)													
SEZIONE TIPO		BI - ALLARGATA													
		GRUPPO 1			GRUPPO 2A			GRUPPO 2B			GRUPPO 3A			GRUPPI	
COPERTURA		NP			100%			NP			NP			N	
H < 300 M															
PARAMETRI CARATTERISTICI	$\sigma_{cr}$ (MPa)	32,306 - 37,978			10,87 - 12,731			9,012 - 10,87			5,900 - 6,680			5,120	
	GSI	44 - 54			39 - 44			34 - 39			31 - 34			28	
	$m_1$	16,764 - 19,041			19,541 - 23,469			15,613 - 19,541			1,989 - 2,282			1,695	
	$m_b$	2,269 - 3,683			2,327 - 3,176			1,478 - 2,327			0,173 - 0,216			0,130	
	a	0,504 - 0,509			0,509 - 0,513			0,513 - 0,517			0,517 - 0,522			0,522	
	E' (GPa)	11 - 14			3,5 - 4,0			3,1 - 3,5			1,0 - 1,4			0,8	
s	0,002 - 0,006			0,001 - 0,002			0,0007 - 0,001			0,0005 - 0,0007			0,0003		
		MIN.	MEDI	MAX.	MIN.	MEDI	MAX.	MIN.	MEDI	MAX.	MIN.	MEDI	MAX.	MIN.	MI
BI - ALLARGATA	CENTINE (2IPN)				-	220	-								
	PASSO CENTINE (M)				-	1.0	-								
	SPESSORE SB (CM)				-	30	-								
	BULLONATURE DIAMETRO (MM)				-	24	-								
	LUNGHEZZA BULLONI (M)				-	8	-								
	MAGLIA (M X M)				-	1.0 x 2.0	-								
	DISTANZA INSTALLAZIONE BULLONATURE				-	0.5Ø	-								
	DISTANZA MAX GETTO MURETTE				-	9Ø	-								
	DISTANZA MAX GETTO A.R.				-	12Ø	-								
DISTANZA MAX GETTO CALOTTA				-	15Ø	-									

### 8.4 Applicazione di una diversa sezione tipo

Nei paragrafi precedenti si è detto che se i parametri di riferimento saranno tali da essere diversi da quelli ipotizzati, si potrà procedere ad una variazione degli interventi o al passaggio ad una diversa sezione tipo tra quelle previste per quella tratta.

Nel caso però che, a seguito dei rilievi condotti nel corso degli avanzamenti, si evidenzino nella tratta in scavo, una situazione geologica-geomeccanica attraverso la quale si riscontrano chiaramente caratteristiche geomeccaniche al di fuori di quelle previste nel contesto progetto, il progettista valuterà se adottare una diversa sezione tipo tra quelle previste in progetto esecutivo nell'ambito della stessa galleria.

In generale, comunque, il passaggio da una sezione tipo ad un'altra potrà avvenire in modo graduale: il progettista potrà adottare dei criteri flessibili di variazione della specifica sezione, ottimizzando gli elementi previsti, in modo che, da una parte, sia garantita la continuità e la



GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5101ECVRGGN15E0003A00	Foglio 82 di 87

sicurezza delle lavorazioni in cantiere e, dall' altra sia lasciato inalterato il livello prestazionale dell' opera.

In questa ottica nell' ambito del progetto esecutivo si adotteranno quei criteri di flessibilità esecutiva che consentano la massima velocità di avanzamento e tali da ridurre al minimo lo sviluppo reologico temporale del processo di detensionamento e rilassamento dell' ammasso al contorno e sul fronte .

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5101ECVRRGGN15E0003A00	Foglio 83 di 87

## 9. TECNOLOGIE ALTERNATIVE E PRESCRIZIONI

### 9.1 Tecnologie alternative di perforazione

In corso d'opera si potrà valutare la possibilità di variare la metodologia di perforazione (a secco) utilizzando un opportuno fluido di perforazione (miscela cementizia, acqua additivata con agente schiumogeno, ...) in funzione delle caratteristiche dell'ammasso e previa esecuzione di adeguate prove in sito, atte a garantire:

- ai fini del consolidamento del terreno, caratteristiche funzionali e di resistenza non inferiori a quanto fornito seguendo le attuali prescrizioni;
- l'assenza di problemi connessi alla "sensibilità" dei terreni interessati dalle perforazioni;
- condizioni di inghisaggio analoghe a quelle ottenute con la perforazione a secco.

La lunghezza dei consolidamenti al fronte e al contorno potrà essere diversa da quanto riportato nei relativi elaborati: andrà di conseguenza valutata la necessità di adeguare le geometrie di esecuzione previste in progetto.

### 9.2 Tecnologie alternative per l'armatura dello spritz-beton

Nell'ambito delle tecnologie da applicare per la realizzazione delle gallerie naturali è previsto per l'esecuzione del priverivestimento l'impiego di calcestruzzo proiettato, armato con centine metalliche e rete oppure con centine metalliche e fibre in acciaio.

Entrambe le tecnologie della rete e del fibrorinforzato risultano perfettamente equivalenti dal punto di vista prestazionale seppure caratterizzate da parametri di qualificazione diversi e da una differente modalità di messa in opera.

Coerentemente con ciò, nelle tavole di progetto è stata volutamente lasciata la possibilità di alternativa tra le due tecniche di armatura essendo stata verificata l'equivalenza progettuale.

La scelta tra l'utilizzo di fibre o di rete elettrosaldata verrà operata in cantiere in base alle reali condizioni operative dello scavo, in funzione di quanto precedentemente detto. Qualora l'ammasso presenti caratteristiche geomeccaniche migliori di quanto preventivato sarà possibile proteggere il fronte di scavo ricorrendo all'uso di spritz-beton semplice (non armato né fibrorinforzato).

Per quanto concerne le caratteristiche di resistenza dello spritz-beton, è previsto l'impiego di una miscela caratterizzata da  $f_{cm}=25\text{MPa}$  per le sezioni B0L-B1-B2/1-B4/1 mentre per le sezioni C2/C4 e nella zona di innesto è previsto uno spritz beton caratterizzato da un  $f_{cm}$  pari a  $30\text{MPa}$ .

### 9.3 Armatura del rivestimento definitivo

In corrispondenza delle criticità ad oggi riscontrate è risultato necessario l'utilizzo di rivestimenti definitivi opportunamente armati.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5101ECVRGGN15E0003A00	Foglio 84 di 87

In corso d'opera è prevista la possibilità di utilizzare in calotta e piedritti sia armature tralicciate, sia quelle standard. Analogamente, in arco rovescio possono essere utilizzate gabbie prefabbricate o armatura tradizionale. Dette opzioni risultano valide anche per le tratte di gallerie artificiali.

Inoltre, le armature di arco rovescio potranno eventualmente non essere passanti nelle riprese di getto (*da decidersi in corso d'opera, in funzione delle condizioni d'ammasso e quindi degli stati tensionali indotti nel rivestimento definitivo*).

Attualmente, tali armature sono state utilizzate in tutti i casi in cui, sulla base dei dati raccolti, siano risultate presenti o siano state previste le condizioni per il determinarsi di sollecitazioni flessionali elevate sui rivestimenti, ovvero:

- In presenza di elementi indicanti formazioni o loro parti con basse caratteristiche geomeccaniche;
- In presenza di passaggi intraformazionali, ove le differenti caratteristiche geomeccaniche delle due formazioni rocciose possono provocare degli stati di tensione non uniformi al contorno della galleria, o in presenza di ammassi anisotropi o più fortemente eterogenei (anche in tal caso la distribuzione delle spinte al contorno del cavo risulta asimmetrica);
- Nel sottoattraversamento di preesistenze con basse coperture (inferiori a 25-30 m) o di altre zone con criticità singolari (in ammassi disturbati o in presenza di spinte dovute a movimenti di versante);
- Nelle zone soggette a rischio sismico (basse coperture, zone di contatto stratigrafico, zone di faglia);
- In corrispondenza degli, ossia nelle zone ove si verifica generalmente la concomitanza di parietalità e basse coperture;

In presenza di parietalità della galleria rispetto al piano campagna (tipicamente 1-2  $\phi$ ), le spinte di ammasso risultano infatti di lieve entità, ma la loro distribuzione asimmetrica sul contorno del cavo genera nel rivestimento definitivo una forte asimmetria tensionale con elevati momenti flettenti e ridotti sforzi normali.

Analogamente, nei tratti "superficiali" di galleria naturale, la scarsa potenza dello strato di terreno presente sopra l'opera talvolta non permette la formazione dell'effetto arco; in tal caso, tutta la massa di terreno superiore grava per intero sul rivestimento definitivo, che risulta soggetto prevalentemente a carichi di tipo gravitativo.

In queste situazioni si ha lo sviluppo di elevati sforzi normali ed elevati momenti flettenti.

Più in generale, in corso d'opera l'armatura di rivestimento definitivo sarà applicata su qualunque sezione tipo nel caso in cui, in funzione dei riscontri degli scavi e del monitoraggio, si dovessero evidenziare difformità rispetto alle ipotesi e condizioni di progetto, e quindi, onde non incorrere in una fessurazione del rivestimento definitivo, anche per tratte ad oggi non prevedibili come armate, in quanto non ricomprese con evidenza nelle situazioni di cui ai punti precedenti.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5101ECVRGGN15E0003A00
	Foglio 85 di 87

Un diverso utilizzo di armature per il rivestimento definitivo non deve dunque essere considerato come univocamente condizionato all'adozione di specifiche sezioni tipo, in quanto almeno in parte indipendente dalla tipologia e densità di consolidamenti applicati al fronte e in calotta, o dai rivestimenti di prima fase, e quindi non necessariamente legato ad una loro contestuale modifica.

Del resto, anche nel caso di tratte già previste come armate in progetto, non si può escludere che si determinino condizioni difformi da quanto oggi preventivabile, e tali da richiedere un appesantimento delle armature stesse, o anche da consentirne, viceversa, un'ottimizzazione, in funzione delle diverse condizioni di carico del rivestimento definitivo e della sua risposta strutturale nell'interazione con l'ammasso nelle diverse fasi realizzative.

In conclusione, ove si dovesse procedere con l'inserimento o l'adeguamento dell'armatura necessaria, così come nel caso si dovesse procedere ad adottare sezioni tipo differenti, che implicino una diversa distribuzione dei rivestimenti definitivi, l'applicazione di tali diverse ipotesi dovrà essere ordinata a mezzo di apposito ordine di servizio dalla Direzione Lavori, assumendo tale modifica la valenza di "variante progettuale".

#### **9.4 Distanze di getto dei rivestimenti definitivi**

Le distanze di getto del rivestimento vengono misurate a partire dal fronte di scavo e sono relative ad arco rovescio, murette e calotta. Esse sono funzione della risposta tenso/deformativa del cavo nonché di specifiche situazioni locali riguardanti le singole gallerie.

In linea generale, il getto dell'arco rovescio e delle murette dovrà avvenire contemporaneamente solo in casi particolari, da valutarsi in corso d'opera; sempre in linea generale, si potrà effettuare un getto separato di arco rovescio e murette, avendo comunque cura di realizzare le murette il più vicino possibile al fronte di scavo, onde ottenere una più rapida stabilizzazione delle convergenze.

La distanza di getto della calotta sarà anch'essa funzione delle condizioni generali d'ammasso. Per ammassi che si trovino in condizioni geomeccaniche scadenti o per situazioni che evidenzino elevati valori tenso/deformativi sarà necessario portare il getto della calotta il più possibile vicino al fronte (variabilità minima); in ammassi che presentino discrete caratteristiche geomeccaniche o bassi valori tenso/deformativi si potrà invece utilizzare come distanza di getto la distanza massima prevista all'interno del range di variabilità di detta sezione tipo (variabilità massima); infine se l'ammasso si presenta in condizioni simili a quelle previste in progetto, si procederà ad utilizzare la distanza media all'interno del range di variabilità previsto.

Le distanze di getto sono funzione della tipologia d'ammasso nonché delle convergenze misurate in galleria o all'esterno, e dei valori di estrusione al fronte; in linea generale dovrà essere applicata la distanza minima qualora le deformazioni misurate risultino comprese tra la soglia di attenzione e la soglia di allarme stabilite nel presente documento, e/o nel caso in cui i parametri geomeccanici riscontrati in fase di esecuzione dei lavori si collochino verso l'estremo inferiore del range di variabilità del rispettivo gruppo geomeccanico.

La distanza "massima" all'interno del range di variabilità potrà essere generalmente applicata qualora le convergenze misurate e le estrusioni risultino al di sotto della soglia di attenzione, e

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5101ECVRGGN15E0003A00
	Foglio 86 di 87

qualora i parametri geomeccanici si collochino verso l'estremo superiore del range di variabilità del gruppo geomeccanico.

La distanza di getto dei rivestimenti definitivi rispetto al fronte dovrà comunque rispettare tendenzialmente la massima distanza prevista per la sezione tipo in esame; il progettista potrà valutare in corso d'opera la possibilità di aumentare ulteriormente le distanze massime progettuali; situazioni locali e particolari verranno valutate di volta in volta.

Per quanto concerne i valori numerici delle distanze di getto relativamente ad ogni sezione tipo si vedano i relativi paragrafi, mentre per le corrispondenti variabilità suggerite si vedano le tabelle allegate.

### **9.5 Caratteristiche minime di resistenza del calcestruzzo in relazione alle fasi operative**

Per quanto riguarda il calcestruzzo che costituisce il riempimento dell'arco rovescio, si prevede di poter transitare sul cls quando sia stata raggiunta una resistenza minima di 4 MPa a compressione, ferma restando la resistenza caratteristica richiesta da progetto.

Nel caso fosse necessario transitare prima del raggiungimento di tale resistenza, il cls sarà opportunamente protetto da elementi ripartitori, tali da scaricare una pressione congrua per le caratteristiche di resistenza misurata a quella data di maturazione.

Per quanto riguarda il calcestruzzo di calotta, fermo restando la resistenza caratteristica richiesta da progetto, si prescrive che il disarmo del getto non avvenga prima che il calcestruzzo stesso abbia raggiunto una resistenza di almeno 8 MPa (a meno di condizioni di spinta d'ammasso particolari).

### **9.6 Tecniche di consolidamento dei fronti di scavo**

Le geometrie di consolidamento presentate negli elaborati grafici di progetto devono intendersi come geometrie "medie"; in presenza di anomalie localizzate su parte del fronte, o per esigenze locali di messa in sicurezza, non è esclusa la possibilità di una variazione "puntuale" delle quantità o delle geometrie dei consolidamenti. Pur rimanendo invariato il numero totale degli interventi, nello specifico potranno aversi zone del fronte con differenti densità di intervento in funzione delle caratteristiche geomeccaniche "puntuali" di ciascuna zona; Gli interventi di consolidamento precedentemente elencati dovranno essere dimensionati in modo da "cucire" la superficie di contatto tra le diverse formazioni, ovvero si dovrà prestare particolare attenzione nella definizione degli angoli di perforazione e delle lunghezze degli elementi. Detta operazione verrà definita nel dettaglio in corso d'opera, sulla base delle conoscenze geologiche ed idrogeologiche acquisite nel corso dello scavo, nonché in base ai rilievi dei fronti effettuati.



GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG5101ECVRGGN15E0003A00 <div style="float: right;">Foglio 87 di 87</div>

## 9.7 Soglie d'attenzione e d'allarme

In corso d'opera è prevista la possibilità di ritarare i valori numerici delle "soglie" di attenzione e di allarme previsti per i diversi litotipi. In questa fase le soglie risultano necessariamente derivate da parametrizzazioni geomeccaniche, schemi e modelli di calcolo basati sui dati ad oggi disponibili.

Per le motivazioni succitate i valori di soglia indicati in questa prima fase risultano indicativi e solo in fase di scavo gli stessi potranno essere ridefiniti più adeguatamente. Si precisa inoltre che i valori contenuti nella tabella sopra riportata sono riferiti al caso generale, mentre non sono utilizzabili in situazioni dove vi è la necessità di operare limitando le deformazioni (quali sottroversamenti di edifici/opere preesistenti).

## 9.8 Criticità

La progettazione delle sezioni tipo è stata condotta conformemente ai dati ad oggi disponibili. Qualora dovessero verificarsi, in fase di scavo, condizioni geomeccaniche e/o idrogeologiche (stress tettonici, rapporto tra tensioni verticali ed orizzontali nel terreno,, etc.) diverse da quanto oggi ipotizzabile in base ai dati raccolti e disponibili, sarà necessario procedere ad una rivisitazione degli interventi, in particolar modo delle caratteristiche dei rivestimenti definitivi.

Inoltre sarebbe opportuno intensificare gli interventi di consolidamento delle sezioni tipo se dovessero manifestarsi problematiche locali durante gli scavi di avanzamento (quali splaccaggi del fronte e/o della calotta, situazioni geologiche puntuali, etc). La valutazione delle modifiche necessarie sarà compiuta dal progettista in funzione di quanto osservato e registrato nel corso degli scavi.