

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**

**POZZO DI AEREAZIONE SERRAVALLE – PK 30+565  
Relazione di calcolo, monitoraggio e linee guida**

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE DEI LAVORI
Consorzio <b>Cociv</b> Ing. N. Meistro	

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
I G 5 1	0 4	E	C V	R O	G N 9 5 C X	0 0 1	A

Progettazione :

Rev	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	IL PROGETTISTA
A00	Emissione	Rocksoil <i>[Signature]</i>	17/12/2014	Rocksoil <i>[Signature]</i>	19/12/2014	A. Palomba <i>[Signature]</i>	22/12/2014	 Consorzio Collegamenti Integrati Veloci Dott. Ing. Aldo Mancarella Ordine Ingegneri Prov. TO n. 6271 R
A01	Revisione generale	COCIV	21/04/2017	Di Salvo <i>[Signature]</i>	21/04/2017	A. Mancarella <i>[Signature]</i>	21/04/2017	

n. Elab.:	File: IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-001-A01
-----------	---------------------------------------



<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	
	<p>IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01</p>	<p>Foglio 3 di 129</p>

## INDICE

INDICE.....		3
1. INTRODUZIONE.....		7
2. NORMATIVE E RACCOMANDAZIONI.....		8
3. MATERIALI IMPIEGATI.....		11
3.1. Gallerie naturali e pozzo .....		11
4. DESCRIZIONE DEI METODI DI CALCOLO UTILIZZATI .....		14
4.1. Metodo delle curve caratteristiche .....		14
4.1.1. Aspetti generali .....		14
4.1.2. Consolidamento del fronte di scavo.....		17
4.1.3. Consolidamento al contorno (metodo "transfer-matrix").....		18
4.2. Analisi numeriche bidimensionali: PLAXIS .....		19
4.3. Analisi stabilità del fronte in gallerie superficiali.....		23
5. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOTECNICO.....		26
5.1. Inquadramento geologico .....		26
5.1.1. Formazione di Serravalle (aS) .....		26
5.1.1. Coltre detritico colluviale (C).....		26
5.2. Problematiche geologiche in corrispondenza dell'opera.....		27
5.2.1. Indagini geognostiche .....		27
5.2.1. Condizioni geologiche .....		27
5.3. Inquadramento idrogeologico .....		28
5.3.1. Considerazioni generali.....		28
5.3.2. Complessi idrogeologici.....		29
5.4. Inquadramento geotecnico .....		30
6. DESCRIZIONE DELLE OPERE E DEGLI INTERVENTI .....		32
6.1. Cunicolo di collegamento.....		36
6.2. Pozzo di aereazione.....		38
6.3. Cunicolo cabina MT/BT.....		40
7. PRE-SPRITZ AL FRONTE E AL CONTORNO.....		42
8. PREVISIONI SUL COMPORTAMENTO DEGLI AMMASSI ALLO SCAVO (FASE DI DIAGNOSI).....		43
8.1. Cunicolo di collegamento e cunicolo cabina MT/BT .....		44
8.1.1. Stabilità del fronte di scavo .....		44
8.1.2. Verifiche con il metodo delle linee caratteristiche.....		47
8.2. Pozzo di aereazione.....		48

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p style="text-align: center;">IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01</p> <p style="text-align: right;">Foglio 4 di 129</p>

8.2.1.	Verifiche con il metodo delle linee caratteristiche .....	49
8.3.	Considerazioni conclusive .....	49
9.	<b>DESCRIZIONE DELLE SEZIONI TIPO (FASE DI TERAPIA).....</b>	<b>51</b>
9.1.	Tipologie di intervento in fase costruttiva.....	51
9.2.	Sezione tipo d'avanzamento.....	53
10.	<b>INDIVIDUAZIONE DELLE SEZIONI DI CALCOLO E VERIFICA DELLE SEZIONI TIPO DI SCAVO .....</b>	<b>55</b>
10.1.	Premessa.....	55
10.2.	Cunicolo di collegamento e cunicolo cabina MT/BT .....	55
10.2.1.	Verifica di stabilità del fronte con metodi analitici .....	55
10.3.	Pozzo di aereazione.....	56
10.3.1.	Verifica con il metodo delle curve caratteristiche .....	56
10.4.	Considerazioni conclusive sul comportamento dello scavo in fase di terapia .....	57
11.	<b>VERIFICHE CON METODI NUMERICI AGLI ELEMENTI FINITI .....</b>	<b>58</b>
11.1.	Definizione delle sezioni di calcolo e verifica .....	58
11.1.1.	Cunicolo di collegamento e cunicolo cabina MT/BT.....	58
11.1.1.	Pozzo di aereazione .....	58
11.1.2.	Condizioni idrogeologiche.....	59
11.1.3.	Modellazione dell'ammasso e degli elementi strutturali .....	59
11.1.4.	Taratura modelli di calcolo per lo scavo della galleria .....	61
11.2.	Modello 1: Cunicolo di collegamento – Cunicolo cabina MT/BT – Copertura 25 m.....	62
11.2.1.	Rivestimenti di prima fase e fasi di calcolo.....	65
11.3.	Modello 2: Pozzo di aereazione .....	67
11.3.1.	Rivestimenti di prima fase e fasi di calcolo.....	68
12.	<b>RISULTATI ANALISI NUMERICHE E VERIFICHE.....</b>	<b>70</b>
12.1.	Aspetti generali e criteri di verifica .....	70
12.1.1.	Verifiche rivestimento di prima fase.....	70
12.1.2.	Verifiche Rivestimento definitivo in Calcestruzzo Armato .....	71
12.2.	Modello 1: Cunicolo di collegamento – Cunicolo cabina MT/BT - Copertura=25 m .....	73
12.2.1.	Analisi deformativa .....	73
12.2.2.	Analisi Tensionale.....	76
12.3.	Modello 2: Pozzo di aereazione .....	78
12.3.1.	Analisi deformativa .....	78
12.3.2.	Analisi Tensionale.....	83
13.	<b>ZONE DI RISPARMIO NEL RIVESTIMENTO DEFINITIVO DI RIBATTITURA .88</b>	
13.1.	Codice di calcolo.....	89
13.2.	Modello di calcolo .....	89

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>CODIV Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	
	<p>IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01</p>	<p>Foglio 5 di 129</p>

13.2.1.	Carichi agenti.....	90
13.3.	Risultati delle analisi e verifiche .....	91
13.3.1.	Sollecitazioni agenti nel rivestimento definitivo.....	91
13.3.2.	Verifiche.....	95
14.	<b>LINEE GUIDA PER L'APPLICAZIONE DELLE SEZIONI TIPO .....</b>	<b>99</b>
14.1.	Definizione delle caratteristiche geologiche-geomeccaniche dell'ammasso .....	100
14.2.	Risposta deformativa del fronte e del cavo.....	102
14.3.	Fasi esecutive e cadenze di avanzamento .....	103
14.4.	Procedura di applicazione delle sezioni tipo e delle relative variabilità .....	103
14.5.	Analisi del Rischio.....	105
14.5.1.	Analisi dei rischi lungo il tracciato del cunicolo e delle cabine.....	105
14.5.2.	Analisi dei rischi lungo lo sviluppo del pozzo di ventilazione .....	106
14.6.	Sezioni tipo di avanzamento: campi di applicazione e variabilità degli interventi.....	107
14.6.1.	Cunicolo sezione corrente .....	107
14.6.2.	Pozzo di ventilazione .....	107
14.6.1.	Cunicolo cabina MT/BT .....	108
14.7.	Soglie di attenzione e allarme .....	109
14.8.	Applicazione di una diversa sezione tipo .....	110
14.9.	Campo prova iniezioni di consolidamento da piano campagna.....	110
14.9.1.	Controlli preliminari .....	112
14.9.2.	Controlli durante il campo prova .....	113
14.9.3.	Controlli finali .....	114
14.9.4.	Esame del consolidamento .....	115
15.	<b>MONITORAGGIO DEL CUNICOLO DI COLLEGAMENTO E DELLE CABINE</b>	<b>116</b>
15.1.	Rilievi.....	116
15.1.1.	Rilievi di tipo analitico.....	116
15.1.2.	Rilievo di tipo speditivo .....	120
15.1.3.	Rilievo di tipo speditivo-pittorico .....	121
15.1.4.	Archiviazione dei dati geologici.....	121
15.2.	Misure di convergenza a cinque punti .....	121
15.2.1.	Definizione .....	121
15.2.2.	Installazione .....	122
15.2.3.	Frequenza delle stazioni e dei rilevamenti.....	122
15.2.4.	Sistema di acquisizione .....	122
15.2.5.	Restituzione dati .....	123
15.3.	Misura dello stato tensionale del preinvestimento con celle di carico e barrette estensimetriche	123
15.3.1.	Installazione delle barrette estensimetriche a corda vibrante a saldare .....	123



15.3.2.	Installazione delle celle di carico .....	124
16.	<b>MONITORAGGIO DEL POZZO</b> .....	<b>125</b>
16.1.	Misure topografiche .....	125
16.1.1.	Definizione del programma di misure .....	125
16.1.2.	Modalità d'installazione .....	126
16.1.3.	Sistema di acquisizione dati .....	126
16.1.4.	Frequenza dei rilevamenti .....	126
17.	<b>CONCLUSIONI</b> .....	<b>128</b>
18.	<b>ALLEGATI DI CALCOLO</b> .....	<b>129</b>

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01</p> <p style="text-align: right;">Foglio 7 di 129</p>

## 1. INTRODUZIONE

Oggetto della presente relazione riguarda il dimensionamento strutturale e geotecnico del pozzo di ventilazione e del relativo cunicolo di innesto (pk 30+565), del cunicolo cabina MT/BT (pk 30+510 B.P.). Il bypass previsto alla pk 30+540,00, necessario per l'alloggiamento della strumentazione impiantistica a servizio del pozzo, segue la progettazione della WBS GN1Y. La WBS di riferimento è la GN95C ed il progetto in esame è connesso ai lavori di costruzione della linea ferroviaria del "Terzo Valico dei Giovi" che si estende da Genova a Tortona.

Le opere in progetto intercetteranno la Formazione di Serravalle: i sondaggi eseguiti nell'area infatti segnalano la presenza di strati superficiali costituiti da sabbie limose ed in profondità, alla quota delle gallerie, un'alternanza di marne sabbiose ed arenarie medio-grossolane ascrivibili alla Formazione di Serravalle. All'interno della tratta non si prevedono particolari problematiche di carattere idrogeologico e non sono previste interferenze con opere in superficie. Il pozzo raggiungerà una lunghezza di circa 25 m e avrà un raggio interno di 5.0 m, le cabine ed il cunicolo invece avranno delle sagome le cui geometrie saranno riportate nel seguito.

Nei capitoli che seguono dopo aver presentato le Normative di riferimento e i materiali adottati si passerà alla descrizione dei modelli di calcolo realizzati e alla presentazione delle verifiche per i dimensionamenti degli elementi. Nei vari paragrafi potranno essere reperite maggiori informazioni riguardo alle fasi realizzative della struttura mentre si rimanda al profilo geologico per maggiori dettagli circa l'inquadramento geologico dell'area. Verranno individuate le condizioni che rendono stabile il cavo sia per la realizzazione del pozzo che delle cabine e di conseguenza verranno individuati gli interventi da mettere in opera in fase provvisoria e definitiva.

Le analisi svolte per il dimensionamento delle opere si differenziano per il pozzo e per i cunicoli presenti. Per questi ultimi sono state svolte analisi di stabilità del fronte di scavo ed analisi numeriche bidimensionali. L'analisi di riferimento invece per lo studio del pozzo è l'analisi agli elementi finiti condotta in condizioni assialsimmetriche; sono state inoltre effettuate delle valutazioni di massima con il metodo delle linee caratteristiche per un predimensionamento degli interventi.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01</p> <p style="text-align: right;">Foglio 8 di 129</p>

## 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**



<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>CODIV Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>
	<p>IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01</p> <p>Foglio 9 di 129</p>

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

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p><b>CODIV</b> Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p><b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	
	<p>IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01</p>	<p>Foglio 10 di 129</p>

### RACCOMANDAZIONI

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

Criteri generali di progettazione strutturale

**- 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	
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01 <table border="1" style="float: right; margin-left: 20px;"> <tr> <td style="padding: 2px;">Foglio 11 di 129</td> </tr> </table>	Foglio 11 di 129
Foglio 11 di 129		

### 3. MATERIALI IMPIEGATI

#### 3.1. Gallerie naturali e pozzo

##### 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</math> MPa</li> <li>- dosaggio per fibre in acciaio <math>\geq 30</math> kg/m<sup>3</sup></li> </ul>
Acciaio per centine, piastre e collegamenti:	S275
Acciaio per catene	S275
Acciaio per armatura e rete elettrosaldata:	B450 C
Acciaio bulloni ad ancoraggio continuo	B450 C
Impermeabilizzazione in PVC	<ul style="list-style-type: none"> <li>- teli sp. 2+/-0.5 mm,</li> <li>- Resistenza a trazione <math>\geq 15</math> MPa</li> <li>- Allungamento a rottura <math>\geq 250\%</math></li> <li>- Resistenza alla lacerazione <math>\geq 100</math>N/mm</li> <li>- Resistenza alla giunzione <math>\geq 10.5</math> MPa</li> <li>- Stabilità al calore = 70°C</li> <li>- Flessibilità a freddo = -30°C</li> <li>- Resistenza alle soluzioni acide alcaline = +/-20% max allungamento</li> <li>- Comportamento al fuoco B2</li> <li>- Resistenza alla pressione dell'acqua a 1 MPa per 10 ore : impermeabile</li> </ul>

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01 <span style="float: right;">Foglio 12 di 129</span>

Tubi in VTR (caratteristiche del composito)	<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>
Miscele cementizie per cementazione a bassa pressione	Cemento 42.5R <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 &gt; 5 MPa</li> </ul>
Iniezioni di guaina	Cemento R32.5 – R42.5 <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>
Iniezione di consolidamento	Cemento R42.5 <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 &lt; 2 %</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 &gt; 95%</li> </ul>

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01 <span style="float: right;">Foglio 13 di 129</span>

Parametri minimi del terreno consolidato	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Resistenza a compressione 48h &gt; 1.0 MPa</li> <li>- R.Q.D. 48h &gt; 50%</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
Calcestruzzo strutturale rivestimento pozzo	C25/30, Tipo CEM III-V, XC2, S4
Magrone di pulizia di sottofondo	Rm ≥ 15 MPa, Tipo CEM I-V

Per le sezioni non armate la classe di esposizione del calcestruzzo è XC0.

### 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	$\sigma_{amm} = 190 \text{ MPa}$
Acciaio B450 C	$\sigma_{amm} = 160 \text{ MPa (*)}$
Calcestruzzo strutturale non armato C25/30 Mpa	$\sigma_{amm} = 7.5 \text{ Mpa}$ $\tau_{c0} = 0.60 \text{ Mpa}$
Calcestruzzo strutturale armato C25/30 Mpa	$\sigma_{amm} = 9.75 \text{ Mpa}$ $\tau_{c0} = 0.60 \text{ Mpa}$ $\tau_{c1} = 1.80 \text{ Mpa}$

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

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01
	Foglio 14 di 129

## 4. DESCRIZIONE DEI METODI DI CALCOLO UTILIZZATI

I metodi di calcolo utilizzati per la verifica delle sezioni tipo previste nell'opera in esame sono i seguenti:

- 1) Metodo delle curve caratteristiche;
- 2) Metodi numerici agli elementi finiti;
- 3) Analisi di stabilità del fronte (metodi numerici in forma chiusa)

Nei paragrafi successivi della presente relazione verranno spiegate le ipotesi principali su cui si basano i metodi sopra elencati.

I software di calcolo utilizzati per la progettazione dell'opera oggetto della presente relazione sono i seguenti:

- **GV4-rev1/2003**: "Metodo convergenza-confinamento e similari" – Sial.Tec-Engineering-Bergamo
- **PLAXIS ver.2011**: Programma ad elementi finiti – *Delft University of Technology & Plaxis bv.*

### 4.1. Metodo delle curve caratteristiche

#### 4.1.1. 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

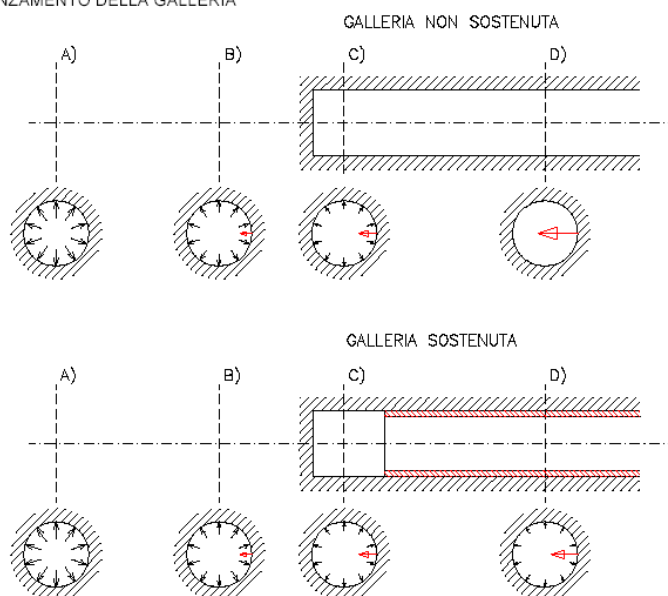
GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01 <span style="float: right;">Foglio 15 di 129</span>

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

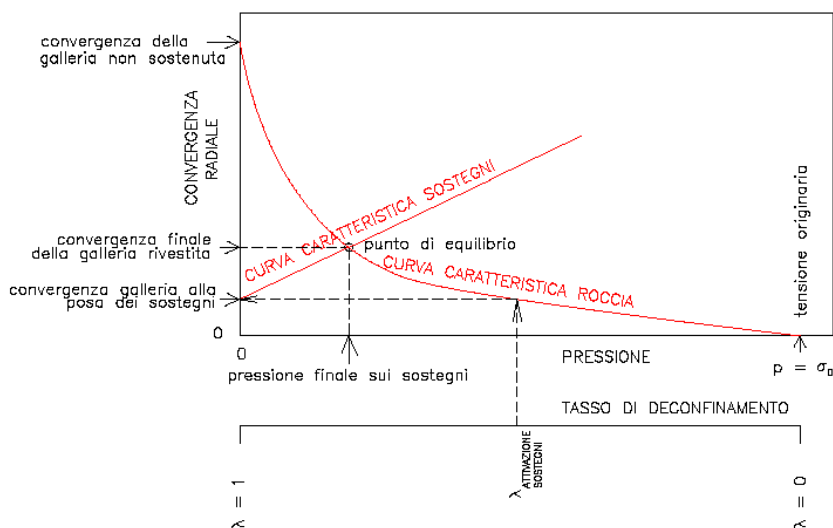


Se la galleria è scavata in assenza di sostegni, il valore finale della pressione di confinamento è pari a 0; in caso contrario allo stato finale è presente una pressione di confinamento  $> 0$  che rappresenta la pressione di equilibrio del cavo ottenuta dall'intersezione della curva caratteristica 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.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01 <span style="float: right;">Foglio 16 di 129</span>

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
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01 <span style="float: right;">Foglio 17 di 129</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.

#### 4.1.2. 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:

$\tau_a$  = tensione di aderenza ammasso-fondazione

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01 <table border="1" data-bbox="1420 232 1546 318"> <tr> <td>Foglio 18 di 129</td> </tr> </table>	Foglio 18 di 129
Foglio 18 di 129		

$L_A$  = 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.

#### 4.1.3. Consolidamento al contorno (metodo "transfer-matrix")

In particolare, per tenere in conto sia la caduta di resistenza graduale della roccia sia la presenza dei consolidamenti al contorno previsti per i materiali più scadenti, le analisi di terapia sono state effettuate con una tecnica di soluzione semi-analitica chiamata metodo "transfer-matrix", implementato nel programma GV4.

Questa procedura si basa sull'osservazione che in generale, per piccoli incrementi di tensione e deformazione, le equazioni costitutive in stato di deformazione piana in un generico punto della roccia possono essere linearizzate esprimendole in forma incrementale:

$$\Delta\sigma_r = D_{11}^{ep} \Delta\varepsilon_r + D_{12}^{ep} \Delta\varepsilon_\theta$$

$$\Delta\sigma_\theta = D_{21}^{ep} \Delta\varepsilon_r + D_{22}^{ep} \Delta\varepsilon_\theta$$

dove  $\Delta\sigma_r$ ,  $\Delta\sigma_\theta$ ,  $\Delta\varepsilon_r$  e  $\Delta\varepsilon_\theta$  rappresentano le variazioni di tensione e le corrispettive variazioni di deformazione, mentre i coefficienti  $D^{ep}_{ij}$  rappresentano gli elementi della matrice di rigidità elastoplastica  $D^{ep}$  che può variare da punto a punto della roccia essendo funzione della storia tensio-deformativa.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01	Foglio 19 di 129

Il programma discretizza la roccia attorno alla galleria in una sequenza di  $N$  anelli concentrici di raggio  $r_i$ , sufficientemente sottili da poter considerare  $D^{ep}$  costante all'interno di ognuno di essi.

In questo modo, in corrispondenza di una variazione  $\Delta p$  della pressione sul bordo dello scavo, sufficientemente piccola da consentire la linearizzazione delle equazioni costitutive incrementali, è possibile scrivere una coppia di equazioni costitutive  $\Delta u-r$  e  $\Delta \sigma-r$  per ognuno degli  $N$  anelli tramite delle costanti di integrazione. Imponendo la continuità dello spostamento e della tensione radiale sul confine comune di ognuna delle coppie adiacenti di anelli, una volta determinate le costanti del primo anello, è possibile ricostruire lo stato tensio-deformativo dell'intera discretizzazione.

Questo metodo permette quindi di definire degli anelli di materiale trattato intorno al cavo definito come un materiale elasto-plastico ideale (privo di caduta di resistenza), ottenendo così una distribuzione di tensioni e spostamenti ed una curva caratteristica della galleria che tengono in conto della disomogeneità radiale del terreno.

#### 4.2. 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 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 ( $R_{inter}$ ). 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:

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01 <table border="1" data-bbox="1420 232 1532 315"> <tr> <td>Foglio 20 di 129</td> </tr> </table>	Foglio 20 di 129
Foglio 20 di 129		

**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 normalconsolidate e torba. Il 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

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01 <table border="1" data-bbox="1420 230 1546 320"> <tr> <td>Foglio 21 di 129</td> </tr> </table>	Foglio 21 di 129
Foglio 21 di 129		

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:

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

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

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

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  $\Delta \varepsilon_v$  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:

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

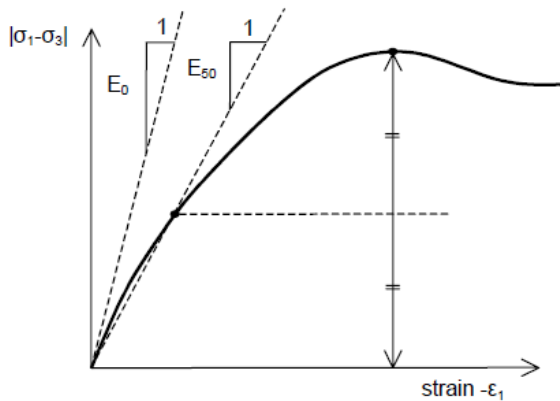
L'acqua interstiziale è quindi considerata leggermente compressibile ed il coefficiente  $B$  appena inferiore a 1,0. Quindi, in condizioni di carico isotrope, una piccola percentuale del carico sarà trasferito alle tensioni efficaci, almeno nel caso di piccoli valori del coefficiente di Poisson efficace.

- **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 rigidità fondamentale dei modelli Elastic e Mohr-Coulomb, ma è possibile anche adottare alcuni moduli di rigidità 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

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01
	Foglio 22 di 129

utilizzare  $E_0$ , invece per sabbie ed argille pressocché 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 ricarica 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 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 elastoplastica 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



GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01 <span style="float: right;">Foglio 23 di 129</span>

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.

### 4.3. 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.

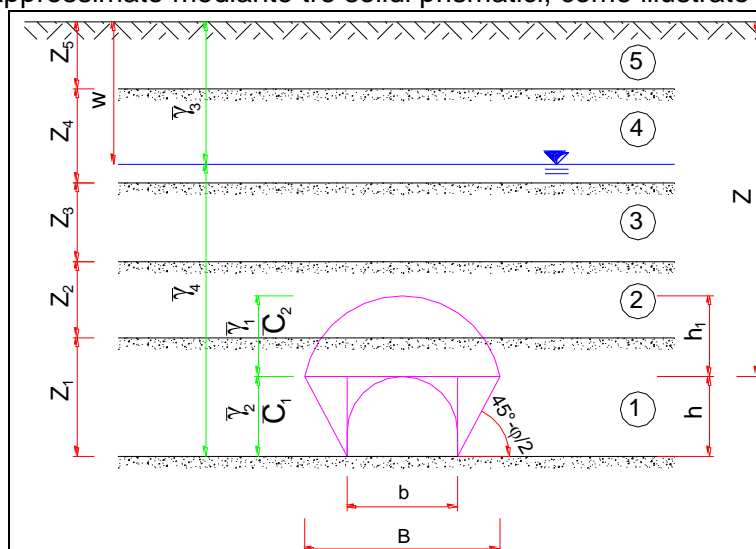


Figura 4-1 – Schema proposto da Tamez.

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).

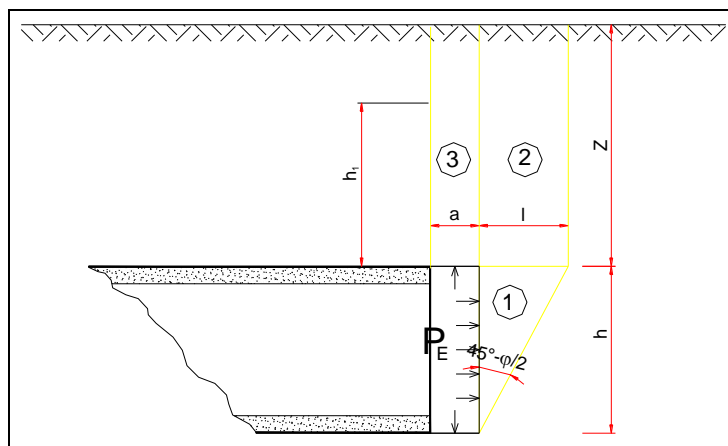


Figura 4-2 – Schema proposto da Tamez.

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:

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

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.



GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01 <span style="float: right;">Foglio 25 di 129</span>

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

N	Deformazioni
< 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.

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 necessità di interventi preventivi di consolidamento.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01
	Foglio 26 di 129

## 5. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOTECNICO

### 5.1. Inquadramento geologico

L'opera in progetto ricade prevalentemente all'interno della formazione di Serravalle (aS) appartenente alle successioni sedimentarie terrigene riferibili al settore meridionale del Bacino Terziario Piemontese (BTP) che a nord, verso la pianura alessandrina, sono sormontate dai depositi post-messiniani (Argille di Lugagnano/Argille Azzurre, Sabbie di Asti l.s. e "Villafranchiano" Auct.) e dai depositi alluvionali pleistocenico-olocenici del bacino di Alessandria, rappresentati in questo settore dai depositi del T. Scrivia. Gli strati superficiali invece sono ascrivibili alle coltri detritiche colluviali (c) appartenenti ai depositi quaternari presenti nell'area. Nel seguito verranno riportate delle descrizioni sui caratteri generali delle due formazioni interagenti con le opere.

#### 5.1.1. Formazione di Serravalle (aS)

La Formazione di Serravalle è costituita da alternanze irregolari di siltiti e arenarie ricche di bioclasti rappresentati da bivalvi e scafopodi (*Dentalium sp.*). Le siltiti e le arenarie sono intensamente bioturbate e formano gruppi di strati di potenza plurimetrica, organizzati internamente in strati di spessore compreso tra 10 e 20 cm. I corpi arenacei mostrano geometria debolmente lenticolare a scala pluridecametrica. All'interno di essi, gli strati arenacei sono amalgamati e caratterizzati da sottili concrezioni stratiformi; essi mostrano contatti di base netti, gradazione normale, laminazione piano-parallela mal definita alla base e livelli a clay-chips, ripples o lamine oblique a basso angolo verso il tetto. Nelle siltiti si osservano lamine isolate sabbiose a base piana e tetto convesso od ondulato ad estensione laterale decimetrico-metrica, interpretabili come treni isolati di ripple. Nelle siltiti sono comuni tracce riferibili all'icnogenere *Anconichnus* (bioturbazioni da 2 mm a 7 cm di diametro), e rare tracce prodotte da echinidi.

Localmente sono presenti strati e gruppi di strati costituiti da quarzareniti passanti ad areniti ibride grossolane o microconglomeratiche a struttura caotica, con base e tetto netti, potenti mediamente 1m, e con continuità laterale chilometrica.

La Formazione di Serravalle è riferibile ad un ambiente di piattaforma (zona di transizione e shoreface inferiore). L'associazione a nannofossili calcarei è caratteristica del Serravalliano.

#### 5.1.1. Coltre detritico colluviale (C)

La coltre detritica ha, nell'area considerata, caratteri litologici fortemente condizionati dalla litologia del substrato. La formazione di Serravalle è moderatamente sensibile all'alterazione superficiale; in questi litotipi, la frazione granulometrica medio-fine della roccia determina la formazione di prodotti residuali di tipo siltoso che tendono ad avere permeabilità bassa, mentre la frazione granulometrica medio-grossolana, mediamente più cementata, porta alla formazione di prodotti residuali di tipo sabbioso-siltosi. Localmente, dove la fratturazione è più diffusa, all'interno della matrice siltoso-

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01	Foglio 27 di 129

sabbiosa si possono trovare anche elementi ruditici. L'orizzonte di alterazione superficiale non si estende a grande profondità.

Tipicamente, quindi, la coltre detritico-colluviale che si origina da questi litotipi ha, sui versanti e nelle zone di cresta, uno spessore esiguo, inferiore a 1 m; negli impluvi e al piede dei versanti, processi di dissesto superficiale (colamenti, soliflussi, *debris flow*) possono accumulare spessori di materiale detritico più consistenti (da 3 a 6 m).

## 5.2. Problematiche geologiche in corrispondenza dell'opera

### 5.2.1. Indagini geognostiche

I sondaggi ritenuti significativi per l'opera in progetto, eseguiti nelle varie fasi progettuali sono i seguenti:

- SA301G036
- AA301G039
- L3-S8

Nel complesso i sondaggi indicano la presenza di una coltre detritica/detritico-colluviale dello spessore di alcuni 1-2metri, che poggia direttamente sulla formazione di Serravalle (aS).

Per una descrizione dettagliata dei singoli sondaggi si rimanda ai relativi elaborati.

### 5.2.1. Condizioni geologiche

L'opera in progetto interesserà i) depositi detritico colluviali e ii) arenarie e marne della Formazione di Serravalle (aS).

I depositi detritico colluviali sono costituiti da silt sabbiosi, localmente argillosi, inglobanti elementi litoidi da centimetrici a pluridecimetrici costituiti da frammenti di arenarie; sulla base delle osservazioni effettuate in sito lo spessore medio di questi depositi può essere cautelativamente valutato in circa 1-3 m.

La Formazione di Serravalle è costituita da alternanze irregolari di siltiti e arenarie. Le siltiti e le arenarie sono organizzate internamente in strati di spessore compreso tra 10 e 20 cm. I corpi arenacei mostrano geometria debolmente lenticolare a scala pluridecimetica. All'interno di essi, gli strati arenacei sono amalgamati e caratterizzati da sottili concrezioni stratiformi; essi mostrano contatti di base netti.

Da un punto di vista geologico-geotecnico un elemento da tenere in considerazione è la scarsa qualità geotecnica della coltre detritico colluviale e dell'eventuale materiale di riporto presente. Soprattutto nei settori in cui questi depositi presentano spessore maggiore ed in cui il versante è maggiormente acclive sarà necessario eseguire le opportune valutazioni circa la stabilità del versante durante tutte le fasi di cantierizzazione.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01 <table border="1" data-bbox="1420 232 1532 315"> <tr> <td>Foglio 28 di 129</td> </tr> </table>	Foglio 28 di 129
Foglio 28 di 129		

Si segnala inoltre la presenza di una faglia nell'area di progetto che interesserà le opere in esame.

L'inventario dei Fenomeni Franosi in Italia (IFFI) segnala la presenza di fenomeni franosi che insistono nelle vicinanze delle opere in progetto senza interessarle direttamente.

### 5.3. Inquadramento idrogeologico

#### 5.3.1. Considerazioni generali

L'area di studio è stata suddivisa su base litologica in diversi complessi idrogeologici a permeabilità differente, distinguendo lungo l'asse della galleria settori con comportamento idrogeologico omogeneo. Riferendosi alla permeabilità del substrato cristallino, si possono distinguere due diversi contesti:

1. ammasso roccioso in normali condizioni di fratturazione;
2. zone di faglia.

Il contesto di tipo 1 è quello largamente dominante; la permeabilità è indotta dalla presenza di un reticolo di fratture poco persistenti lateralmente (metri-decametri), o al più da faglie discrete con zona di tettonizzazione cataclastica di spessore modesto (dell'ordine del metro) e persistenza anch'essa modesta (metri-decametri). Ciò significa che a scala decimetrica, o metrica, talora, si possono avere permeabilità anche piuttosto elevate, determinate dalla presenza di singole fratture aperte o faglie discrete, ma a scala decametrico-ettometrica la permeabilità media risulta per lo più bassa, poiché le fratture hanno un grado d'interconnessione reciproca non molto elevato.

Il contesto di tipo 2 è subordinato e correlato alla presenza di zone di faglia cataclastiche principali di spessore plurimetrico fino a decametrico, in cui oltre a una densità di fratturazione molto elevata, possono essere presenti anche livelli di brecce tettoniche (materiale pseudo-poroso). In questo contesto la permeabilità è generalmente piuttosto alta, poiché il grado di interconnessione tra le fratture è elevato e sovente le fratture presentano riempimenti granulari poco coesivi (brecce e microbrecce). Si deve comunque tenere conto del fatto che nelle zone di faglia le rocce cataclastiche più permeabili costituiscono due salbande dette "zone di danneggiamento" poste sui due lati di una fascia maggiormente deformata detta "zona di nucleo". In questa fascia può essere presente una maggior quantità di materiale a grana fine (gouge) poco permeabile. La zona di nucleo può pertanto costituire un setto poco permeabile più o meno potente, interno alla fascia permeabile.

Per quanto riguarda più strettamente l'opera in progetto, questa è quasi interamente realizzata all'interno del substrato prequaternario, che rappresenta un acquifero dalla produttività e dalla connettività idraulica estremamente limitate.

La base dell'acquifero residente nei depositi quaternari si colloca mediamente tra 10 e 20 m al di sopra della calotta della galleria; non è da escludere comunque, anche se non vi sono indizi specifici in tal senso, che eventuali irregolarità della superficie di appoggio dei depositi alluvionali

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01 <table border="1" data-bbox="1420 232 1532 315"> <tr> <td>Foglio 29 di 129</td> </tr> </table>	Foglio 29 di 129
Foglio 29 di 129		

(come ad es. un paleoalveo sepolto) possano portare l'interfaccia alluvioni/substrato a quote molto prossime a quella della calotta.

Dal punto di vista idrogeologico non sono state riscontrate problematiche particolarmente significative in relazione alla realizzazione dell'opera e ciò tanto per la fase di cantierizzazione e costruzione quanto per la fase di esercizio. Dato il tipo di intervento previsto in quest'area, è comunque possibile escludere ogni forma di interferenza tra l'opera e le sorgenti esistenti, tanto in fase di cantierizzazione quanto in fase di esercizio.

### 5.3.2. *Complessi idrogeologici*

La zona interessata dal progetto della linea del III Valico è stata suddivisa, su base litologica, in diversi *complessi idrogeologici* a permeabilità differente, distinguendo lungo l'asse delle gallerie settori con comportamento idrogeologico omogeneo.

I sistemi di flusso idrico sotterraneo possono svilupparsi all'interno di un solo complesso idrogeologico, quando questo è limitato lateralmente da complessi meno permeabili, oppure possono attraversare più complessi permeabili adiacenti.

#### Complesso 2 (c, d, aF)

I depositi quaternari dominanti sono quelli della coltre detritico-colluviale che si forma a spese del substrato sottostante. La coltre ha spessore variabile, compreso tra 1 e 2 metri, a seconda della posizione rispetto al versante e del substrato da cui deriva.

La coltre, nelle porzioni più pellicolari, è costituita da elementi litoidi di taglia da subcentimetrica a decimetrica, immersi in matrice limoso-sabbiosa, e con caratteristiche variabili in funzione del litotipo di provenienza; questo tipo di depositi presenta dunque una conducibilità idraulica per porosità primaria. In profondità, dove il deposito consiste principalmente del substrato disarticolato si passa ad un contesto misto di permeabilità per fratturazione e porosità a seconda del grado di allentamento dell'ammasso roccioso.

Non sono disponibili prove di tipo idraulico per i depositi quaternari ma sembra comunque ragionevole presupporre una conducibilità stimata compresa tra  $1 \times 10^{-6}$  e  $1 \times 10^{-8}$  m/s.

#### Complesso 10 (aS, fCa, fC, uMb, fR)

I litotipi facenti parte di questo complesso sono arenarie da medio-fini a medio-grossolane con alternanze di marne siltose e siltiti e marne

Dai dati di terreno e dall'esame delle carote dei sondaggi disponibili emerge che il complesso è caratterizzato da litotipi con un grado di cementazione abbastanza elevato; perciò si presuppone che la permeabilità sia prevalentemente legata a fenomeni di fratturazione, mentre la permeabilità per porosità può essere considerata irrilevante.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01 <span style="float: right;">Foglio 30 di 129</span>

Le prove idrauliche eseguite direttamente all'interno di questo complesso indicano per l'ammasso roccioso, al di fuori delle zone di faglia, conducibilità idrauliche comprese tra  $10^{-7}$  e  $10^{-9}$  m/s. Numerosi dati, sulla cui attendibilità esistono tuttavia alcuni dubbi, indicano conducibilità idrauliche inferiori a  $1 \times 10^{-9}$  m/s. Questi ultimi sono probabilmente legati alla presenza di livelli a composizione marnoso-siltosa. La permeabilità dell'ammasso roccioso detensionato nei primi metri al di sotto della superficie (indicativamente da 2 fino a 10 m) indica conducibilità molto più elevate, comprese tra  $1 \times 10^{-5}$  e  $1 \times 10^{-6}$  m/s, legate ad un contesto misto di permeabilità per fratturazione e porosità.

#### 5.4. Inquadramento geotecnico

Per la caratterizzazione geotecnica della formazione di Serravalle si sono presi a riferimento i dati e le considerazioni già svolte nel corso degli studi precedenti. In particolare si è fatto riferimento alla caratterizzazione effettuata nell'ambito della progettazione della Galleria di Serravalle:

Formazione (aS)	$\gamma$	$k$	$\nu$	UCS	$\sigma_t$	$m_i$	GSI	$E_{RM}$
	[kN/m <sup>3</sup> ]	[m/s]	[-]	[MPa]	[MPa]	[-]	[-]	[MPa]
<i>fuori faglia</i>	21/22	$10^{-7} / 10^{-9}$ ( $10^{-10}$ )	0.30	5÷10 (7.50)	0.50 1.00	10÷13 (11)	40÷60 (50)	1200÷2800 (2000)
<i>transizione/ contatto mA2</i>	20/21	$10^{-5} / 10^{-6}$ (ammasso detensionato superficiale)	0.30	2÷5 (3)			40÷60 (50)	700÷1200 (950)
<i>faglia</i>	21	$10^{-6} / 10^{-8}$	0.30	5÷10 (7.50)			30÷40 (35)	650÷1000 (850)

A conferma di quanto riportato nei profili geologici i risultati delle prove di laboratorio condotte sui provini estratti dai sondaggi eseguiti nell'area mostrano resistenze a compressione della roccia e moduli elastici rientranti nei range forniti per le zone di faglia della Formazione.

Non sono ad oggi a disposizione prove sui terreni della Coltre colluviale per i quali però si ritiene cautelativo assumere i valori mostrati in tabella sotto.

Le analisi che saranno mostrate saranno condotte con il criterio di Mohr-Coulomb pertanto verranno valutati i parametri di resistenza della Formazione di Serravalle linearizzando quelli medi di Hoek-Brown a differenti profondità. La tabella seguente riporta la stratigrafia di calcolo:

Formazione	Spessore	$\gamma$	$\phi$	$c$	$E_{op}$	$E_{ur}$
	(m)	(kN/m <sup>3</sup> )	(°)	(kPa)	(Mpa)	(Mpa)
Coltre detritica (C)	8-10	21	30	10	40	120

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01 <div style="float: right;">Foglio 31 di 129</div>

Formazione di Serravalle sup	10-12	21	33	60	650	1300
Formazione di Serravalle inf	>15	21	35	80	850	1700

La relazione geologica ed idrogeologica segnala la presenza di un ammasso impermeabile per cui non si attendono particolari problemi durante le fasi di scavo.

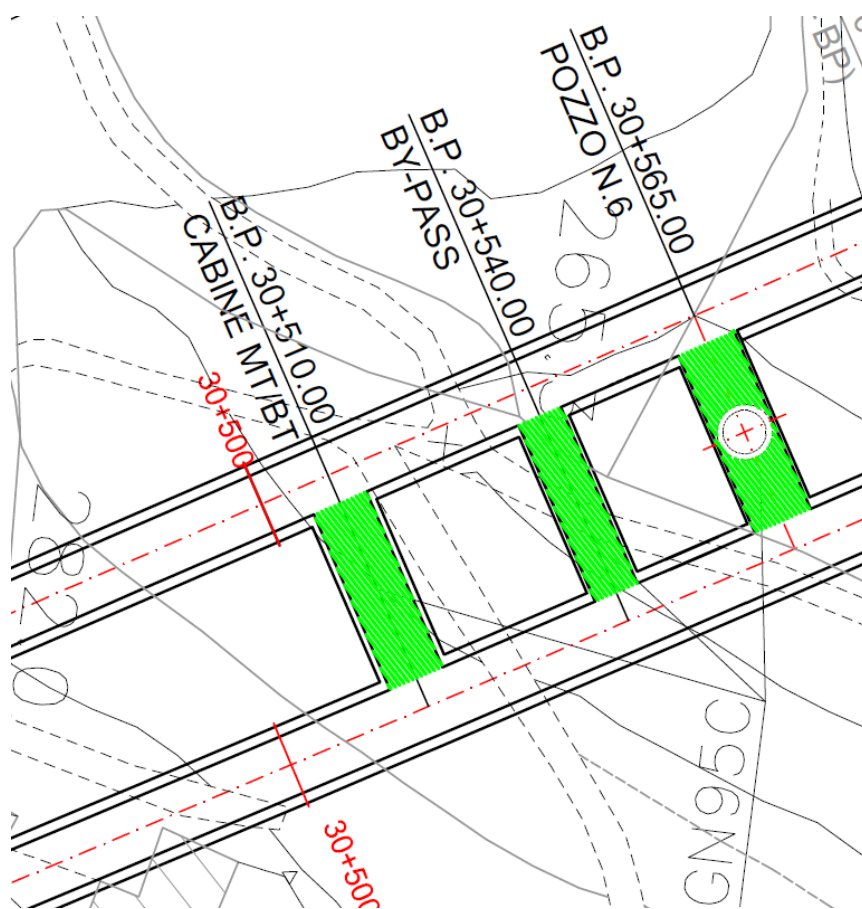
In fase definitiva gli afflussi risulteranno ancora inferiori; avendo provveduto ad inserire opportuni elementi atti ad abbattere l'eventuale carico idraulico e a convogliare le acque captate. Le analisi sono comunque state condotte considerando un carico idraulico agente sui rivestimenti definitivi al fine di considerare la presenza di una fascia intensamente fratturata capace di mettere in collegamento idraulico nel lungo termine le opere con il livello di falda.



GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01 <table border="1" data-bbox="1420 224 1532 315"> <tr> <td>Foglio 32 di 129</td> </tr> </table>	Foglio 32 di 129
Foglio 32 di 129		

## 6. DESCRIZIONE DELLE OPERE E DEGLI INTERVENTI

Le opere rientranti nella WBS GN95C sono posizionate alle progressive riportate nello schema. Come si nota dalla planimetria riportata oltre al pozzo di ventilazione ed il suo cunicolo di innesto è presente un bypass per l'alloggiamento della strumentazione impiantistica a servizio del pozzo e una cabina MT/BT posizionata all'interno di un cunicolo.

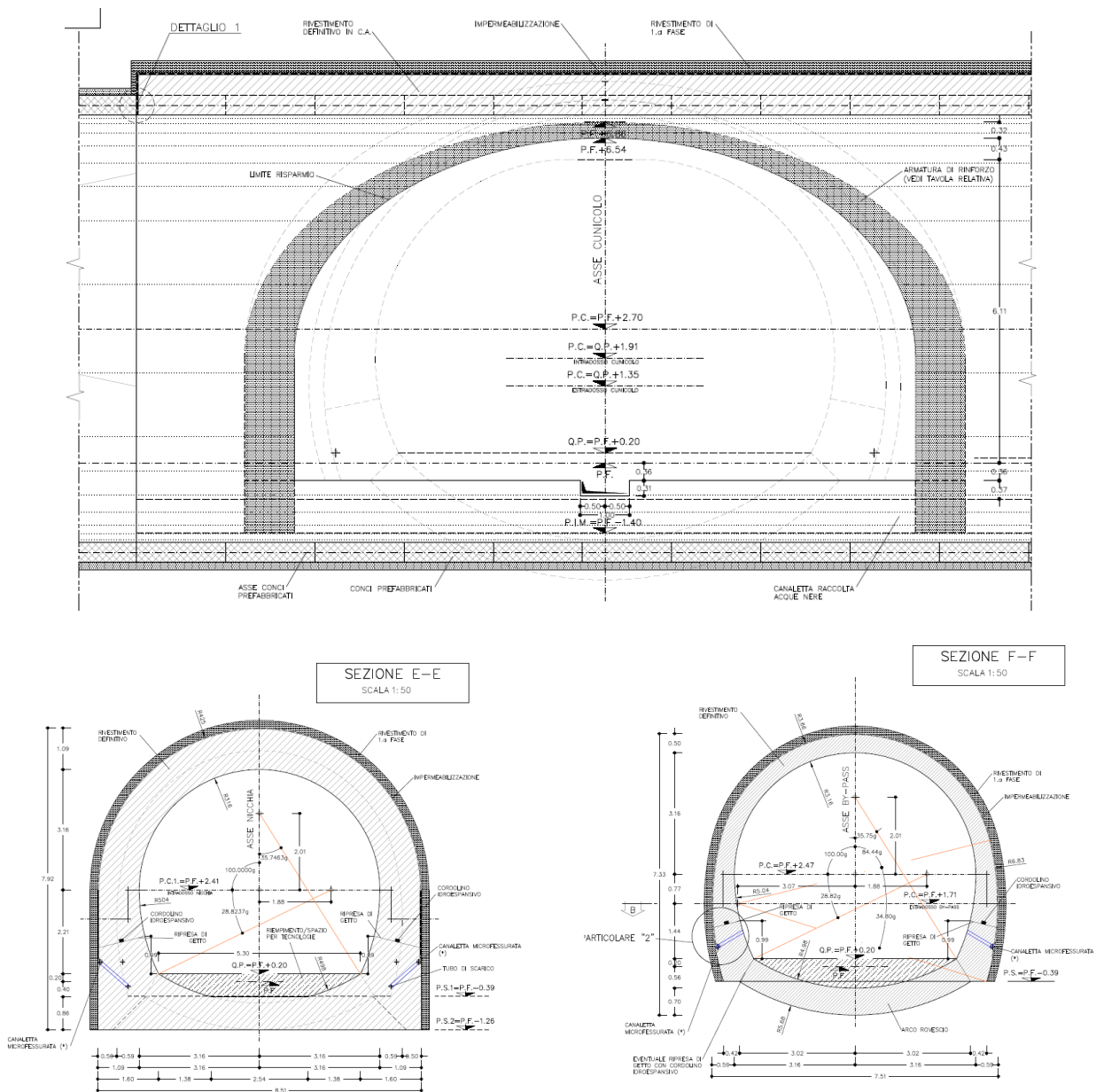


**Figura 6-1 – Pianta delle opere in progetto**

Il pozzo sarà alto circa 25 m ed avrà un diametro interno di 5.0 m (diametro di scavo 6.0m). Il cunicolo di collegamento avrà raggio interno in chiave calotta 3,92 m, larghezza sul piano dei centri 9,26 m e altezza totale pari a 7,67 m; il cunicolo della cabina MT BT avrà raggio interno in chiave calotta 3,92 m, larghezza sul piano dei centri 7,88 m e altezza totale pari a 7.18 m; il by pass avrà raggio interno in chiave calotta 3,16 m, larghezza sul piano dei centri 6,32 m e altezza totale pari a 6,13 m.







**Figura 6-2 – Carpenteria delle opere in progetto**

Nel seguito si riportano le principali fasi esecutive delle opere in progetto. Nello specifico la realizzazione del cunicolo di collegamento e del cunicolo della cabina MT/BT è prevista mediante scavo a piena sezione con applicazione di opportuni interventi di stabilizzazione del fronte e del cavo. Il pozzo di ventilazione verrà invece realizzato in una prima fase mediante la tecnica del Raise – boring: in seguito all'esecuzione di un foro pilota, si procede mediante una testa fresante allo scavo di una sezione ridotta partendo dalla quota del cunicolo fino al piano campagna e successivamente all'allargo fino alla dimensione finale del pozzo.

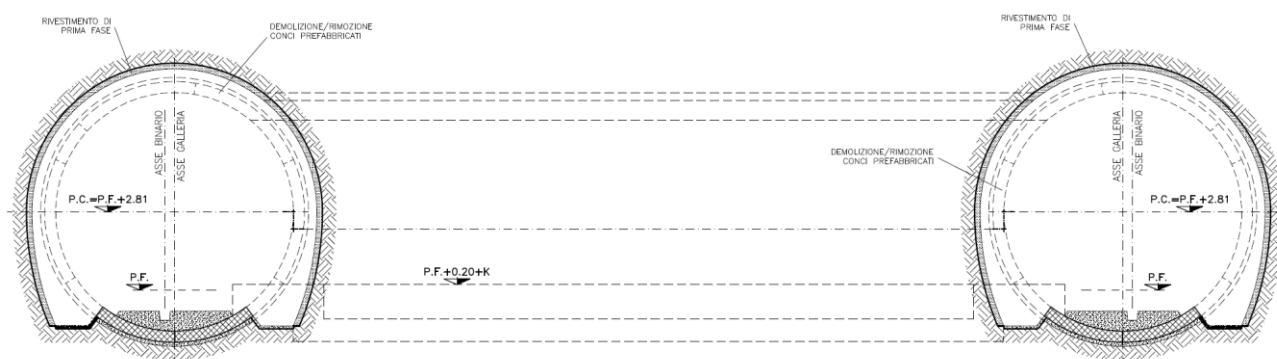
È opportuno ricordare che la Galleria di Serravalle sarà realizzata con scavo meccanizzato. Viste le dimensioni delle sagome dei cunicoli sarà necessario effettuare una fase di ribattitura dei conci

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	Foglio 35 di 129
IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01		

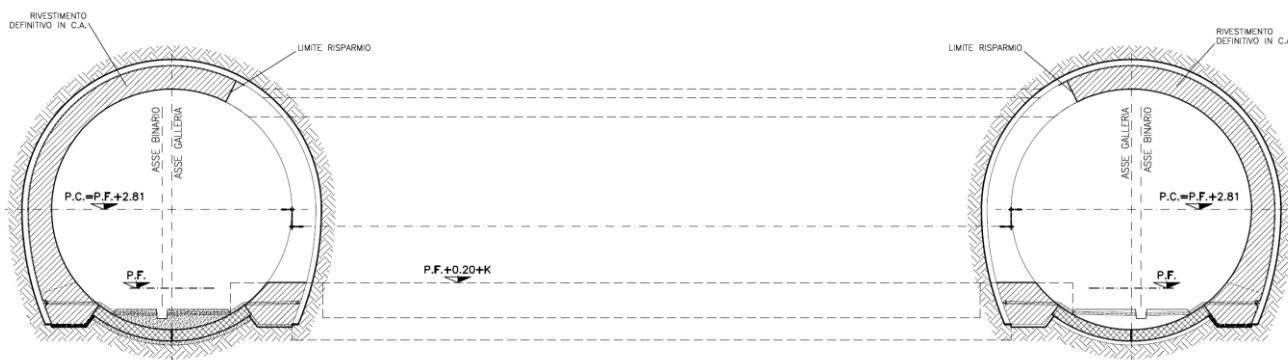
prefabbricati con la quale si provvederà a smontare gli anelli in calcestruzzo presenti in prossimità del pozzo.

Nel seguito si riportano le fasi esecutive che si seguiranno per la realizzazione del cunicolo. Per la cabina si farà riferimento a fasi del tutto simili.

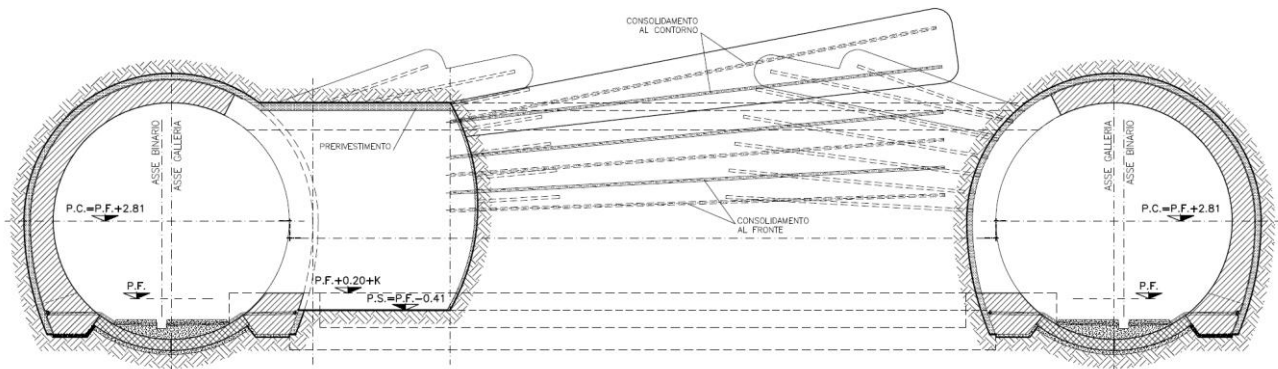
- Esecuzione dell'allargo della sezione tipo della linea per singoli anelli di lunghezza 1.8m e messa in opera di un rivestimento di prima fase costituito da centine e spritz beton;



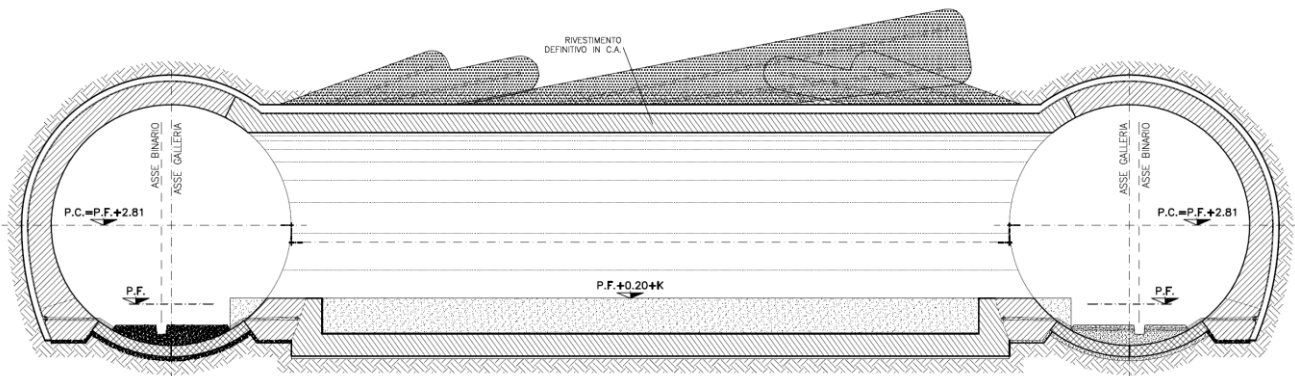
- Getto del rivestimento definitivo della sezione allargata, per ciascuna delle due canne, con apposito risparmio nella carpenteria per la realizzazione del futuro collegamento. Si precisa che il getto del rivestimento definitivo dovrà avvenire ad una distanza massima di  $2\phi$  dalla sezione di inizio ribattitura, inoltre in funzione della risposta deformativa del cavo si potrà valutare di effettuare anche la ribattitura dell'arco rovescio.



- Esecuzione, dalla galleria di linea, dei consolidamenti al fronte e al contorno propedeutici allo scavo del cunicolo/cabina;
- Scavo, a partire da una delle due canne, del cunicolo/cabina (tratta 1) prevedendo l'immediata messa in opera dei prerivestimenti. Esecuzione del secondo campo di preconsolidamenti al fronte e al contorno;



- Completamento dello scavo;
- Messa in opera del rivestimento definitivo.



## 6.1. Cunicolo di collegamento

La sezione corrente del cunicolo di collegamento, in fase costruttiva è costituita da:

- Prerivestimento composto da uno spessore di 30 cm di spritz-beton armato con rete elettrosaldada o fibrorinforzato e centine costituite da profilati tipo HEB 200 passo  $p = 1$  m;
- Preconsolidamento del fronte realizzato mediante la posa in opera di n° 50 tubi in VTR cementati in foro con miscele cementizie,  $L \geq 18$  m;
- Impermeabilizzazione tipo "0" costituita da tessuto non tessuto e manto in pvc,
- Rivestimento definitivo in cls avente spessore minimo di 80 cm in arco rovescio e 90 cm in calotta.

### Fasi esecutive

Si possono considerare le seguenti fasi costruttive:

FASE 1: esecuzione del preconsolidamento al fronte



GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01 <table border="1" data-bbox="1420 224 1532 315"> <tr> <td>Foglio 37 di 129</td> </tr> </table>	Foglio 37 di 129
Foglio 37 di 129		

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 50 tubi in VTR, aventi lunghezza minima di 18.00 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;
- 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;

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 2: scavo

Esecuzione scavo di avanzamento con sfondi di lunghezza massima pari a 1 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

Al termine di ogni singolo sfondo verrà messo in opera il rivestimento di 1a fase costituito da centine metalliche 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 4: getto di murette e arco rovescio

Il getto delle murette dovrà essere effettuato prima della realizzazione del pozzo di ventilazione;

#### FASE 5: impermeabilizzazione

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01	Foglio 38 di 129

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, si procederà comunque al getto del rivestimento definitivo prima della realizzazione del pozzo di ventilazione.

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.

## 6.2. Pozzo di aereazione

La sezione corrente del pozzo di ventilazione prevede:

- consolidamento dall'alto tramite VTR valvolati secondo le geometrie di progetto per i primi 12 m di scavo. L'intervento andrà tarato in funzione del campo prove iniziale;
- prerivestimento fino al raggiungimento della quota di fondo scavo del pozzo composto da conci metallici di rivestimento (o alternativamente da centina metallica) e 10cm di spritz beton.
- impermeabilizzazione tipo "0" costituita da tessuto non tessuto e manto in pvc;
- rivestimento definitivo in cls dello spessore di 40 cm. Il getto del rivestimento definitivo dovrà essere realizzato dopo aver terminato lo scavo del pozzo a partire dalla quota del cunicolo in risalita verso il piano campagna.

### Fasi esecutive

Si possono considerare le seguenti fasi costruttive:

#### FASE 1: esecuzione consolidamento dall'alto

Realizzazione di uno strato consolidato dello spessore di 12 m con VTR valvolati con le geometrie di mostrate sulle tavole di progetto. I parametri di iniezione andranno tarati in funzione del campo prove iniziale.

#### FASE 2: esecuzione foro pilota

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01	Foglio 39 di 129

Esecuzione di un foro pilota di diametro 350mm in asse al pozzo spinto fino ad incontrare la calotta del camerone.

#### FASE 3: Montaggio testa fresante

Montaggio di una testa fresante  $\Phi$ 1840mm circa all'interno del camerone già realizzato e montaggio della struttura di contrasto esterna.

#### FASE 4: Raise - boring

Alesaggio del foro pilota precedentemente realizzato procedendo dal basso verso la superficie.

#### FASE 5: Smontaggio

Smontaggio della testa fresante e della raise-boring machine.

#### FASE 6: Montaggio gru a cavalletto

Montaggio della gru a cavalletto a bocca pozzo idonea all'accesso al pozzo di mezzi, materiali e attrezzature.

#### FASE 7: scavo di allargo

Esecuzione dello scavo di allargo con campi di avanzamento variabili in funzione della profondità (1.0 m nei primi 5 m, 3.0 m a profondità maggiori). Si noti che qualora si mettesse in opera un prerivestimento con centine HEA 140 si dovrà avere cura di realizzare un extra-scavo di 5 cm;

#### FASE 8: posa in opera del rivestimento in conci metallici

Al termine di ogni sfondo verrà messo in opera il prerivestimento in conci metallici prefabbricati (o alternativamente centine metalliche), completato ogni 5 anelli montati da una raggiera di bulloni radiali ad ancoraggio continuo. Tale intervento potrà essere integrato in corso d'opera in funzione del comportamento geomeccanico dell'ammasso. I conci metallici potranno essere sostituiti con centine metalliche HEA 140 passo 1.5 m (passo 1.0 m nei primi 5 m).

#### FASE 9: messa in opera di uno strato di spritz – beton fibrorinforzato

Messa in opera di uno strato di spritz – beton fibrorinforzato dall'interno del pozzo per uno spessore di circa 10 cm mediante pompa manuale. Tale intervento dovrà essere eseguito dopo la posa di massimo cinque anelli di conci prefabbricati e verrà eventualmente tarato in corso d'opera in funzione delle caratteristiche geomeccaniche e strutturali dell'ammasso. Qualora si mettessero in opera centine HEA 140 si dovrà mettere in opera uno spritz di 15 cm armato o fibrorinforzato.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01 <table border="1" data-bbox="1422 232 1532 315"> <tr> <td>Foglio 40 di 129</td> </tr> </table>	Foglio 40 di 129
Foglio 40 di 129		

FASE 10: getto del rivestimento definitivo del pozzo in c.a.

Getto del rivestimento definitivo del pozzo a partire dal cunicolo e procedendo dal basso verso l'alto.

### 6.3. Cunicolo cabina MT/BT

La sezione corrente della cabina MT BT sarà costituita da:

- Prerivestimento composto da uno spessore di 30 cm di spritz-beton armato con rete elettrosaldata o fibrorinforzato e centine costituite da profilati tipo HEB 200 passo  $p = 1$  m;
- Preconsolidamento del fronte realizzato mediante la posa in opera di n° 40 tubi in VTR cementati in foro con miscele cementizie ,  $L \geq 15$  m, sovrapp.  $\geq 6$  m;
- Impermeabilizzazione tipo "0" costituita da tessuto non tessuto e manto in pvc;
- Rivestimento definitivo in cls avente spessore minimo di 80 cm in arco rovescio e 70 cm in calotta.

#### Fasi esecutive

Si possono considerare le seguenti fasi costruttive:

FASE 1: esecuzione del 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 40 tubi in VTR, aventi lunghezza minima di 15.00 m e sovrapposizione  $\geq 6.00$  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;
- 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;

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.



GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01	Foglio 41 di 129

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 2: scavo

Esecuzione scavo di avanzamento con sfondi di lunghezza massima pari a 1 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

Al termine di ogni singolo sfondo verrà messo in opera il rivestimento di 1a fase costituito da centine metalliche HEB 200 passo 1.00m e da uno strato di spritz-beton di spessore 30 cm, armato con rete elettrosaldada ( $\varnothing 6$  15x15) 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 prima della realizzazione del pozzo di ventilazione;

#### 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, si procederà comunque al getto del rivestimento definitivo prima della realizzazione del pozzo di ventilazione. 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.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01</p>	<p>Foglio 42 di 129</p>

## 7. PRE-SPRITZ AL FRONTE E AL CONTORNO

Lo scavo sarà eseguito a piena sezione, sagomando il fronte a forma concava ad ogni sfondo.

In termini di prescrizioni generali si ricorda che dopo ogni sfondo e prima di porre in opera gli interventi di prima fase, dovrà essere eseguito un accurato disaggio di tutte le porzioni instabili e si dovrà procedere alla posa in opera dello spritz beton di protezione fibrorinforzato (spessore  $\geq 5\text{cm}$ ) sulle superfici fresche di scavo (fronte e contorno del cavo).

Lo strato di pre-spritz fibrorinforzato ad ogni sfondo è deputato, nel breve termine, a trattenere il materiale minuto ed a svolgere la funzione di protezione della superficie fresca di ammasso dalla ventilazione forzata, che in taluni casi potrebbe accelerare il processo di perdita di naturale umidità dell'ammasso, favorendo locali distacchi. Il pre-spritz non ha quindi funzione strutturale in senso stretto nel breve termine e di conseguenza il relativo spessore non è dimensionabile analiticamente a priori.

Le modalità di disaggio e l'entità del pre-spritz nel rispetto dei valori minimi sopra definiti dovranno di conseguenza essere di volta in volta oggetto di analisi e verifica dei responsabili preposti dell'Impresa presenti continuativamente al fronte di scavo, nel rispetto delle usuali procedure di sicurezza.

Qualora si verificassero durante lo scavo in avanzamento segnali di difficoltà al mantenimento di una regolare sagoma di scavo al fronte e/o al contorno e/o significativo incremento dei tassi deformativi, risulterà necessario interrompere prontamente l'avanzamento, previa messa in sicurezza al fronte con adeguato tampone in spritz-beton, per apportare i necessari adeguamenti alla sezione di scavo ed alle fasi esecutive che verranno in tal caso dettagliatamente definiti.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01
	Foglio 43 di 129

## 8. PREVISIONI SUL COMPORTAMENTO DEGLI AMMASSI ALLO SCAVO (FASE DI DIAGNOSI)

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 redistribuzione degli sforzi, sia in direzione trasversale che longitudinale, con conseguente incremento delle tensioni al contorno della galleria e già oltre il fronte di scavo.

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

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

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

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

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

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

### Gallerie a fronte stabile (CASO A)

Se il fronte di scavo è stabile, ciò significa che lo stato tensionale al contorno della cavità in prossimità del fronte si mantiene in campo prevalentemente elastico e i fenomeni deformativi osservabili sono di piccola entità e tendono ad esaurirsi rapidamente. In questo caso anche il

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01 <table border="1" data-bbox="1420 230 1532 315"> <tr> <td>Foglio 44 di 129</td> </tr> </table>	Foglio 44 di 129
Foglio 44 di 129		

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.

## **8.1. Cunicolo di collegamento e cunicolo cabina MT/BT**

Nel seguito saranno presentate le analisi di diagnosi per il cunicolo di collegamento e la cabina MT BT con i metodi illustrati nei capitoli precedenti.

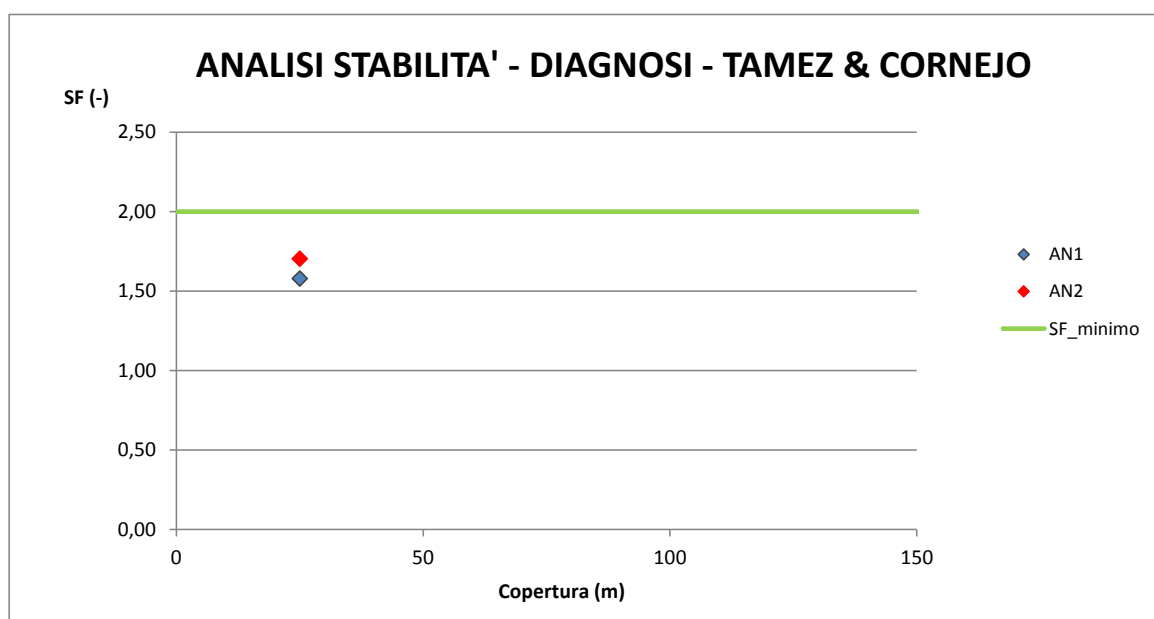
### *8.1.1. Stabilità del fronte di scavo*

Sono state condotte analisi di stabilità del fronte di scavo con una copertura di 25 m considerando la stratigrafia riportata nel capitolo di inquadramento geotecnico.

Nel seguito sono riepilogati i risultati ottenuti in termini di fattore di sicurezza per i tre metodi considerati. La prima analisi fa riferimento al cunicolo di collegamento mentre la seconda al cunicolo cabine.

ANALISI STABILITA' DEL FRONTE - FASE DI DIAGNOSI - Tamez & Cornejo							
Analisi	Formazione	Copertura (m)	D <sub>eq</sub> (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	c' (kPa)	$\phi$ (°)	SF
AN1	aS inf	25	10,63	21	80	35	1,58
AN2	aS inf	25	9,77	21	80	35	1,70

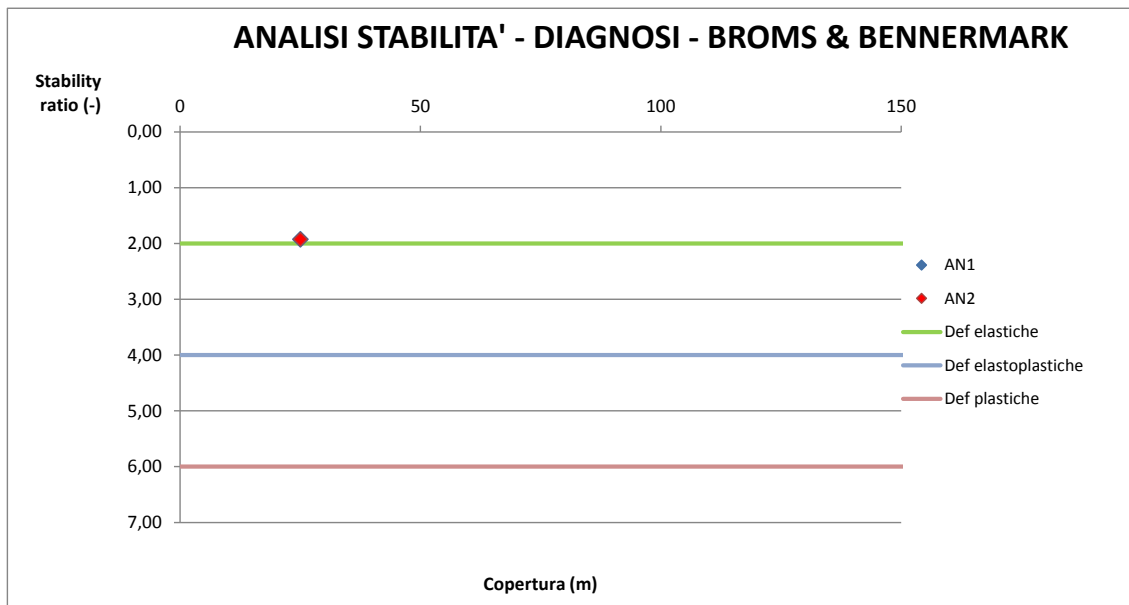
**Tabella 2. Riepilogo analisi di stabilità fase di diagnosi: metodo di Tamez & Cornejo**



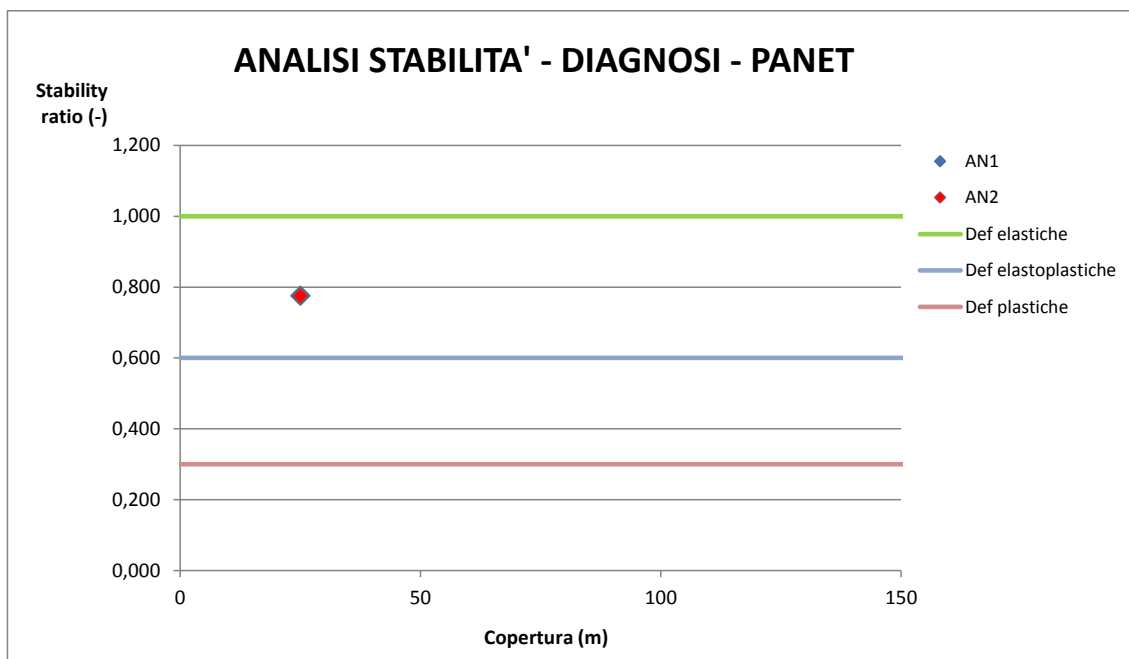
**Figura 4 – Riepilogo grafico analisi di stabilità fase di diagnosi: metodo di Tamez & Cornejo.**

ANALISI STABILITA' DEL FRONTE - FASE DI DIAGNOSI									
Analisi	Formazione	Copertura (m)	z <sub>0</sub> (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	GSI (-)	$\sigma_{ci}$ (MPa)	m <sub>i</sub>	Stability Ratio	$\lambda$
AN1	aS inf	25	28,70	21	35	7500	11,00	1,92	0,776
AN2	aS inf	25	28,75	21	35	7500	11,00	1,93	0,775

**Tabella 3. Riepilogo analisi di stabilità fase di diagnosi: metodo di Broms & Bennermark**



**Tabella 4. Riepilogo grafico analisi di stabilità fase di diagnosi: metodo di Broms & Bennermark**



**Tabella 5. Riepilogo grafico analisi di stabilità fase di diagnosi: metodo di Panet**

Come si nota dai grafici riportati, il metodo di Cornejo Tamez mostra un comportamento del fronte di tipo instabile mentre quelli Panet e Broms segnalano la presenza di un campo elastico di deformazioni.

A questo punto si vogliono mostrare i risultati ottenuti con i metodi empirici considerando i parametri di resistenza dei terreni valutati linearizzando i valori massimi dei range di Hoek-Brown.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01 <span style="float: right;">Foglio 47 di 129</span>

ANALISI STABILTA' DEL FRONTE - FASE DI DIAGNOSI - Tamez & Cornejo							
Analisi	Formazione	Copertura (m)	D <sub>eq</sub> (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	c' (kPa)	$\phi$ (°)	SF
AN1	aS inf	25	10,63	21	110	40	2,07
AN2	aS inf	25	9,77	21	110	40	2,06

**Tabella 6. Riepilogo analisi di stabilità fase di diagnosi con parametri massimi: metodo di Tamez & Cornejo**

ANALISI STABILTA' DEL FRONTE - FASE DI DIAGNOSI									
Analisi	Formazione	Copertura (m)	z <sub>0</sub> (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	GSI (-)	$\sigma_{ci}$ (MPa)	m <sub>i</sub>	Stability Ratio	$\lambda$
AN1	aS inf	25	28,70	21	40	10000	11,00	1,20	0,926
AN2	aS inf	25	28,75	21	40	10000	11,00	1,20	0,926

**Tabella 7. Riepilogo analisi di stabilità fase di diagnosi con parametri massimi: metodo di Broms & Bennermark**

Considerando i parametri di resistenza massimi i metodi empirico mostrano un comportamento del fronte di tipo stabile e deformazioni durante lo scavo della galleria in campo elastico. Si terrà conto di tali risultati nella definizione degli interventi di variabilità.

### 8.1.2. Verifiche con il metodo delle linee caratteristiche

Le "linee caratteristiche" di una cavità sono delle curve che legano le pressioni di contenimento esercitate in senso radiale sul contorno della galleria dalle opere di stabilizzazione agli spostamenti radiali sul contorno stesso (convergenze). Per ogni galleria si possono determinare due linee caratteristiche principali:

- La linea caratteristica del fronte, valida presso il fronte di scavo, che tiene conto dell'effetto tridimensionale delle tensioni vicino ad esso e che permette di risalire all'entità della convergenza già subita dalla galleria in corrispondenza del fronte di scavo;
- La linea caratteristica del cavo, valida per qualsiasi sezione sufficientemente lontana dal fronte per la quale lo stato tensionale possa considerarsi piano.

Il Metodo delle Linee Caratteristiche è valido nei casi in cui si ritenga lecito ipotizzare che l'andamento delle sollecitazioni indotte dallo scavo, sotto l'azione delle spinte di montagna, sia di tipo idrostatico; ciò si verifica generalmente per coperture  $H > 3D$  ( $D$ =diametro di scavo della galleria); valori di copertura inferiori conducono a un risultato poco rappresentativo dell'effettivo comportamento dell'ammasso roccioso.

Sulla base delle elaborazioni effettuate, è possibile esprimere delle considerazioni sul comportamento dell'ammasso allo scavo, con particolare riguardo alla prevedibile entità dei fenomeni deformativi del fronte e del cavo e all'estensione dell'eventuale fascia di materiale al contorno della cavità in cui il livello tensionale supera il limite elastico.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>CODIV Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>
	<p>IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01</p> <p>Foglio 48 di 129</p>

In generale, ove le linee caratteristiche non intersecano per un valore finito l'asse delle deformazioni radiali, la galleria risulta instabile senza adeguati interventi di contenimento. Si possono verificare altresì casi in cui il metodo porta a prevedere deformazioni radiali finite tali da non essere ritenute compatibili con la stabilità e la funzionalità dell'opera, oppure un'estensione della fascia d'ammasso a comportamento plastico non accettabile. Dall'esame dell'andamento della curva caratteristica è possibile quindi definire il comportamento del fronte di scavo come "stabile", "stabile a breve termine", o "instabile".

Si sono costruite le linee caratteristiche relative alle situazioni a diverso comportamento geomeccanico. Il loro andamento, calcolato sulla base dei parametri geomeccanici caratteristici dei materiali attraversati, è riportato nelle figure allegare alla presente relazione.

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

- Entità del fenomeno deformativo al fronte e a scavo avvenuto;
- Entità della fascia plasticizzata al fronte e a scavo avvenuto;
- Andamento della linea caratteristica (forma e ampiezza del tratto elastico e plastico).

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

- Se la convergenza prevista al fronte è inferiore a 0.5-0.6% del raggio il comportamento è di classe A, se la convergenza prevista al fronte è inferiore a 1.0-1.5% del raggio il comportamento è di classe B, altrimenti di classe C;
- Se la fascia plastica risulta non rilevante (inferiore a 0.5 volte il raggio) il comportamento è di classe A, se la fascia plastica è inferiore a 1-2 volte il raggio il comportamento è di classe B, altrimenti di classe C;
- Si valuta la forma della linea caratteristica del cavo; in classe A questa è quasi interamente lineare (tratto elastico); in classe B compare una parte curva (tratto plastico) ma non rilevante; in classe C il tratto curvo è rilevante e generalmente, a pressione nulla, con convergenze del cavo non compatibili con lo scavo.

Per le opere in esame non verranno presentate analisi alle linee caratteristiche in quanto ritenute poco rappresentative a causa della ridotta copertura presente.

## 8.2. Pozzo di aereazione

Per il pozzo di aereazione sarà presentata un'analisi alle linee caratteristiche come valutazione di diagnosi, la sua lunghezza infatti (circa 5 volte il diametro) permette di assimilare il suo scavo a quello di una galleria profonda.



GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01 <span style="float: right;">Foglio 49 di 129</span>

### 8.2.1. Verifiche con il metodo delle linee caratteristiche

Nel seguito si presentano le analisi condotte considerando le caratteristiche della Formazione di Serravalle presente alla base del pozzo e mostrate nel paragrafo di inquadramento geotecnico.

#### RISULTATI ANALISI LC - FASE DI DIAGNOSI

Formazione geologica	Lunghezza (m)	$R_m$ (m)	$H/D_{medio}$ (m)	$U_{rad}$ (cm)	$R_{pl}$ (m)	$R_{pl}/R_m$	$U_{fronte}$ (cm)	$U_{fronte}/R_m$	$R_{pl\ fronte}$ (m)	$R_{pl\ fronte}/R_m$	Comportamento
aS	25	3	4,2	0,71	4,92	1,64	0,26	0,1%	3,65	1,22	B

**Tabella 8. Riepilogo linee caratteristiche Formazione di Serravalle: fase di diagnosi pozzo d'accesso**

Dove:

- $R_m$ = raggio medio in fase di scavo
- $U_{rad}$ =spostamento radiale del cavo
- $U_{fronte}$ =spostamento al fronte
- $R_{pl}$ =raggio plastico del cavo
- $R_{pl\ fronte}$ =raggio plastico al fronte

In particolare, secondo le formulazioni di Lombardi (1985), il valore di  $U_{fronte}$  indica la convergenza del cavo presso il fronte (ovvero la preconvergenza del nucleo).

### 8.3. Considerazioni conclusive

#### Cunicolo di collegamento e cunicolo cabina MT/BT

Ai fini dello studio del comportamento dell'ammasso in fase di diagnosi si sono svolte analisi per un'altezza di copertura pari a 25 m nella formazione di Serravalle. Alla luce delle analisi di stabilità si denota, secondo la formulazione di Tamez & Cornejo, un comportamento del fronte di scavo di tipo instabile mentre le analisi condotte secondo la formulazione di Broms & Bennermark e di Panet evidenziano deformazioni del cavo di tipo elastico.

Da quanto discusso si ritiene opportuno operare un adeguato confinamento delle pareti dello scavo e contrastare i fenomeni deformativi del cavo mediante l'utilizzo di sistemi di priverstimento di adeguata rigidità. Si prevede inoltre di installare interventi di preconsolidamento del fronte volti ad incrementare il valore di resistenza del nucleo.

#### Pozzo di aereazione

Le analisi con il metodo delle linee caratteristiche, condotte in assenza di interventi, mostrano un comportamento del cavo di tipo "stabile a breve termine" in presenza del contesto geomeccanico di riferimento con una plasticizzazione massima pari al 65% del raggio del pozzo e spostamenti del cavo di circa 7mm.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01</p>	<p>Foglio 50 di 129</p>

Dalle analisi svolte risulta necessario operare unicamente un adeguato confinamento delle pareti dello scavo contrastando i fenomeni deformativi del cavo mediante l'utilizzo di sistemi di pririvestimento di adeguata rigidità.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01 <table border="1" data-bbox="1420 224 1532 315"> <tr> <td>Foglio 51 di 129</td> </tr> </table>	Foglio 51 di 129
Foglio 51 di 129		

## 9. DESCRIZIONE DELLE SEZIONI TIPO (FASE DI TERAPIA)

Sulla base delle analisi condotte nella fase di diagnosi, si presentano gli aspetti che hanno guidato la definizione degli interventi, allo scopo di garantire condizioni di stabilità del fronte e del cavo. Si descrivono le sezioni tipo di avanzamento e i criteri di applicazioni delle sezioni.

### 9.1. Tipologie di intervento in fase costruttiva

Nei capitoli precedenti sono stati definiti tre tipi di comportamento d'ammasso allo scavo che prevedono l'impiego di opportuni interventi scelti in base alle caratteristiche geotecniche/geomeccaniche 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.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01 <table border="1" data-bbox="1420 224 1532 315"> <tr> <td>Foglio 52 di 129</td> </tr> </table>	Foglio 52 di 129
Foglio 52 di 129		

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

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01 <span style="float: right;">Foglio 53 di 129</span>

al contorno del cavo con decremento della resistenza d'ammasso e incremento delle spinte sui prerivestimenti.

Andrà inoltre prevista la realizzazione dei prerivestimenti 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 di arco rovescio e murette a distanze anche inferiori ai 2 diametri dal fronte di scavo.

## 9.2. Sezione tipo d'avanzamento

### Cunicolo di collegamento

In funzione delle condizioni attese per l'ammasso nella zona in esame si prevede di adoperare una tipologia di sezione tipo dotata di preconsolidamenti al fronte e un prerivestimento di adeguata rigidità costituito da centine metalliche inglobate in uno strato di spritz - beton. L'applicazione di tale sezione, cautelativa ai fini del calcolo, andrà comunque valutata in conformità con il grado di fratturazione dell'ammasso e compatibilmente con quanto riportato nelle linee guida per l'applicazione delle sezioni tipo. Nelle tabelle seguenti vengono sintetizzati gli interventi previsti per il cunicolo.

PRERIVESTIMENTI						
SEZIONE TIPO	Variabilità	Centine	Passo	Sfondi	Spritz Beton	$f_{cmSB_{28gg}}$
	[-]	[-]	[m]	[m]	[cm]	[MPa]
Cunicolo	Media	HEB200	1	1	30	25

CONSOLIDAMENTI FRONTE					
SEZIONE TIPO	Variabilità	TIPO	N°	L-interventi	L-sovr
	[-]	[-]	[m]	[m]	[cm]
Cunicolo	Media	VTR-CEM	50	18	9

RIVESTIMENTI				
SEZIONE TIPO	Variabilità	Classe cls Rck	Sp. AR	Sp. CAL
	[-]	[-]	[m]	[m]
Cunicolo	Media	30	80	90

### Pozzo di ventilazione

Il pozzo di ventilazione sarà scavato con una sezione circolare di diametro 5.0 m mettendo in opera opportuni interventi di rivestimento di prima e seconda fase. Sarà previsto un consolidamento dall'alto per i primi 12 m costituito da VTR valvolati che dopo aver attraversato lo strato superficiale

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01 <span style="float: right;">Foglio 54 di 129</span>

della coltre (sabbie limose) si andrà ad intestare per un paio di metri all'interno della Formazione di Serravalle. L'intervento andrà in tutti i casi tarato in funzione del campo prove iniziale.

Per quanto riguarda il rivestimento di prima fase esso sarà costituito da conci prefabbricati di altezza pari ad 1.0 m e sviluppo di circa 1.90 m. Ciascun concio sarà composto da un UPN120 superiore, profili ad L (50x6 - 60x6) di supporto e una rete elettrosaldata di ripartizione. Tutti i conci saranno ricoperti di uno strato di spritz-beton di spessore 10 cm.

Alternativamente al concio prefabbricato potranno essere installate in sito delle centine metalliche HEA 140 passo 1.5 m ricoperte da uno strato di spritz-beton di 15 cm fibrorinforzato o armato con rete elettrosaldata. Si noti che in tale evenienza si dovrà avere cura di realizzare un extra-scavo di 5 cm.

Nella zona superficiale verranno bullonati tre conci con barre f28 lunghe 2 m mentre lungo lo sviluppo si installeranno bullonature ogni 5 conci al fine di sostenere il sistema di prerivestimento.

Si utilizzeranno sfondi di 1.0 m per i primi 5 m di scavo e di 3.0 m per profondità maggiori.

Il rivestimento definitivo verrà gettato dopo aver realizzato l'intero scavo e sarà in calcestruzzo Rck30 con spessore 40 cm.

#### Cunicolo cabina MT/BT

In funzione delle condizioni attese per l'ammasso nella zona in esame si prevede di adoperare una tipologia di sezione tipo dotata di preconsolidamenti al fronte e un prerivestimento di adeguata rigidità costituito da centine metalliche inglobate in uno strato di spritz - beton. L'applicazione di tale sezione (cautelativa ai fini del calcolo) andrà comunque valutata in conformità con il grado di fratturazione dell'ammasso e compatibilmente con quanto riportato nelle linee guida per l'applicazione delle sezioni tipo. Nelle tabelle seguenti vengono sintetizzati gli interventi previsti per il cunicolo e la cabina.

PRERIVESTIMENTI						
SEZIONE TIPO	Variabilità	Centine	Passo	Sfondi	Spritz Beton	$f_{cmSB\_28gg}$
	[-]	[-]	[m]	[m]	[cm]	[MPa]
Cunicolo cabina MT/BT	Media	HEB200	1	1	30	25

CONSOLIDAMENTI FRONTE					
SEZIONE TIPO	Variabilità	TIPO	N°	L-interventi	L-sovr
	[-]	[-]	[m]	[m]	[cm]
Cunicolo cabina MT/BT	Media	VTR-CEM	40	15	6

RIVESTIMENTI				
SEZIONE TIPO	Variabilità	Classe cls Rck	Sp. AR	Sp. CAL
	[-]	[-]	[m]	[m]
Cunicolo cabina MT/BT	Media	30	80	70

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01	Foglio 55 di 129

## 10. INDIVIDUAZIONE DELLE SEZIONI DI CALCOLO E VERIFICA DELLE SEZIONI TIPO DI SCAVO

### 10.1. Premessa

Nei seguenti paragrafi sono riportati i risultati delle analisi numeriche che hanno permesso di investigare il regime tenso-deformativo nei rivestimenti strutturali previsti in progetto.

Questo è stato raggiunto tramite tre approcci differenti:

1. Stabilità del fronte
2. Metodo delle Linee Caratteristiche
3. Analisi agli elementi finiti

Le analisi di stabilità del fronte hanno consentito di cogliere le caratteristiche deformative del fronte in funzione della copertura e del materiale di scavo e quindi di predimensionare, qualora le analisi ne avessero evidenziato la necessità, gli interventi di preconsolidamento del fronte.

Il Metodo delle Linee Caratteristiche ha permesso di cogliere approssimativamente l'entità delle sollecitazioni e delle convergenze nel priverivestimento e nel rivestimento definitivo, rappresentando una fase di predimensionamento degli interventi di sostegno e di guidare le scelte circa le sezioni di galleria da sottoporre ad analisi più accurate.

L'analisi agli elementi finiti, che verrà presentata nel capitolo successivo, ha permesso invece di indagare più dettagliatamente per le condizioni più rappresentative il regime tensionale e deformativo nelle strutture e nell'ammasso circostante, nelle principali fasi esecutive fino alla completa realizzazione dell'opera, consentendo quindi di valutare l'evoluzione del comportamento dell'opera nel breve, medio e lungo termine.

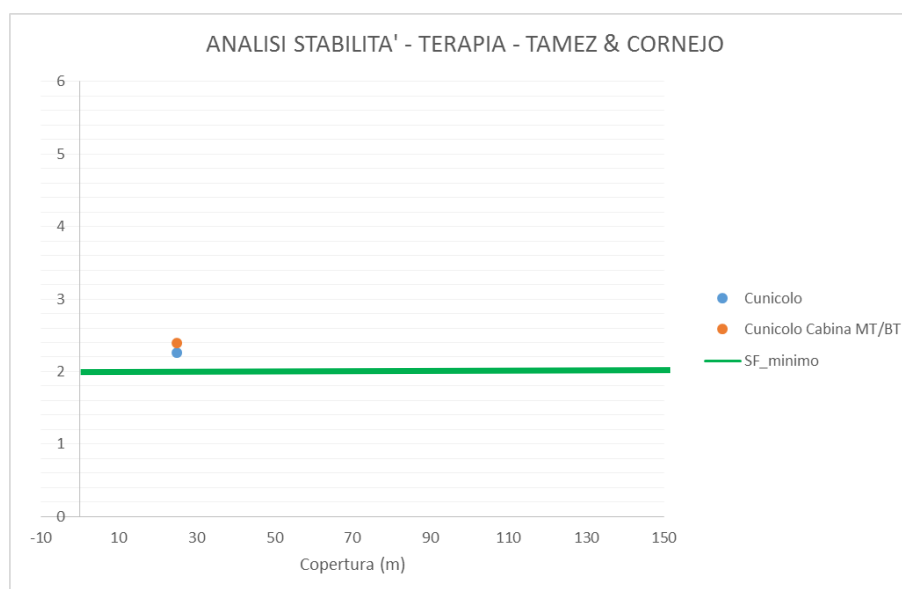
### 10.2. Cunicolo di collegamento e cunicolo cabina MT/BT

#### 10.2.1. Verifica di stabilità del fronte con metodi analitici

Nelle successive tabelle sono riportati i principali dati di input ed i risultati ottenuti per quanto riguarda le analisi di stabilità del fronte di scavo, effettuate in base alle formazioni incontrate lungo il tracciato della galleria alle differenti coperture in cui tali condizioni si presentano. Le analisi di terapia sono state svolte nei medesimi contesti geomeccanici utilizzati in fase di diagnosi.

ANALISI STABILITA' DEL FRONTE - FASE DI TERAPIA - Tamez & Cornejo											
Analisi	Formazione	Sezione tipo	Copertura (m)	D <sub>eq</sub> (m)	N° VTR	Aderenza (kPa)	γ (kN/m <sup>3</sup> )	c' (kPa)	φ (°)	Sfondo (m)	SF
AN1	aS inf	Cunicolo	25,00	10,63	50	150	21,00	80	35,000	1	2,266
AN1	aS inf	Cunicolo Cabina MT/BT	25,00	9,77	40	150	21,00	80	35,000	1	2,389

**Tabella 9. Riepilogo analisi di stabilità fase di terapia: metodo di Tamez & Cornejo**



**Figura 4 – Riepilogo grafico analisi di stabilità fase di terapia: metodo di Tamez & Cornejo.**

Le analisi mostrano come gli interventi previsti assicurino un buon margine di sicurezza rispetto al valore limite fissato pari a 2.

### 10.3. Pozzo di aereazione

#### 10.3.1. Verifica con il metodo delle curve caratteristiche

Nel seguito sono presentati i risultati ottenuti con il metodo delle linee caratteristiche considerando come rivestimento di prima fase una centina UNP120 e uno strato di spritz beton di 10 cm. È stato inoltre inserito un rivestimento definitivo in calcestruzzo di spessore 40 cm.

È necessario specificare che l'utilizzo del metodo "transfer-matrix" (cfr. 4.1.3) riporta valori di convergenze e spostamenti al fronte e in galleria generalmente più bassi rispetto ai risultati calcolati con le classiche soluzioni in forma chiusa di letteratura e anche rispetto ai valori evidenziati da scavi in materiali simili. In ogni caso comunque questa differenza è percentualmente contenuta e non influenza la classificazione del comportamento dell'ammasso. Le verifiche in fase di terapia pertanto sono state condotte tutte con il metodo "transfer-matrix" per coerenza numerica, nel tentativo di



GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01
	Foglio 57 di 129

evidenziare l'effetto degli interventi, rimandando per una valutazione più realistica degli effetti deformativi di fronte e scavo alle analisi numeriche.

RISULTATI ANALISI LC - FASE DI TERAPIA							Prerivestimenti			Rivestimenti definitivi			
Sezione tipologica	Formazione geologica	Lunghezza (m)	R <sub>m</sub> (m)	U <sub>fronte</sub> (cm)	R <sub>pl fronte</sub> (m)	R <sub>pl fronte</sub> /R <sub>m</sub>	U <sub>messa opera</sub> (cm)	σ <sub>spritz</sub> (MPa)	σ <sub>cent</sub> (MPa)	Cor <sub>rad,prev</sub> (cm)	U <sub>eq</sub> (cm)	R <sub>pl,eq</sub> (m)	σ <sub>cls</sub> * (MPa)
B0	aS	25	3	0,20	3,42	1,14	0,33	1,19	11,56	0,02	0,34	3,66	0,35

**Tabella 10. Fase di terapia cunicolo sezione corrente: risultati linee caratteristiche Formazione di Serravalle**

Dove:

- R<sub>m</sub>= raggio medio di scavo
- ν=coefficiente di Poisson
- U<sub>fronte</sub>=spostamento al fronte
- U<sub>messa in opera</sub>=spostamento alla messa in opera del prerivestimento
- U<sub>eq</sub>=spostamento all'equilibrio (rivestimenti definitivi)
- R<sub>pl fronte</sub>=raggio plastico al fronte
- R<sub>eq</sub>=raggio plastico all'equilibrio (rivestimenti definitivi)
- σ<sub>spritz</sub>=tensione nello spritz beton
- σ<sub>cent</sub>=tensione nelle centine metalliche
- σ<sub>cls</sub>\*=tensione nei rivestimenti definitivi

#### 10.4. Considerazioni conclusive sul comportamento dello scavo in fase di terapia

Le analisi di terapia condotte per le cabine e per il cunicolo di collegamento mostrano buoni fattori di sicurezza con la messa in opera degli interventi di progetto nel contesto geomeccanico di riferimento.

Anche per il pozzo le analisi alle linee caratteristiche in fase di terapia mostrano spostamenti contenuti del cavo e tassi di lavoro nei rivestimenti in linea con i limiti imposti dalla Norma di riferimento.

Si sottolinea che, viste le coperture prese in considerazione e la possibilità di incontrare un contesto geomeccanico più scadente a causa del disturbo indotto dallo scavo di opere limitrofe, andrà sempre previsto un adeguato sistema di controllo e monitoraggio dei prerivestimenti al fine di valutare i tassi di lavoro effettivi ed il mantenimento degli adeguati margini di sicurezza richiesti dalle caratteristiche di resistenza dei materiali impiegati.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01 <span style="float: right;">Foglio 58 di 129</span>

## 11. VERIFICHE CON METODI NUMERICI AGLI ELEMENTI FINITI

### 11.1. Definizione delle sezioni di calcolo e verifica

#### 11.1.1. Cunicolo di collegamento e cunicolo cabina MT/BT

Nei seguenti paragrafi verranno descritti i modelli di calcolo impiegati per il dimensionamento dei rivestimenti di prima fase e definitivo del cunicolo e del cunicolo cabina MT BT. In particolare si svolgerà una sola analisi numerica che simulerà lo scavo del cunicolo e che verrà ritenuta rappresentativa anche per il cunicolo cabina MT/BT. La sagoma di scavo del cunicolo sarà leggermente maggiore di quella della cabina pertanto la sua realizzazione rappresenterà le condizioni più gravose che si presenteranno in sito.

Al fine di definire le condizioni di carico sui rivestimenti (di prima fase e definitivi), è stato fatto ricorso alla modellazione numerica bidimensionale, condotta impiegando il codice di calcolo Plaxis 2011. In particolare, le modellazioni numeriche effettuate hanno permesso di simulare in maniera approfondita la complessità dell'interazione terreno-struttura. La simulazione dello scavo nelle sue fasi, cercando di rappresentare in maniera più fedele possibile la progressione, permette la definizione del comportamento dell'ammasso e dei carichi sui prerivestimenti in funzione dei tempi di maturazione dello spritz beton di prima fase e della distanza di applicazione dal fronte. Il rivestimento definitivo viene posto in opera alla distanza di progetto, gravandosi del carico residuo di sua competenza e del carico che risultava gravante sul sostegno di prima fase, considerato cautelativamente non più resistente nel lungo termine.

ANALISI	SEZIONE TIPO	FORMAZIONE GEOLOGICA	Copertura [m]
1	Cunicolo di collegamento – Cunicolo cabina MT/BT	aS	25

**Tabella 11. Descrizioni dei modelli numerici impiegati**

#### 11.1.1. Pozzo di aereazione

Per il dimensionamento dei rivestimenti definitivi e di prima fase del pozzo di aereazione è stata condotta un'analisi numerica con il programma Plaxis 2011 in condizioni assialsimmetriche. Nel modello i rivestimenti di prima fase sono stati simulati con elementi "plate" mentre per i rivestimenti definitivi si è adoperato un materiale elastico con le caratteristiche del calcestruzzo Rck30 così come verrà dettagliato nei paragrafi seguenti. Per portare in conto il collegamento tra il pozzo ed il cunicolo di base è stato assegnato un vincolo appoggio all'estremità inferiore del modello.

ANALISI	SEZIONE TIPO	FORMAZIONE GEOLOGICA	Lunghezza [m]
2	Pozzo di aereazione	aS	25

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01 <span style="float: right;">Foglio 59 di 129</span>

### 11.1.2. Condizioni idrogeologiche

La relazione idrogeologica indica la Formazione di Serravalle come un ammasso sostanzialmente impermeabile per cui si ritiene che l'acquifero resti limitato alle zone superficiali delle coltri detritiche. Nel primo modello però si è voluto tenere in conto di un possibile collegamento idraulico nel lungo termine tra la quota dell'opera e quella di falda causato da un'intensa fratturazione dell'ammasso. Pertanto si è ipotizzato agente sui rivestimenti definitivi un carico idraulico legato ad un battente d'acqua di 20 m (falda 5 m sotto il piano campagna).

Per il pozzo invece si è ipotizzato che lo scavo avvenisse in condizioni drenate. L'effetto del carico idraulico, supposto presente in fase finale, verrà valutato con la formula di Mariotte e sommato allo sforzo normale agente nei rivestimenti definitivi nel lungo termine.

### 11.1.3. Modellazione dell'ammasso e degli elementi strutturali

#### Parametri Geotecnici d'ammasso

Il modello adottato per l'ammasso è quello di Mohr-Coulomb; nel seguito verranno riportati i parametri di calcolo adottati.

Formazione	Profondità	$\gamma$	$\phi$	c	$E_{op}$	$E_{ur}$
	(m)	(kN/m <sup>3</sup> )	(°)	(kPa)	(Mpa)	(Mpa)
Coltre detritica (C)	10	21	30	10	40	120
Formazione di Serravalle sup	20	21	33	60	650	1300
Formazione di Serravalle inf	>20	21	35	80	850	1700

**Tabella 12. Stratigrafia di calcolo: Parametri di Resistenza Criterio di Mohr-Coulomb**

Nell'analisi di lungo termine verrà considerato una fascia di terreno al contorno del cavo del cunicolo dotata delle caratteristiche meccaniche residue della Formazione.

Il valore del coefficiente di spinta a riposo è stato posto pari a  $1 - \tan \phi$ .

#### Modellazione degli elementi strutturali

Il calcestruzzo utilizzato per i rivestimenti definitivi della galleria naturale e del pozzo è stato modellato come un materiale elastico lineare. Questo modello rappresenta la legge di Hooke dell'elasticità isotropa lineare e richiede due parametri di rigidezza elastici, che sono il modulo di Young E, ed il coefficiente di Poisson  $\nu$ , pari a  $E=31220$  MPa e  $\nu=0.2$ .

Per quanto riguarda i rivestimenti di prima fase si è provveduto ad omogenizzare le centine e lo spritz – beton ottenendo un modulo elastico ed uno spessore equivalente tramite la seguente formulazione:

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01 <table border="1" data-bbox="1422 232 1546 318"> <tr> <td>Foglio 60 di 129</td> </tr> </table>	Foglio 60 di 129
Foglio 60 di 129		

$$E_{om} = \frac{\left[ E_{sb} \cdot s + \left( \frac{E_{cen}}{E_{sb}} - 1 \right) \cdot E_{sb} \cdot \frac{A_{cen}}{d} \right]^{3/2}}{\sqrt{E_{sb} \cdot s^3 + 12 \cdot \left( \frac{E_{cen}}{E_{sb}} - 1 \right) \cdot E_{sb} \cdot \frac{I_{cen}}{d}}}$$

$$s_{om} = \sqrt{\frac{E_{sb} \cdot s^3 + 12 \cdot \left( \frac{E_{cen}}{E_{sb}} - 1 \right) \cdot E_{sb} \cdot \frac{I_{cen}}{d}}{E_{sb} \cdot s + \left( \frac{E_{cen}}{E_{sb}} - 1 \right) \cdot E_{sb} \cdot \frac{A_{cen}}{d}}}$$

dove:

$E_{sb}$  Modulo elastico dello spritz beton impiegato

$E_{cen}$  Modulo elastico delle centine metalliche

$I_{cen}$  Modulo di inerzia delle centine metalliche

$A_{cen}$  Area delle centine metalliche

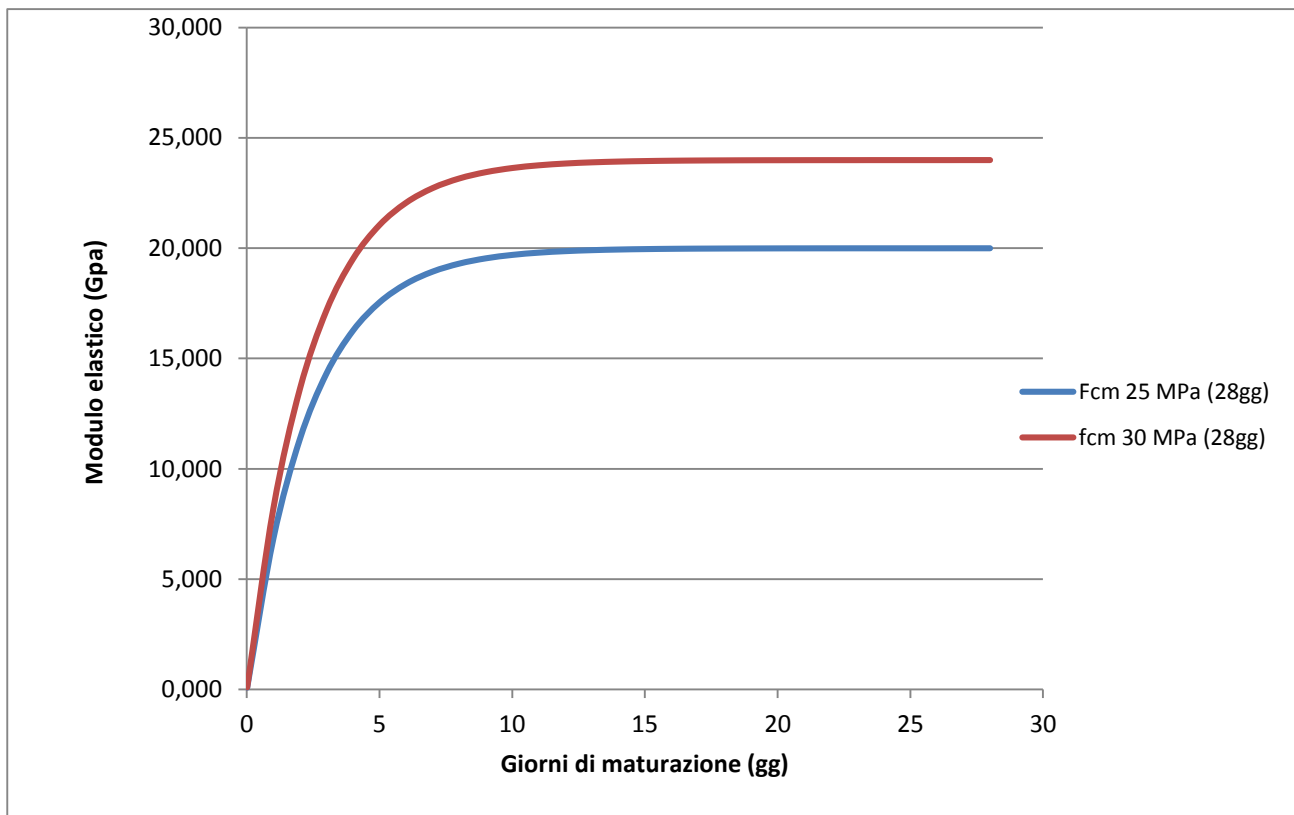
$s$  Spessore di spritz beton impiegato

$d$  Passo delle centine metalliche

Per simulare le fasi di maturazione dello spritz-beton si è utilizzata la seguente formulazione che mostra la variazione del modulo elastico in funzione del tempo trascorso dalla messa in opera.

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

Dove con  $E_{28}$  si indica il modulo elastico dello spritz-beton dopo 28 giorni di maturazione e con  $t$  il tempo trascorso in giorni. Di seguito si riporta la curva di maturazione ottenuta attraverso tale formulazione:



In particolare si sono utilizzati nei modelli di calcolo 2 differenti moduli elastici per il calcestruzzo relativi a 0.5, e 28 giorni, i cui valori sono nel seguito riportati. Come si nota dal grafico già a partire da 10 giorni di maturazione il modulo elastico risulta pressoché pari al valore finale, per cui risulta verosimile non variare le caratteristiche del supporto a partire da tale istante temporale.

#### Spritz beton fcm = 25 MPa a 28gg

Maturazione	$E_t$	$F_{cm}$
[gg]	[Gpa]	[MPa]
0.5	4.55	4 (*)
28	20.000	25

(\*)Valori medi stimati in assenza di prove dirette

Per il modello del pozzo di aereazione verrà considerata soltanto la maturazione a 28 gg.

#### 11.1.4. Taratura modelli di calcolo per lo scavo della galleria

Per simulare il progressivo allontanamento del fronte di scavo dalla sezione di verifica e la contemporanea posa in opera dei sostegni con un'analisi bidimensionale, è necessario introdurre numericamente l'"effetto fronte", rilassando progressivamente le forze di scavo.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01 <span style="float: right;">Foglio 62 di 129</span>

L'introduzione del concetto di "effetto fronte" nel calcolo richiede 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 esercitata sui rivestimenti. Tale concetto risulta adeguatamente espresso in termini analitici dalla curva  $1-\lambda = \sigma_r/\sigma_0$  di Panet, che rappresenta in termini di sforzi radiali il passaggio dal comportamento tridimensionale a quello piano. L'adozione della sola curva  $\lambda$ , così come comunemente espressa quale criterio di riduzione delle caratteristiche elastiche e di resistenza del nucleo nel corso dell'analisi, non sempre produce i dovuti risultati tenso-deformativi, né per confronto con quanto ottenuto in base alla teoria delle Curve Caratteristiche o a simulazioni con modelli assialsimmetrici, né per confronto con quanto effettivamente rilevato in corso d'opera. Tale curva deve essere quindi tarata in funzione delle caratteristiche geomeccaniche del materiale, dello stato tensionale in sito e del criterio di rottura del materiale.

La riduzione così ottenuta va applicata al termine della time geostatica.

Si ha pertanto:

$$R_{\text{forze, fronte}} = R_{\text{PANET, fronte}} * \alpha$$

$$\text{con } \alpha = (\text{Rid.}\%) / R_{\text{PANET, fronte}} \%$$

Una volta determinata la riduzione iniziale, le riduzioni alle Time successive verranno determinate proporzionalmente all'andamento della curva  $1-\lambda$  di Panet in funzione della distanza dal fronte.

Si ha pertanto:

$$R_{\text{forze}} = R_{\text{forze, fronte}} + \beta * (R_{\text{PANET}} - R_{\text{PANET, fronte}})$$

in cui il termine  $\beta = (100\% - \text{Rid.}\%) / (100\% - R_{\text{PANET, fronte}}\%)$  tiene conto delle percentuali di riduzione residue, dopo il rilassamento del fronte.

I valori adottati nelle varie time di calcolo per ogni sezione tipo sono riportati nelle descrizione dei singoli modelli a cui si rimanda.

## 11.2. Modello 1: Cunicolo di collegamento – Cunicolo cabina MT/BT – Copertura 25 m

Per la modellazione del terreno interagente con l'opera si è fatto riferimento alla stratigrafia riportata nei paragrafi precedenti e nell'inquadramento geotecnico considerando una copertura in chiave calotta di 25 m. Le analisi sono state eseguite in campo elasto-plastico utilizzando un criterio di rottura del terreno di tipo Mohr -Coulomb.

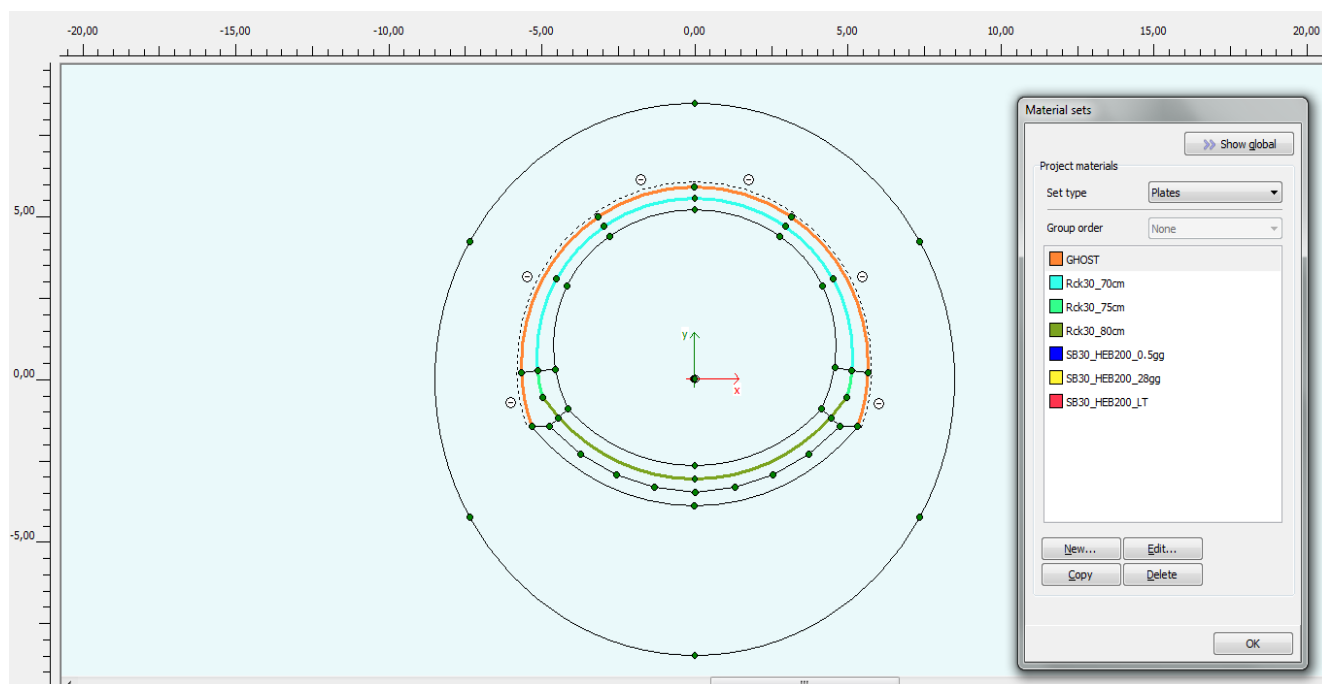
I rivestimenti di prima fase sono stati modellati tramite elementi beam disposti lungo l'estradosso della galleria, in modo da simulare l'omogeneizzazione delle centine e del calcestruzzo proiettato variando la rigidezza dell'elemento in funzione della maturazione dello spritz beton. Al contrario i rivestimenti definitivi sono stati modellati in base alla loro reale geometria; col fine di poter valutare le azioni interne, sono stati inseriti nella mezzeria della sezione in calcestruzzo degli elementi beam di spessore variabile ed aventi una rigidezza ridotta per un fattore pari a  $10^{10}$ , in modo da non influenzare il calcolo numerico: i valori ottenuti sono quindi stati moltiplicati per tale coefficiente in

modo da giungere alle azioni sollecitanti per il dimensionamento strutturale. Nella seguente tabella e nella successiva immagine sono mostrati gli spessori impiegati nel modello di calcolo. Si nota che la sagoma reale del cunicolo presenta un ringrosso in chiave calotta che non è stato tenuto in conto nella modellazione.

	Spessori impiegati (cm)
Calotta	70
Murette e piedritti (*)	75
Arco rovescio	80

(\*) Si è utilizzato uno spessore medio

**Tabella 13. Sezione corrente consolidata al fronte: spessori rivestimento definitivo**

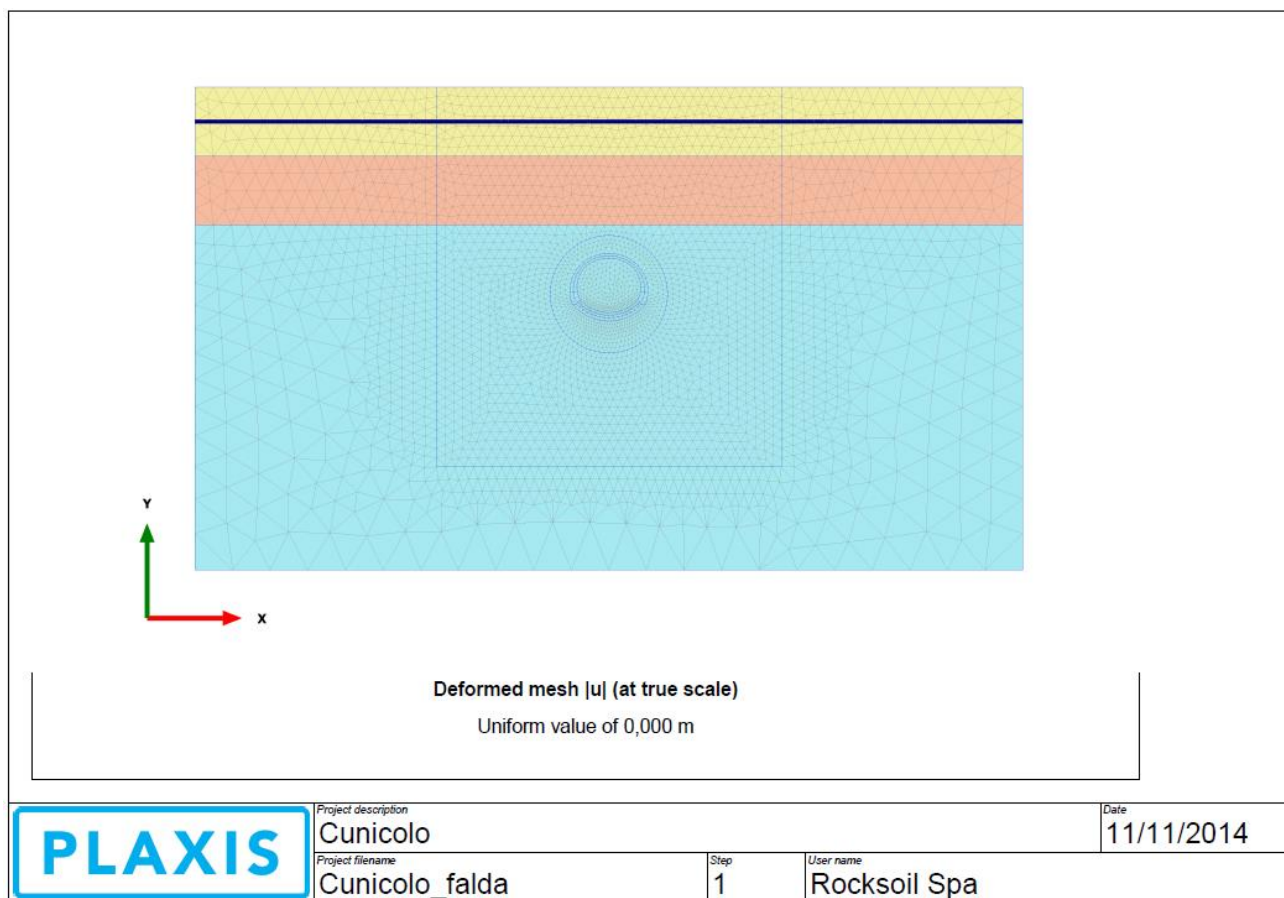


**Figura 11-1. Sezione corrente: geometria di scavo e spessori**

Si è utilizzato un modello di tipo *Plane strain* costituita da elementi a 15 nodi. Nel seguito si riporta quindi la mesh di calcolo utilizzata per la galleria naturale, costituita da n° 54210 nodi.



GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01 <span style="float: right;">Foglio 64 di 129</span>



**Figura 11-2. Mesh di calcolo**

Le dimensioni della mesh di elementi finiti sono fissate in maniera tale da evitare che il problema in esame risulti influenzato dalle condizioni di vincolo al contorno. Per quanto concerne le condizioni di vincolo applicate, esse sono definite come “Standard fixities” all’interno del programma PLAXIS e constano essenzialmente in un doppio vincolo allo spostamento al contorno inferiore e spostamento orizzontale impedito alle posizioni laterali. La formulazione del vincolo laterale permette dunque lo sviluppo di tensioni normali di compressione ma non di tensioni di taglio agenti in direzione verticale. Tali tensioni sono invece generate al contorno inferiore.

Nel corso della prima fase dell’analisi numerica si è provveduto ad imporre al modello lo stato di sforzo esistente in sito prima dell’inizio dello scavo delle gallerie. Per quanto riguarda le condizioni iniziali denominate “Initial Phase” si fa riferimento alla “Procedura-K<sub>0</sub>” implementata dal codice di calcolo PLAXIS. Il carico applicato in direzione verticale corrisponde al carico geostatico alle varie quote del modello. Il carico applicato in direzione orizzontale viene determinato in funzione del carico verticale, attraverso il coefficiente di spinta a riposo (K<sub>0</sub>). Dato che tale procedura è utilizzata unicamente con lo scopo di creare le condizioni iniziali per l’analisi in corso, non si tratta di una reale fase di calcolo; al termine di tale procedura non è infatti generato alcun quadro deformativo.

L’analisi si basa su una successione di fasi di calcolo (PHASE), che permettono di descrivere i differenti interventi costruttivi e di schematizzare le differenti condizioni di carico.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01 <span style="float: right;">Foglio 65 di 129</span>

### 11.2.1. Rivestimenti di prima fase e fasi di calcolo

La simulazione delle fasi fa riferimento ad una velocità di avanzamento di circa 1,0m/g – 1,5m/g, considerando il tipo di materiale in cui avviene lo scavo e soprattutto l'area di scavo e le particolari fasi di lavorazione caratteristiche di un innesto, da cui derivano le caratteristiche di deformabilità dello spritz beton impiegate. Si riportano le caratteristiche principali delle sezioni omogenizzate composte da centine e spritz – beton nel calcolo.

Centina	HE 200 B
n°	1,0
Passo [m]	1,0
E [Gpa]	210,0

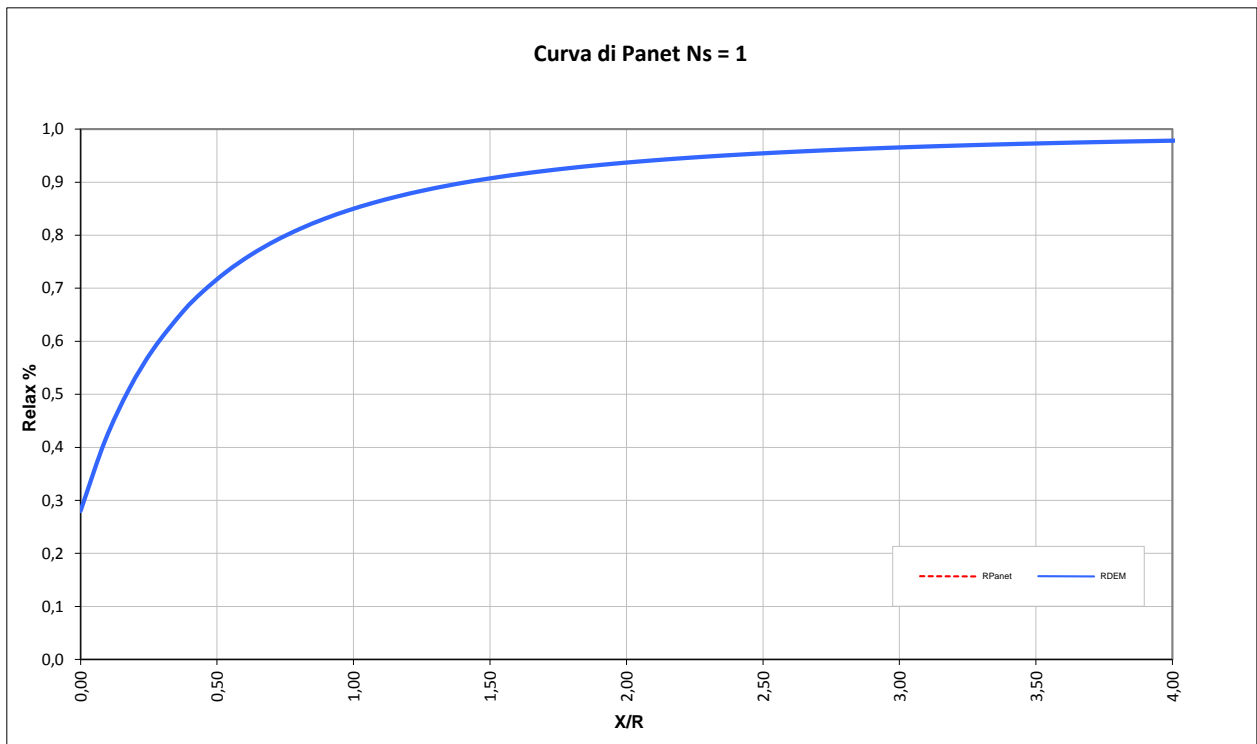
Spritz - Beton	
E <sub>28gg</sub> [Gpa]	20
Spessore [m]	0,3

Maturazione	E <sub>om</sub>	S <sub>om</sub>	EA	EI
[gg]	[Gpa]	[m]	[KN]	[KN*m <sup>2</sup> ]
0,5	9,230	0,2976	2746595	20270
2	16,607	0,2987	4960673	36887
5	22,628	0,2991	6767904	50451
28	25,013	0,2992	7483474	55822

Di seguito si riportano le fasi di calcolo ed i valori di M-stage utilizzati, oltre alle caratteristiche dei rivestimenti definitivi utilizzati in tali fasi.

<b>LAVORO</b> COCIV - TERZO VALICO		<b>Copertura</b> 25m				
<b>Sezione</b> Cunicolo -GN95C		<b>Litotipo</b> aS				
TIME	DESCRIZIONE	INIZIO STAGE		FINE STAGE		MATURAZIONE SPRITZ BETON
		Xfronte [m]	R(FEM)	Xfronte [m]	R(FEM)	
Phase 1	Geostatico	-∞	0%	-∞	0%	-
Phase 2	Fronte di scavo	0	0%	0	28%	-
Phase 3	Avanzamento mezzo sfondo	0	28%	0,5	41,0%	-
Phase 4	Installazione priverestimento e avanzamento	0,5	41,0%	1,5	57,0%	0.5 gg
Phase 5	Maturazione priverestimento e avanzamento	1,5	57,0%	10	85,0%	28gg
Phase 6	Getto arco rovescio e murette	10	85,0%	≈ 3 diametri	90,0%	28gg
Phase 7	Getto calotte	≈ 3 diametri	90,0%	≈ 3 diametri	100%	28gg
Phase 8 LT	Analisi di lungo termine	≈ 3 diametri	100%	+∞	100%	-

Nel modello è stata inserita un'ulteriore fase di calcolo per l'applicazione della falda.

**Tabella 14. Sezione corrente – Fasi di calcolo e M-STAGE**

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01 <span style="float: right;">Foglio 67 di 129</span>

### 11.3. Modello 2: Pozzo di aereazione

La sezione di calcolo modellata è rappresentativa delle reali condizioni di scavo del pozzo in esame. In particolare in funzione delle informazioni reperite dai sondaggi di progetto definitivo si è scelta la stratigrafia di calcolo riportata nei paragrafi precedenti con uno sviluppo verticale del pozzo di 25m.

Il modello è stato sviluppato in condizioni assialsimmetriche. I rivestimenti di prima fase sono stati modellati tramite elementi plate disposti lungo l'estradosso dello scavo con rigidità omogenizzata tra centine a calcestruzzo proiettato (maturazione 28 gg). Al contrario i rivestimenti definitivi sono stati modellati in base alla loro reale geometria; col fine di poter valutare le azioni interne, sono stati inseriti nella mezzeria della sezione in calcestruzzo degli elementi beam di spessore variabile ed aventi una rigidità ridotta per un fattore pari a  $10^{10}$ , in modo da non influenzare il calcolo numerico: i valori ottenuti sono quindi stati moltiplicati per tale coefficiente in modo da giungere alle azioni sollecitanti per il dimensionamento strutturale.

Per simulare la presenza della gru a cavalletto necessaria per l'allargamento dello scavo del pozzo, è stato inserito un carico a monte dell'imbocco del pozzo. Tale carico è stato valutato in funzione degli schemi statici di tali sistemi di gru e distribuito su una fondazione di larghezza pari a 1.5m; ne risulta quindi un carico distribuito pari a circa  $65 \text{ kN/m}^2$ . Il dimensionamento di tale fondazione esula da tale elaborato progettuale e dovrà essere condotto in modo da non influenzare lo scavo del pozzo.

Viste le fasi di scavo e l'impermeabilità della formazione di Serravalle il livello di falda è non è stato inserito nel modello di calcolo. In via cautelativa è stata comunque tenuta in conto la possibilità della presenza di un carico idrico sommando il suo effetto, valutato tramite la formulazione di Mariotte, allo sforzo normale agente nel lungo termine. La falda è stata posta cinque metri sotto il piano campagna.

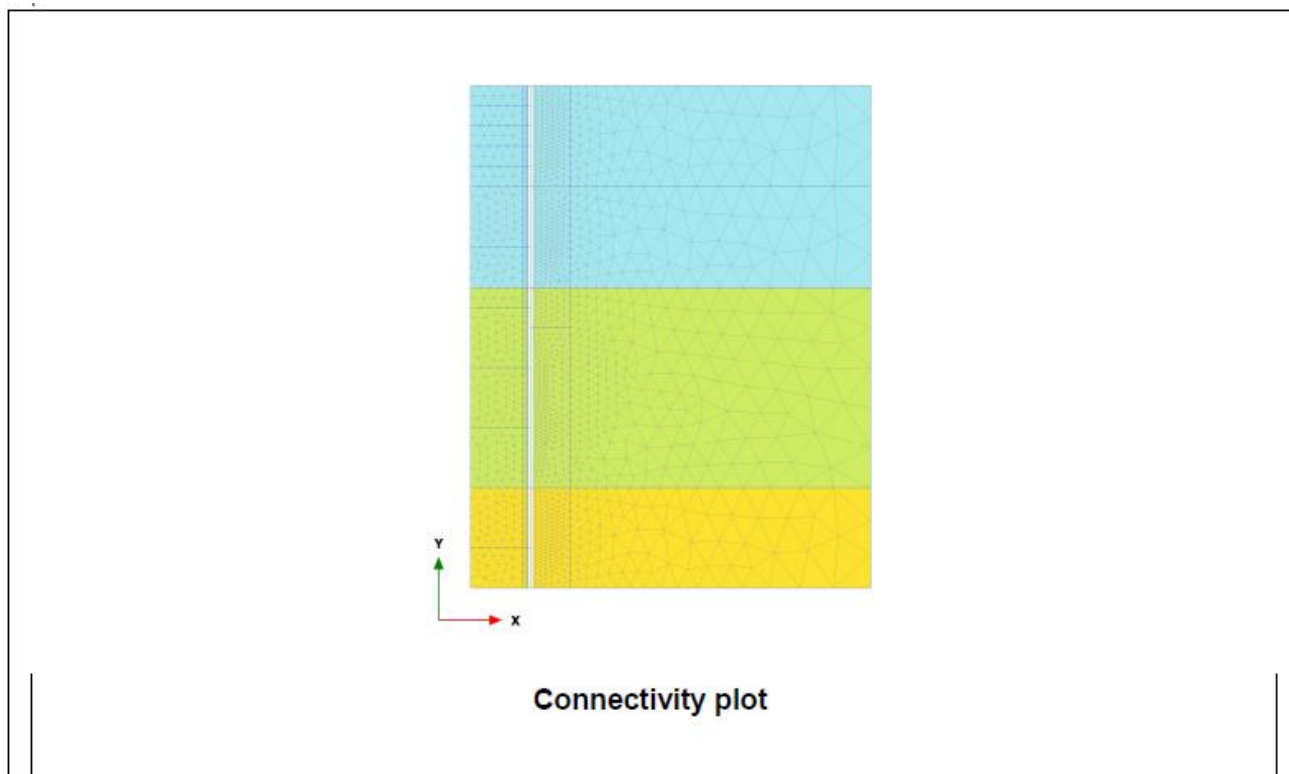
Si sottolinea che i conci metallici di rivestimento contrasteranno la spinta delle terre solo durante le fasi di costruzione, mentre nel lungo termine si è supposto che il solo rivestimento definitivo sia in grado di assolvere tale funzione statica. In tal senso, l'azione sismica agirà unicamente sulle contropareti; per tale simulazione è stata creata una time di calcolo a seguito della fase di lungo termine in cui viene simulato l'effetto sismico. L'azione sismica è stata inserita all'interno del programma di calcolo come un'accelerazione nelle componenti orizzontali e verticali valutate in funzione della zonazione sismica dell'area, in conformità con il DM 16/01/96. I parametri impiegati per la determinazione delle accelerazioni nelle due componenti sono riassunti nella seguente tabella (zona sismica 3):


C (coefficiente di intensità sismica)	0.04
$\epsilon$ (effetti di amplificazione locale)	1.3
I (fattore di importanza)	1.2
$K_h$	0.0624
$k_v$	0.0312

Si è impiegata una mesh di calcolo rettangolare avente misure di 20 x 25 m: essa è costituita da elementi triangolari a 15 nodi per un totale di n°29589 nodi. Si ricorda che il modello è di tipo

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01 <table border="1" style="float: right;"> <tr> <td>Foglio 68 di 129</td> </tr> </table>	Foglio 68 di 129
Foglio 68 di 129		

assialsimmetrico e che quindi quanto presentato rappresenta una sezione radiale. La geometria della stessa è stata costruita mantenendo opportune distanze dalla zona interessata dalla realizzazione dell'opera in modo che le condizioni di bordo non influenzino i risultati ottenuti dalla modellazione.



	Project description		Date
	Pozzo di areazione		11/11/2014
	Project filename	Step	User name
	Pozzo di areazione _GN95C	1	Rocksoil Spa

**Figura 11-3– Pozzo di ventilazione – Mesh di calcolo**

Per quanto riguarda le condizioni iniziali denominate “*Initial Phase*” si fa riferimento alla “Procedura-K<sub>0</sub>” implementata dal codice di calcolo PLAXIS. Dato che tale procedura è utilizzata unicamente con lo scopo di creare le condizioni iniziali per l’analisi in corso, non si tratta di una reale fase di calcolo; al termine di tale procedura non è infatti generato alcun quadro deformativo.

### 11.3.1. Rivestimenti di prima fase e fasi di calcolo

Le caratteristiche di rigidezza del sistema di conci metallici impiegato nella modellazione è di seguito riepilogato:

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01 <span style="float: right;">Foglio 69 di 129</span>

Centina	UPN120
n°	1,0
Passo [m]	1,0
E [Gpa]	210,0

Spritz - Beton	
E <sub>28gg</sub> [Gpa]	20
Spessore [m]	0,1

Maturazione	E <sub>om</sub>	S <sub>om</sub>	EA	EI
[gg]	[Gpa]	[m]	[KN]	[KN*m <sup>2</sup> ]
28	24,442	0,0950	2322985	1749

Si riportano le fasi di calcolo considerate nel modello di calcolo.

<b>LAVORO</b> COCIV - TERZO VALICO	
<b>Opera</b> Pozzo GN95C – fasi di calcolo	
<b>TIME</b>	<b>DESCRIZIONE</b>
Phase 1	Geostatico
Phase 2	Esecuzione consolidamenti dall'alto
Phase 3	Attivazione sovraccarico
...	.....
Phase i	Esecuzione scavo
Phase i+1	Messa in opera sistema di priverivestimento
...	...
Phase 32	Getto rivestimento definitivo
Phase 33	Lungo termine: disattivazione priverivestimento, sovraccarico e consolidamento dall'alto
Phase 34	Applicazione azione sismica

Si ricorda che per gli scavi si utilizzeranno sfondi di 1.0 m in superficie (primi 5.0 m) e di 3.0 m in profondità.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01 <span style="float: right;">Foglio 70 di 129</span>

## 12. RISULTATI ANALISI NUMERICHE E VERIFICHE

### 12.1. Aspetti generali e criteri di verifica

Nel presente capitolo sono riportati i risultati delle analisi numeriche in termini deformativi e tensionali, in particolari mostrando le deformazioni del cavo e dei prerivestimenti, e i valori massimi e le verifiche tensionali degli sezioni più sollecitate dei rivestimenti provvisori e definitivi. Le metodologie di verifica, secondo la normativa adottata, sono riepilogate nei seguenti paragrafi.

#### 12.1.1. Verifiche rivestimento di prima fase

I rivestimenti di prima fase sono realizzati impiegando centine metalliche e spritz- beton, per i quali sono previsti i seguenti valori ammissibili:

Acciaio S 275	$\sigma_{amm}=190 \text{ MPa}$ $\tau_{amm}=109.7 \text{ MPa}$
Calcestruzzo proiettato ( $f_{cm} \geq 25 \text{ MPa}$ a 28gg)  $f_{cm}^* \geq 4 \text{ MPa}$ a 0.5 gg $f_{cm} \geq 25 \text{ MPa}$ a 28 gg	$\sigma_{amm} = 3.1 \text{ MPa}$ a 0.5gg $\sigma_{amm} = 19.2 \text{ MPa}$ a 28gg

(\*) Valori medi stimati in assenza di prove dirette

Per la verifiche tensionali relative ai rivestimenti di prima fase vengono utilizzate le sollecitazioni calcolate durante gli step di calcolo effettuati nei modelli numerici, assumendo un diverso valore di modulo elastico per lo spritz beton a seconda della maturazione dello stesso. Il fattore di omogeneizzazione tra acciaio e spritz beton è stato assunto pari al reale rapporto tra i moduli elastici dei materiali: risulta quindi variabile in funzione della maturazione del calcestruzzo.

In particolare il diagramma relativo al prerivestimento viene costruito considerando una sezione in calcestruzzo armato di spessore pari allo spessore di spritz beton e un'armatura pari all'area delle ali della centina (AFTES "Recommendations for the Design of sprayed concrete for underground" – 09/11/2000)

Secondo la normativa adottata, le verifiche sono soddisfatte se:

$$\sigma_c \leq \sigma_{amm}$$

$$\sigma_s \leq \sigma_{amm}$$



GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01 <span style="float: right;">Foglio 71 di 129</span>

Per quanto riguarda le sollecitazioni taglianti, si assume in via cautelativa che queste devono essere affidate unicamente alle anime delle centine ( $A_{tw}$ ), senza alcun contributo da parte dello spritz-beton.

La verifica verrà quindi fatta valutando che la  $\tau$  dovuta all'azione di taglio sia inferiore al valore ammissibile.

$$\tau = T / A_{tw} \leq \tau_{amm}$$

### 12.1.2. Verifiche Rivestimento definitivo in Calcestruzzo Armato

I rivestimenti definitivi della galleria naturale sono realizzati in calcestruzzo armato ordinario, con conglomerato cementizio di classe  $R_{ck}=30$  MPa e barre di tipo B450 C ad aderenza migliorata, a cui corrispondono le seguenti tensioni ammissibili:

Acciaio B450 C	$\sigma_{amm} = 160$ MPa (*)
Calcestruzzo strutturale armato Rck 30 MPa	$\sigma_{amm} = 9.75$ MPa $\tau_{c0} = 0.60$ MPa $\tau_{c1} = 1.80$ MPa
Calcestruzzo strutturale non armato Rck 30 Mpa	$\sigma_{amm} = 7.5$ MPa $\tau_{c0} = 0.60$ MPa
(*) In condizioni sismiche o in condizioni di esercizio con verifica a fessurazione $\sigma_{amm}=255$ Mpa	

**Tabella 15. Valori limite per le verifiche tensionali nei rivestimenti definitivi**

Le verifiche di pressoflessione, come già precedentemente descritto, vengono svolte utilizzando le sollecitazioni ricavate dai beam inseriti in corrispondenza della mezzeria della struttura. La verifica a fessurazione è stata svolta secondo il D.M.L.P. 09/07/96.

Secondo tale normativa, in funzione della classe di esposizione (ambiente poco aggressivo), si ritengono accettabili aperture fessurative minori di 0.2 mm. In questo caso poiché il copriferro minimo è pari a 4 cm  $> 1.5 \cdot c_{min}$  (con  $c_{min} = 2.5$  cm), è ammesso un aumento del limite di apertura delle fessure. Il limite di apertura  $w_k$  sarà pari a

$$0.2 \cdot 1.5 = 0.3 \text{ mm.}$$

Si considera quindi:

$$M_f II = W_i \cdot f_{cfm}$$

dove

$$f_{cfm} = 1.2 \cdot 0.27 (R_{ck})^{2/3} \quad (\text{N/mm}^2)$$

L'apertura delle fessure vale:

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p style="text-align: center;">IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01</p> <p style="text-align: right;">Foglio 72 di 129</p>

$$W_k = 1.7 \cdot W_m = 1.7 \cdot s_{rm} \cdot \varepsilon_{sm}$$

dove:

$$s_{rm} = 2(c+s/10) + k_2 k_3 \Phi / \rho_r$$

$$\varepsilon_{sm} = \sigma_s / E_s (1 - \beta_1 \beta_2 (\sigma_{sr} / \sigma_s)^2)$$

per la sezione in esame si ha:

c =	copriferro netto armatura tesa
s	interasse tra i ferri
$k_2 = 0.4$	per barre ad aderenza migliorata
$k_3 = 0.125$	per diagramma delle s triangolare, dovuto a flessione o pressoflessione
$\Phi$	diametro delle barre
$\rho_r =$	$A_s / A_{c\text{eff}}$
$\sigma_s =$	tensione dell'acciaio calcolata nella sezione fessurata per la combinazione di azioni considerata
$\sigma_{sr} =$	tensione dell'acciaio calcolata nella sezione fessurata per la sollecitazione corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione $f_{ctm}$ nella fibra di calcestruzzo più sollecitata nella sezione interamente reagente.
$\beta_1 = 1$	per barre ad aderenza migliorata
$\beta_2 = 0.5$	nel caso di azioni di lunga durata o ripetute.

Le verifiche di taglio vengono svolte in corrispondenza di tutte le aste con le quali si è discretizzata la struttura. Le tensioni tangenziali sono calcolate come:

$$\tau = \frac{T}{0.9 \cdot b \cdot d}$$

con:

T = taglio agente sulla sezione;

b = larghezza della sezione (1 m)

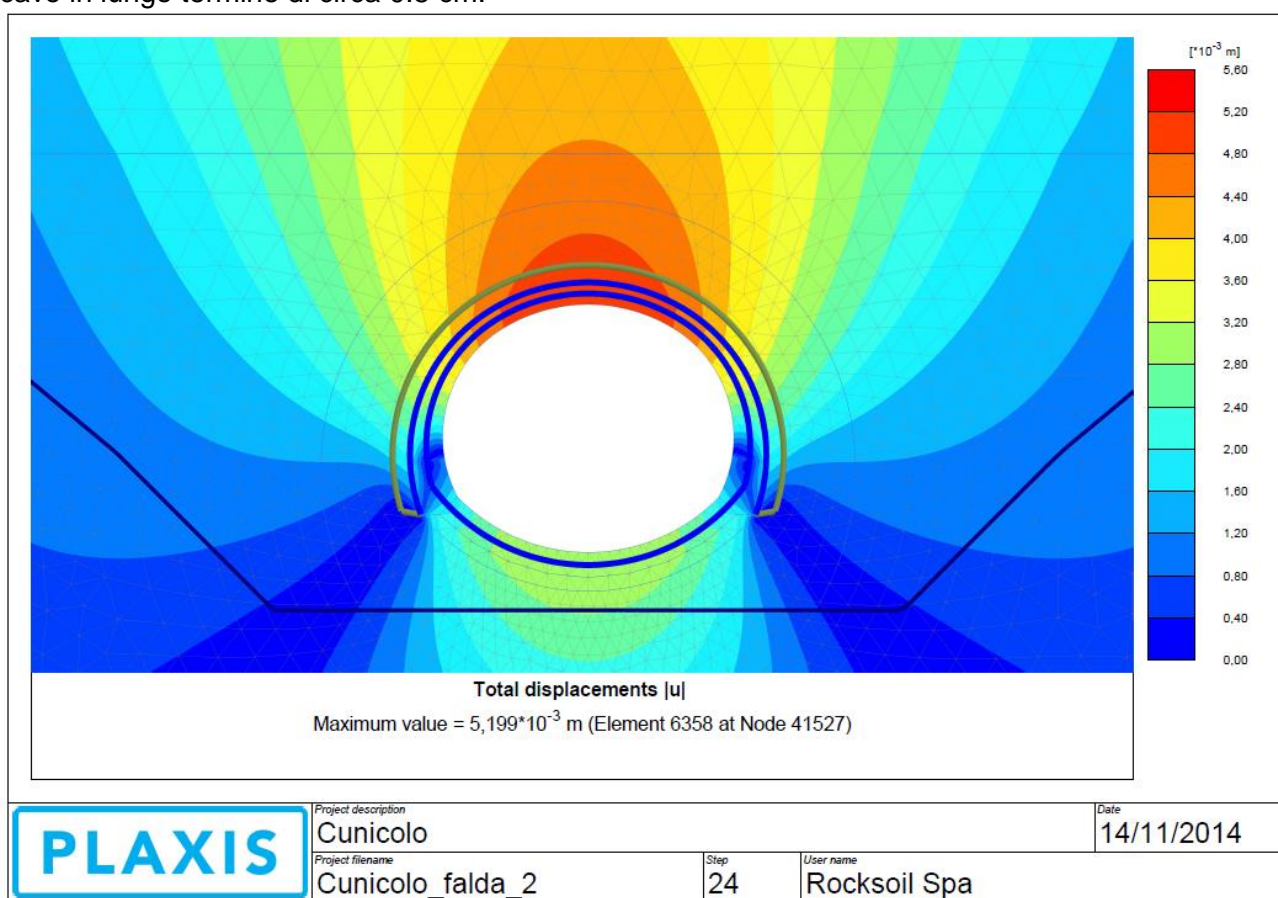
d = altezza utile della sezione

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01 <span style="float: right;">Foglio 73 di 129</span>

## 12.2. Modello 1: Cunicolo di collegamento – Cunicolo cabina MT/BT - Copertura=25 m

### 12.2.1. Analisi deformativa

I risultati più significativi ottenuti dalla presente analisi sono riassunti nelle tabelle contenute nel presente paragrafo. Ulteriori output grafici dell'elaborazione Plaxis con i risultati deformativi in ogni fase di calcolo sono riportati in allegato. Il modello ha indicato spostamenti con deformazioni del cavo in lungo termine di circa 0.5 cm.



**Figura 12-1. Spostamenti finali cavo (fase 8 LT)**

Nel corso della simulazione delle fasi esecutive della galleria naturale prima di effettuare la riduzione dei parametri (fase di LT), i fenomeni di plasticizzazione nel terreno al contorno della cavità sono assenti: in particolare nelle seguenti immagini si possono notare che solo pochi punti raggiungono la superficie di plasticizzazione (Mohr-Coulomb).

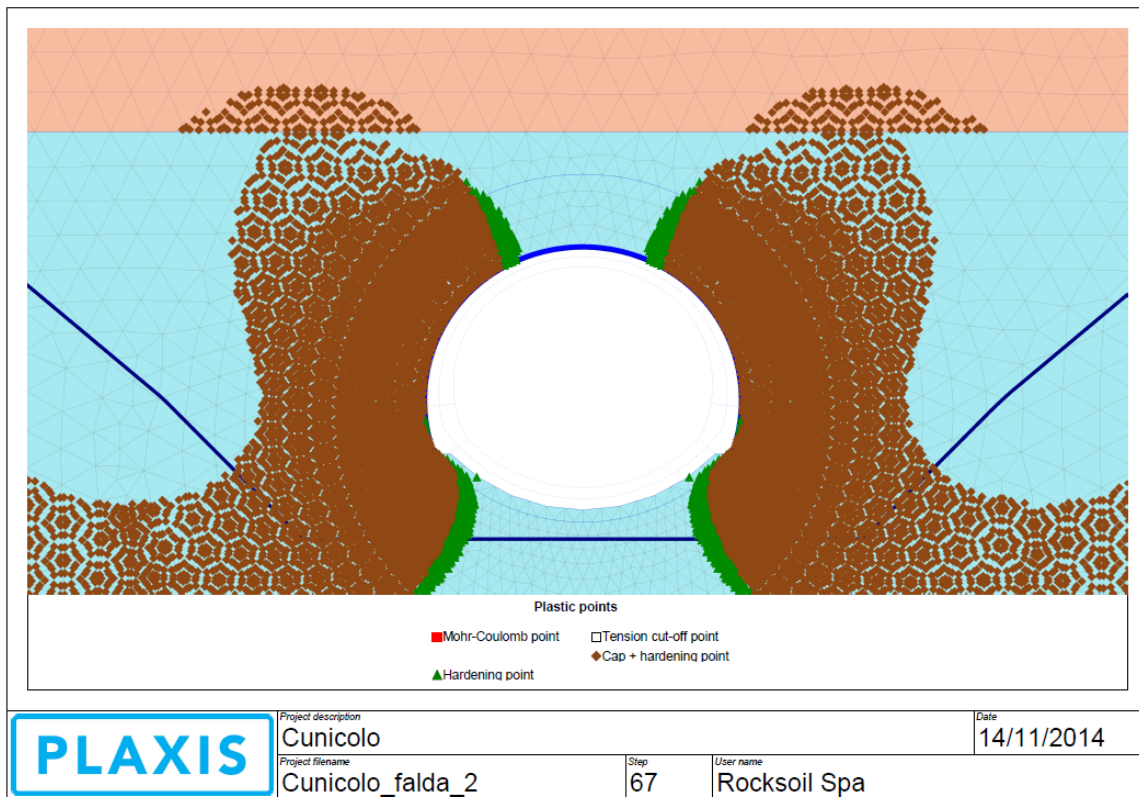


Figura 12-2. Fase 4 (installazione prerivestimento). Zone plasticizzate

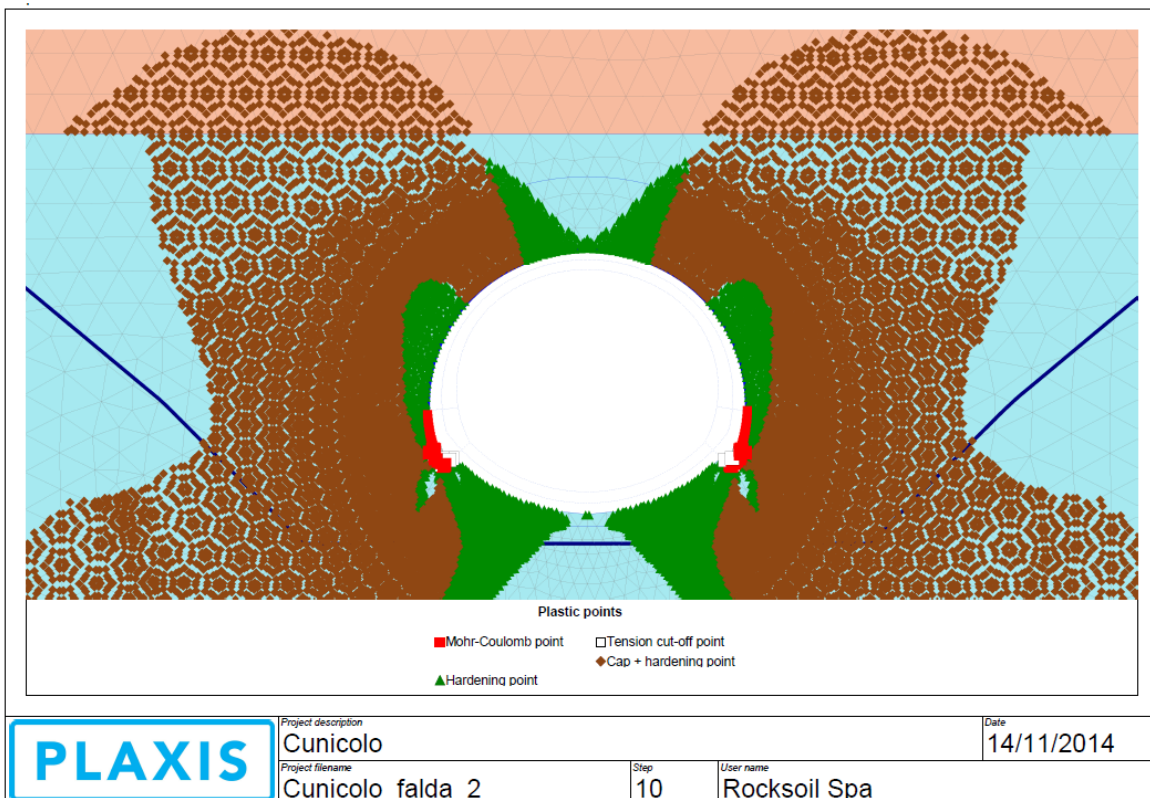


Figura 12-3. Fase 5 (fine maturazione spritz-beton). Zone plasticizzate



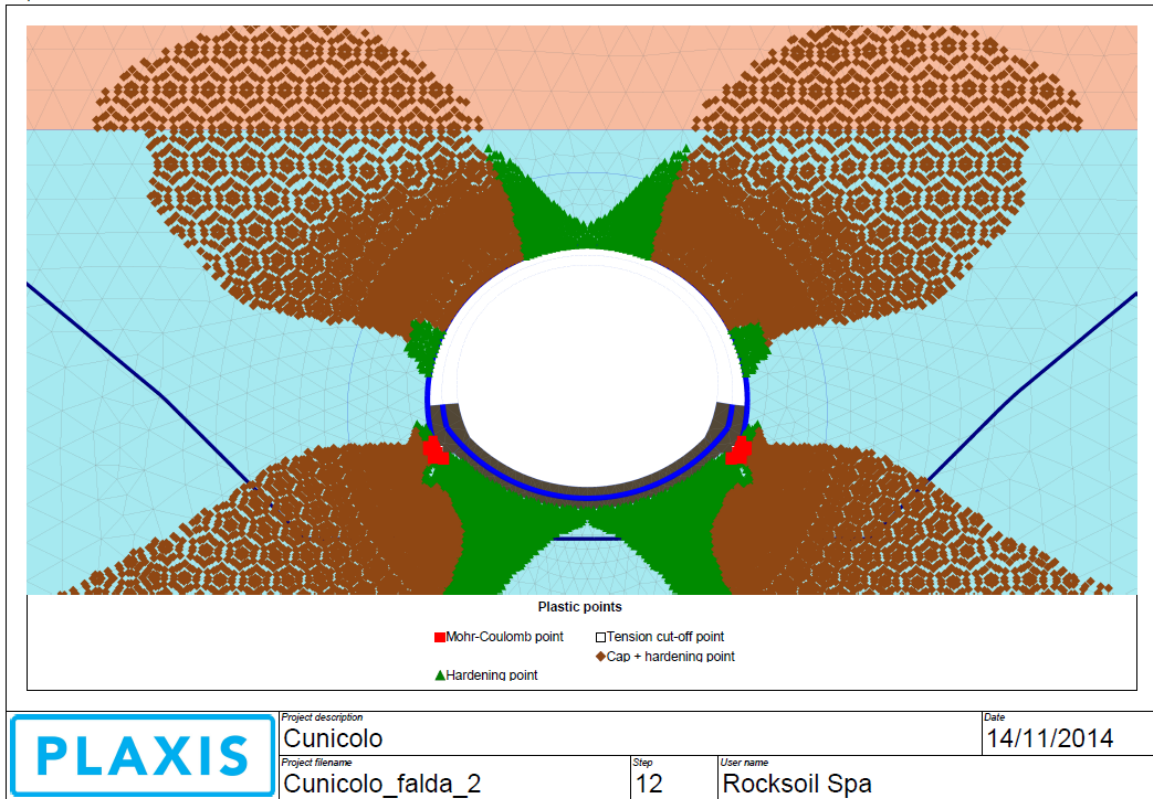


Figura 12-4. Fase 6 (getto murette e arco rovescio). Zone plasticizzate

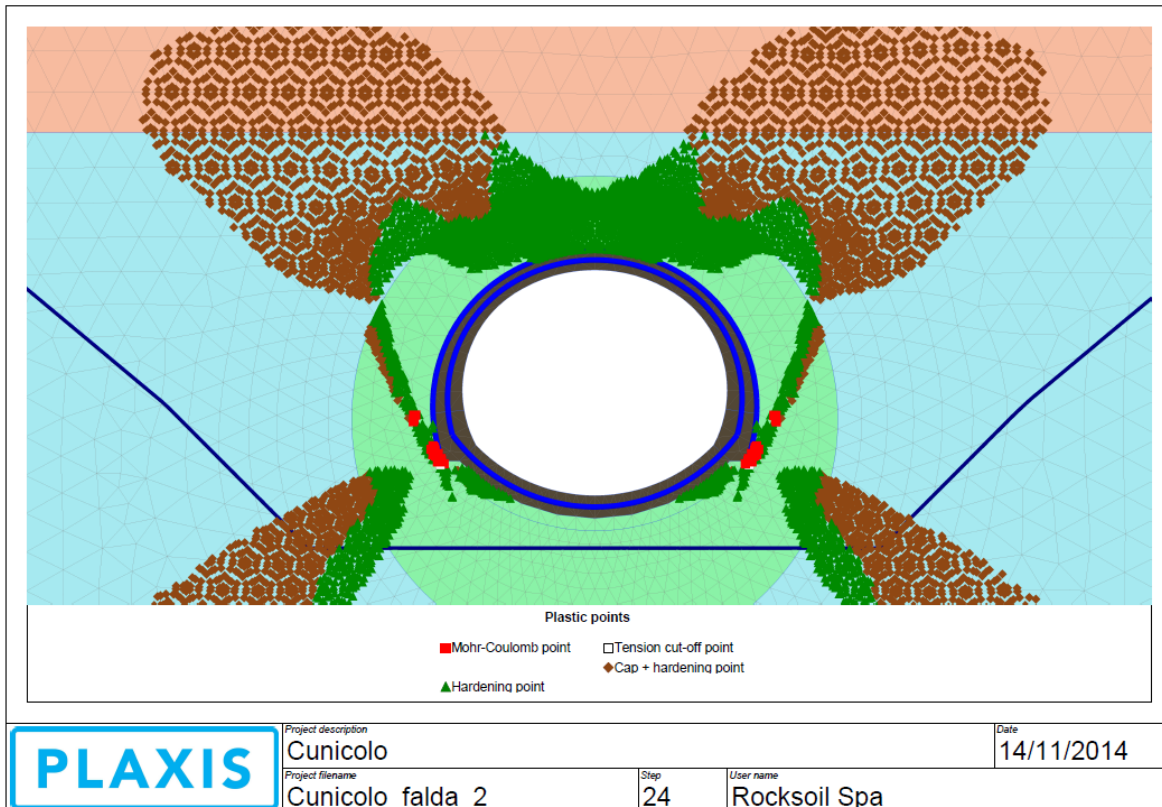


Figura 12-5. Fase 8 (LT). Zone plasticizzate

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01 <span style="float: right;">Foglio 76 di 129</span>

Per quanto riguarda il priverivestimento, la convergenza totale media rilevata è inferiore al centimetro. Il rivestimento definitivo è caratterizzato invece da spostamenti nell'ordine del millimetro.

SEZIONE	Preconvergenza (phase 2)	$\Delta$ spostamento priverivestimenti (phase 7-2)	$\Delta$ spostamento rivestimento definitivo (phase 8-7)
	[cm]	[cm]	[cm]
Chiave calotta Verticale	0.28	0.25	<0.1
Piano centri Orizzontale	0.06	0.15	<0.1
Chiave arco rovescio Verticale	0.42	-	<0.1

### 12.2.2. Analisi Tensionale

I rivestimenti di prima fase utilizzati sono descritti nella seguente tabella

Spessore spritz beton (m)	Centine (-)	Numero (-)	Passo (m)
0.30	HEB200	1	1.0

**Tabella 16. Caratteristiche priverivestimento**

Lo stato di sollecitazione nel priverivestimento risulta compatibile con i profilati e le geometrie adottate, con momenti flettenti che raggiungono i 15 KN\*m/m ed azioni assiali prossime ai 600-700 KN/m;

Nella tabella sottostante viene riportato lo stato tensionale sia sulle ali delle centine che sullo spritz beton unicamente le condizioni più gravose in base a quanto valutato nei vari step di calcolo. Le sollecitazioni relative a tutti i beam e le relative tensioni valutate sui materiali sono riportate in allegato.

Fase di calcolo	Maturazione (gg)	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_{amm,s}$ (MPa)	$\sigma_{sb}$ (MPa)	$\sigma_{amm,sb}$ (MPa)	$\tau$ (MPa)	$\tau_{amm,s}$ (MPa)
4	0,5	16,7	190	0,4	3,1	14,2	109,7
7	28	16,7	190	2,0	19,2	4,3	109,7
8	28	19,0	190	2,3	19,2	12,5	109,7
9	28	19,7	190	2,4	19,2	12,5	109,7

**Tabella 17. Valori tensionali massimi e verifiche nel priverivestimento**

Il rivestimento definitivo mostra a seguito dell'applicazione della falda in arco rovescio sollecitazioni flettenti massime dell'ordine di 200 kNm/m e azioni assiali di 1200-1300 kN/m. In calotta invece lo sforzo normale si aggira sui 500 kN/ m mentre il momento si attesta su 80 kNm/m. Nella tabella sotto sono indicate le barre adottate nei rivestimenti definitivi dei cunicoli.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01 <span style="float: right;">Foglio 77 di 129</span>

<b>FERRI ARMATURA PRINCIPALE (cunicolo collegamento e cunicolo cabina MT/BT)</b>		
	Intradosso	Estradosso
Arco rovescio	$\Phi 16/20$	$\Phi 16/20$
Calotta	$\Phi 16/20$	$\Phi 16/20$

In sintesi vengono indicate le condizioni più gravose per le diverse parti strutturali (arco rovescio e calotta) della sezione in esame in base a quanto valutato nella fase di lungo termine (falda agente) nella quale si verificano le sollecitazioni maggiori. In allegato si potranno trovare le verifiche sezionali per tutti gli step in cui è attivo il rivestimento.

H	$\sigma_c$	$\sigma_s$	N	M	$\tau$	V
[m]	[MPa]	[MPa]	[kN]	[kNm]	[MPa]	[kN]
0,7	-2,2	33,2	-348,0	-103,4	-0,111	-63,1
0,75	-3,2	63,8	-441,2	-160,9	-0,196	-119,1
0,8	-3,4	-46,6	-1402,0	197,8	0,229	148,4

**Tabella 18. Valori tensionali massimi nei rivestimenti definitivi**

Come si nota, tutte le verifiche risultano soddisfatte. Poiché si verifica ovunque  $\tau < \tau_{c0}$  non è necessario disporre armatura specifica a taglio. Si è deciso di disporre cautelativamente un maggior quantitativo di armatura all'interno dei rivestimenti dei cunicoli al fine di considerare le differenti condizioni di carico cui sarà sottoposta la struttura e che potrebbero indurre sforzi flessionali leggermente superiori a quelli valutati con il modello numerico presentato.

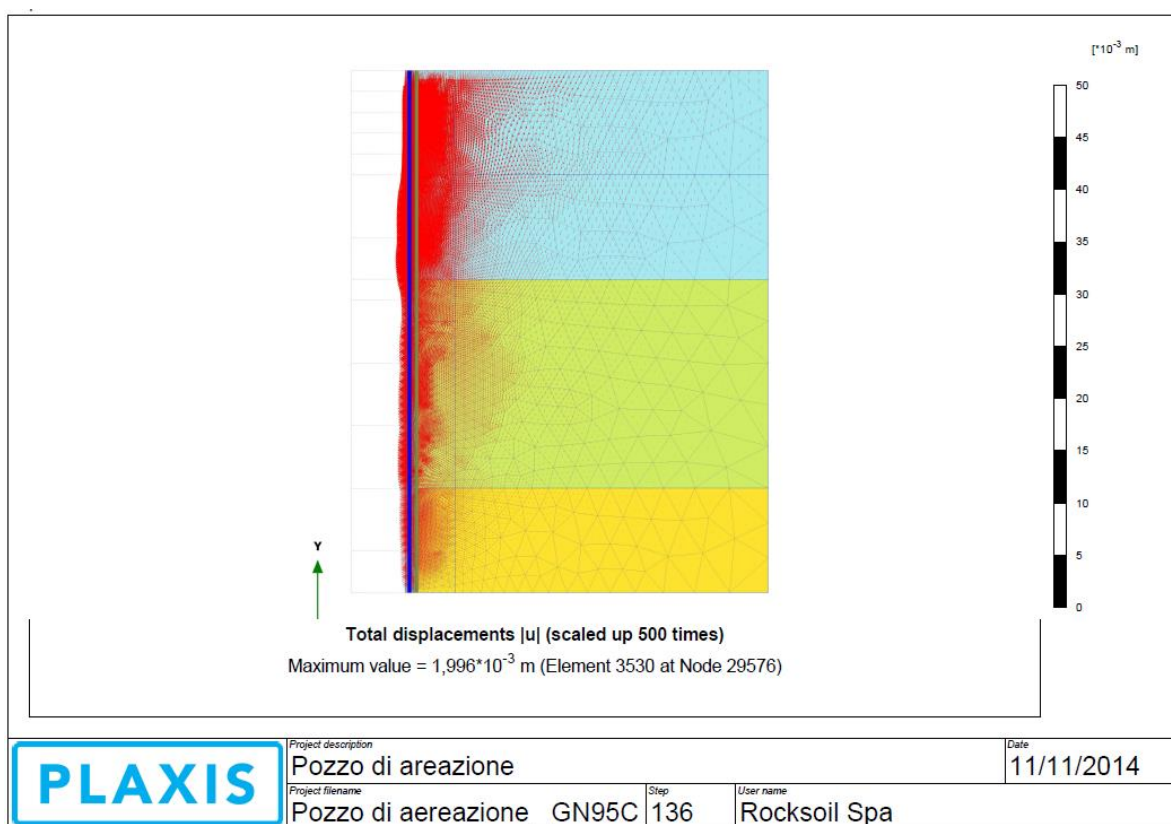
<b>FERRI ARMATURA PRINCIPALE (cunicolo)</b>		
	Intradosso	Estradosso
Arco rovescio	$\Phi 20/20$	$\Phi 20/20$
Calotta	$\Phi 20/20$	$\Phi 20/20$



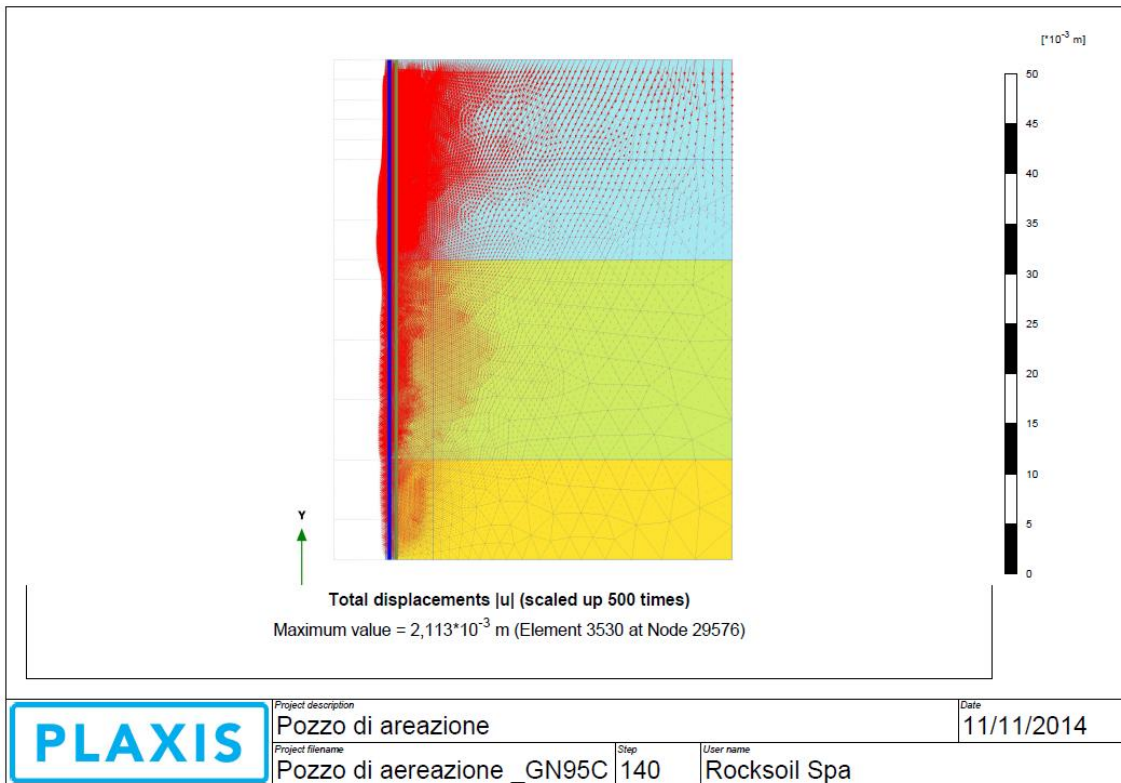
## 12.3. Modello 2: Pozzo di aereazione

### 12.3.1. Analisi deformativa

I risultati più significativi ottenuti dalla presente analisi sono riassunti nelle tabelle contenute nel presente paragrafo. Ulteriori output grafici dell'elaborazione Plaxis con i risultati deformativi più significativi sono riportati in allegato. Il modello ha indicato spostamenti del cavo in lungo termine dell'ordine del millimetro.

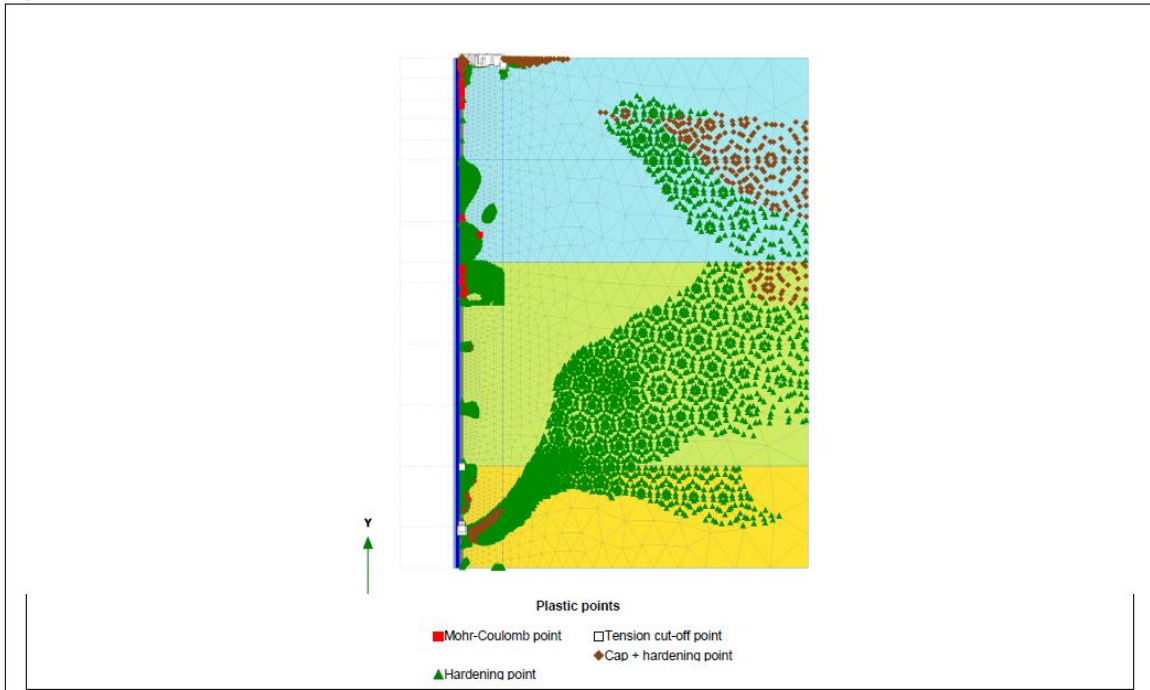


**Figura 12-6. Spostamenti finali cavo (fase LT)**



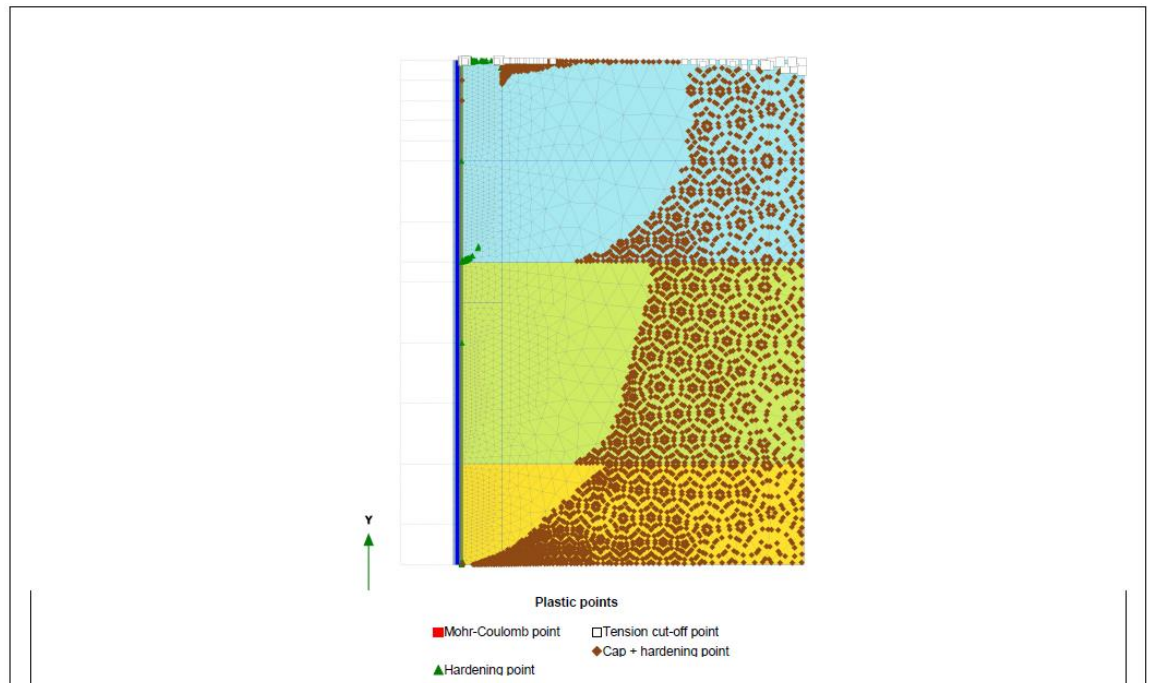
**Figura 12-7. Spostamenti finali cavo (fase sismica)**

Non sono presenti punti all'interno dell'ammasso in condizioni di plasticizzazione così come si può notare dalle immagini sotto (Mohr-Coulomb).



<b>PLAXIS</b>	Project description	Pozzo di aereazione		Date	11/11/2014
	Project filename	Pozzo di aereazione_GN95C	Step	136	User name

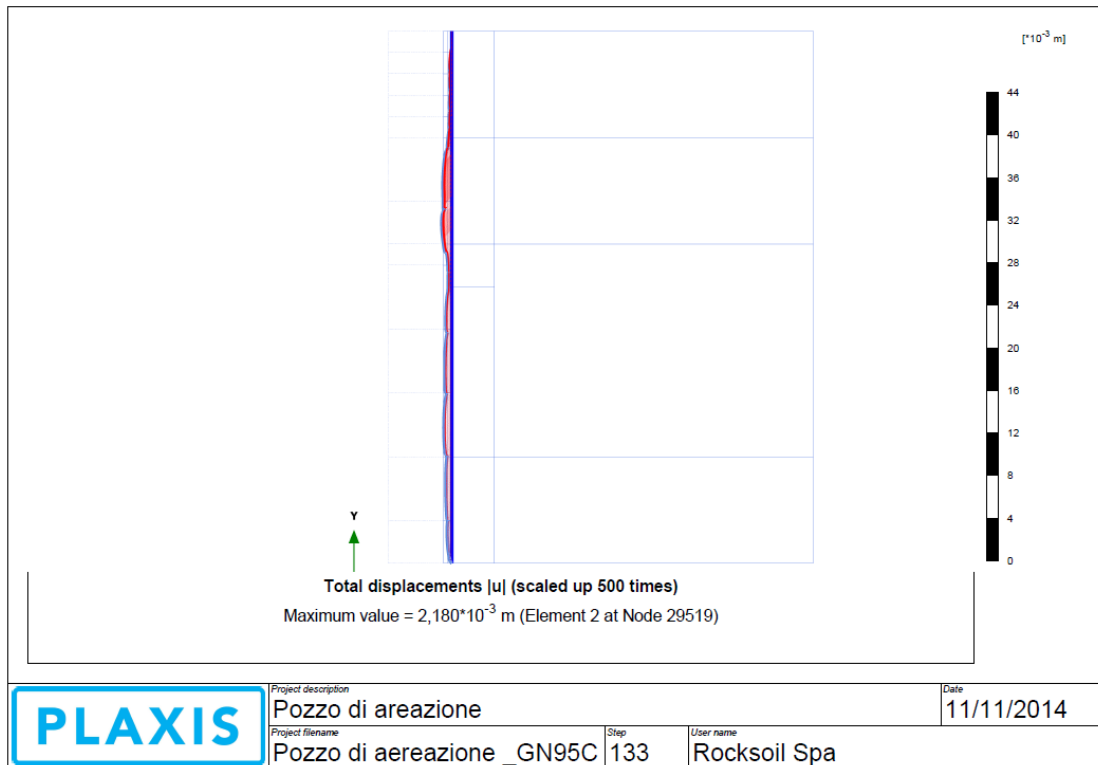
Figura 12-8. Fase LT. Zone plasticizzate



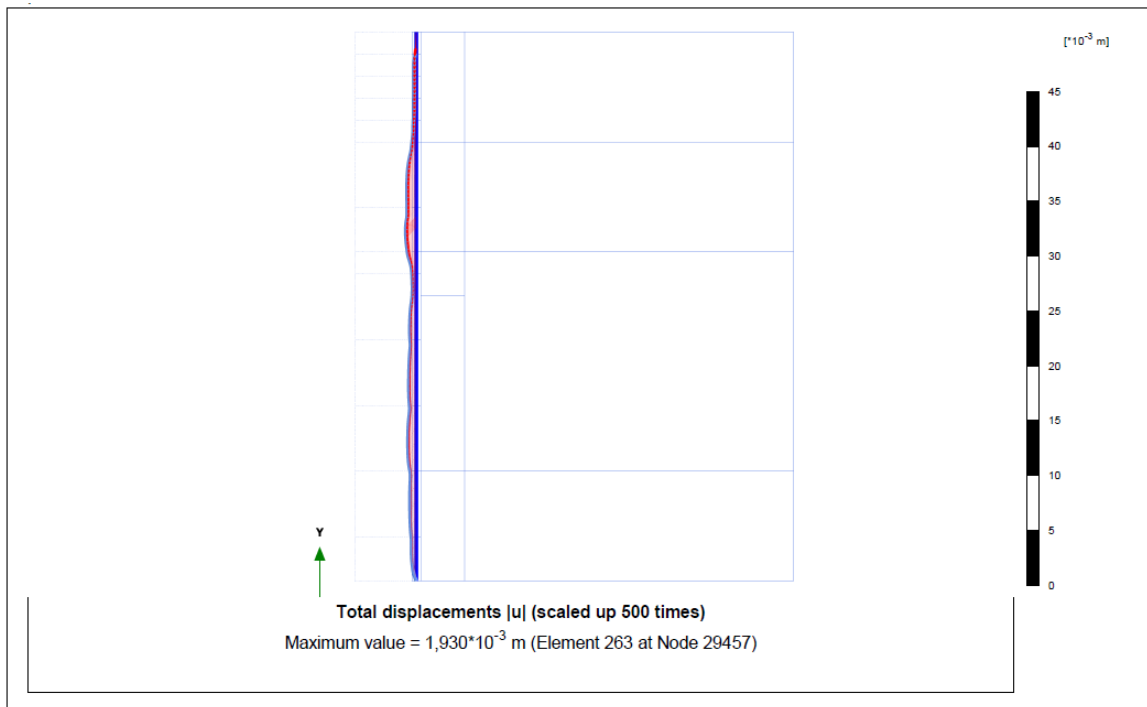
<b>PLAXIS</b>	Project description	Pozzo di aereazione		Date	11/11/2014
	Project filename	Pozzo di aereazione_GN95C	Step	140	User name

Figura 12-9. Fase sismica. Zone plasticizzate

Nel seguito vengono riportate delle configurazioni deformate ottenute per rivestimenti di prima fase, nella fase di fondo scavo, e definitivi nel lungo termine. Come si può notare gli spostamenti sono di ordine millimetrico.

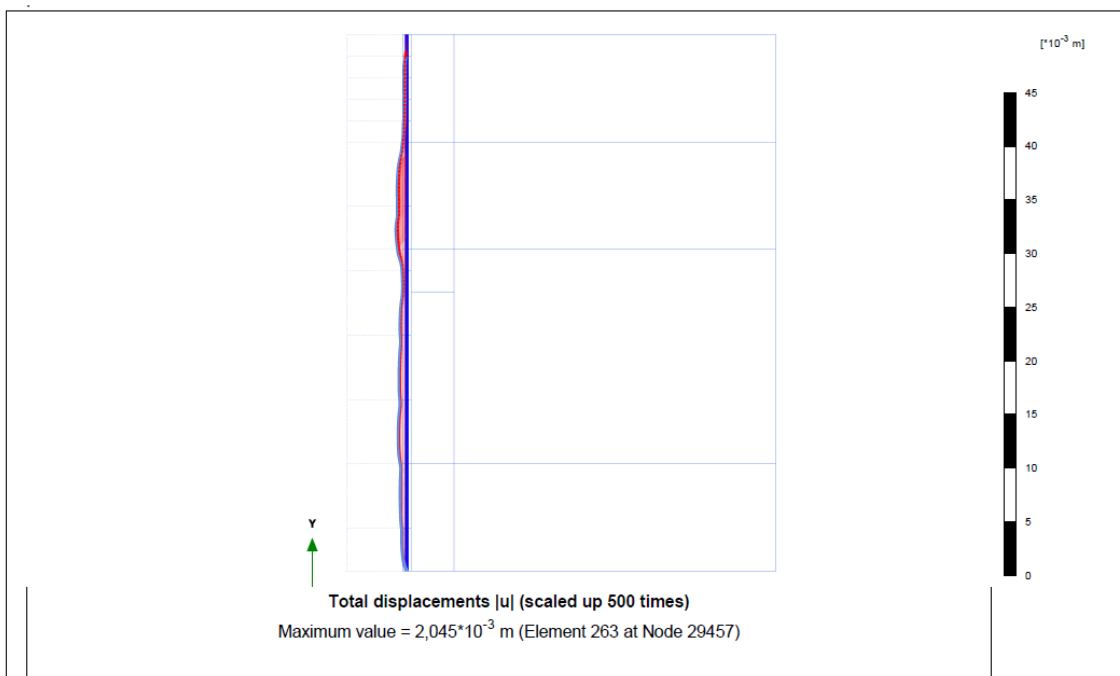


**Figura 12-10. Fase fondo scavo. Spostamenti rivestimento di prima fase**



<b>PLAXIS</b>	Project description		Date	
	Pozzo di areazione		11/11/2014	
	Project filename	Step	User name	
	Pozzo di areazione _GN95C	136	Rocksoil Spa	

Figura 12-11. Fase LT. Spostamenti rivestimento definitivo



<b>PLAXIS</b>	Project description		Date	
	Pozzo di areazione		11/11/2014	
	Project filename	Step	User name	
	Pozzo di areazione _GN95C	140	Rocksoil Spa	

Figura 12-12. Fase sismica. Spostamenti rivestimento definitivo

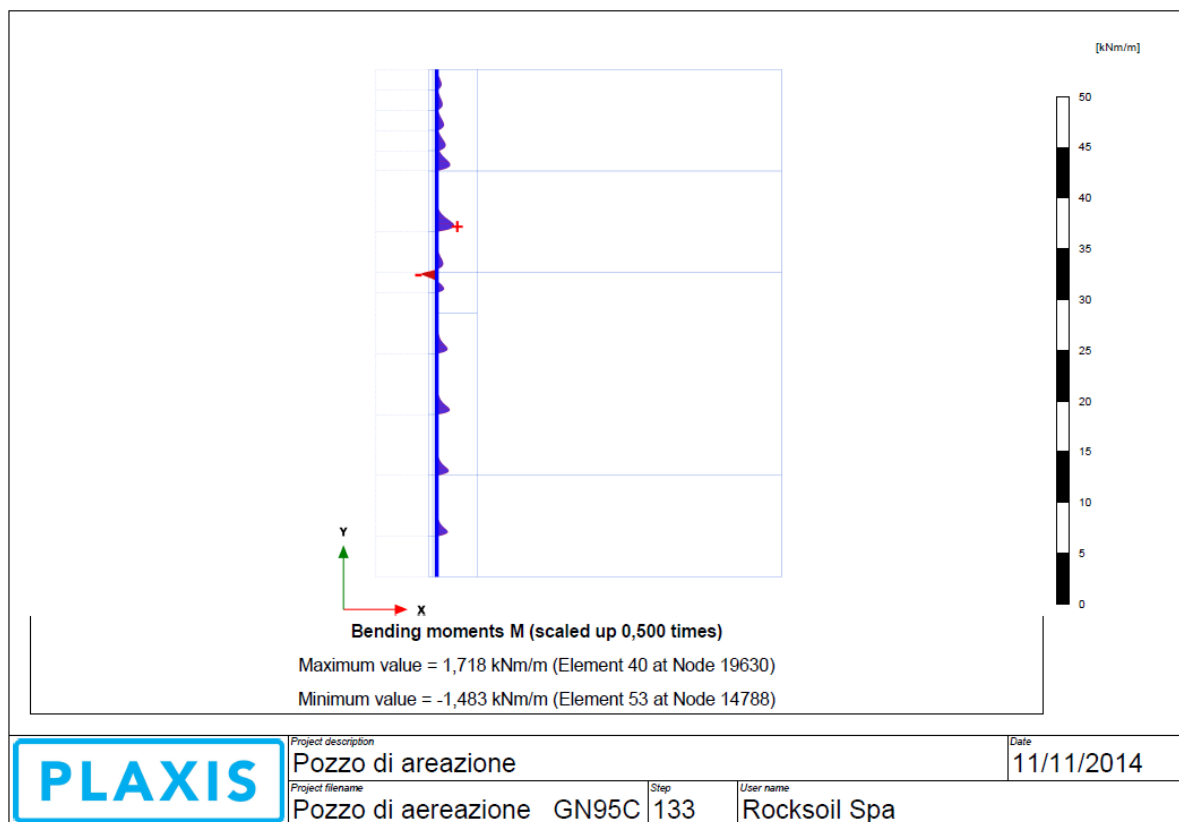
GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01	Foglio 83 di 129

### 12.3.2. Analisi Tensionale

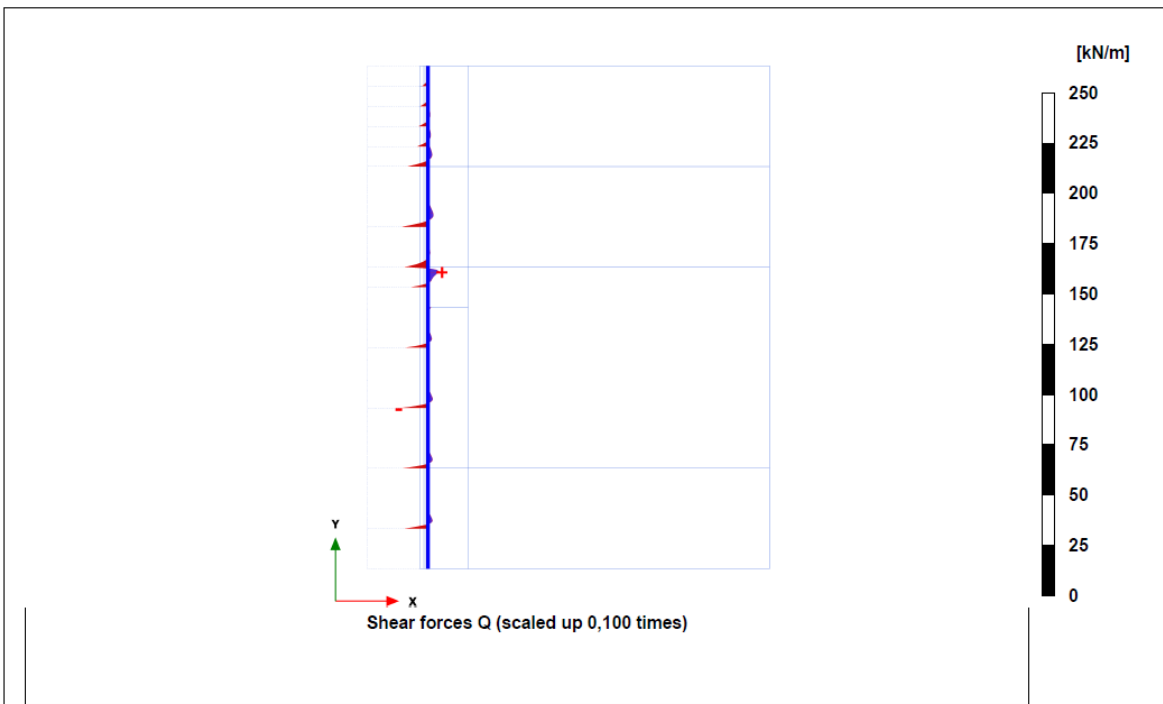
Nel seguito verranno riportati i diagrammi delle azioni interne ottenuti dal programma di calcolo per i rivestimenti di prima fase e definitivi e le verifiche sugli elementi strutturali più sollecitati.

#### Rivestimenti di prima fase

Si riporta l'andamento delle caratteristiche delle sollecitazioni nella fase più gravosa per i rivestimenti di prima fase.

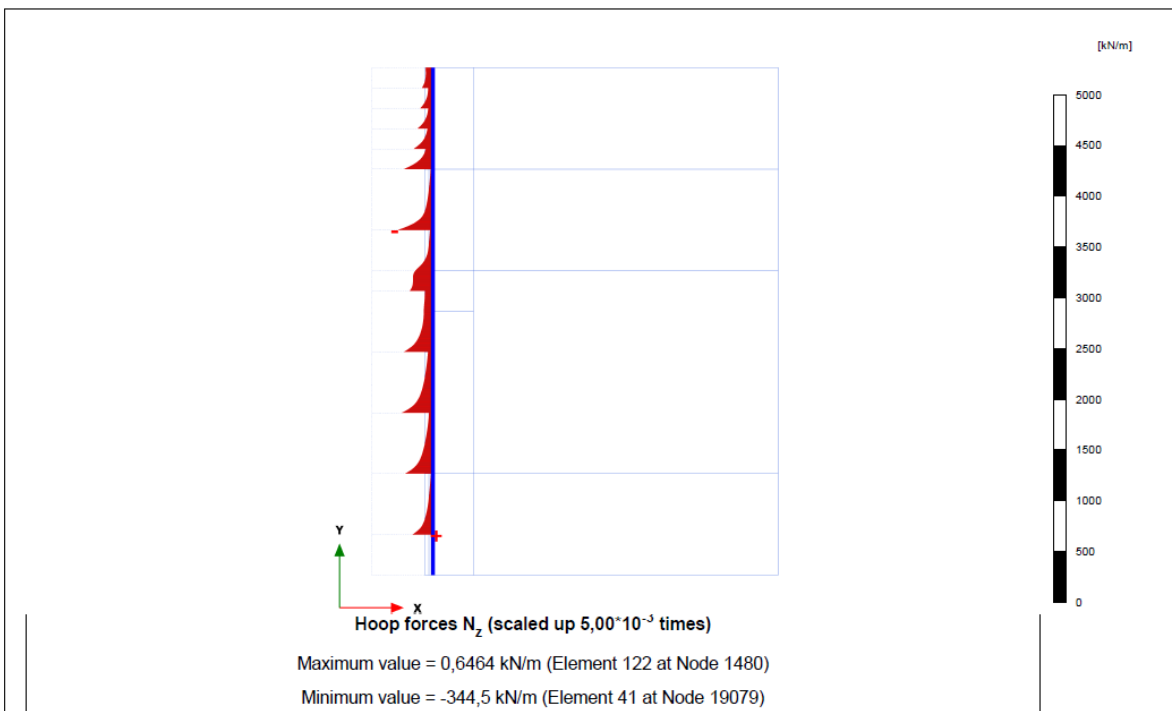


**Figura 12-13. Fase 32. Momento flettente**



<b>PLAXIS</b>	Project description		Date
	Pozzo di areazione		11/11/2014
<b>PLAXIS</b>	Project filename	Step	User name
	Pozzo di areazione _GN95C	133	Rocksoil Spa

Figura 12-14. Fase 32. Taglio



<b>PLAXIS</b>	Project description		Date
	Pozzo di areazione		11/11/2014
<b>PLAXIS</b>	Project filename	Step	User name
	Pozzo di areazione _GN95C	133	Rocksoil Spa

Figura 12-15. Fase 32. Sforzo normale fuori piano



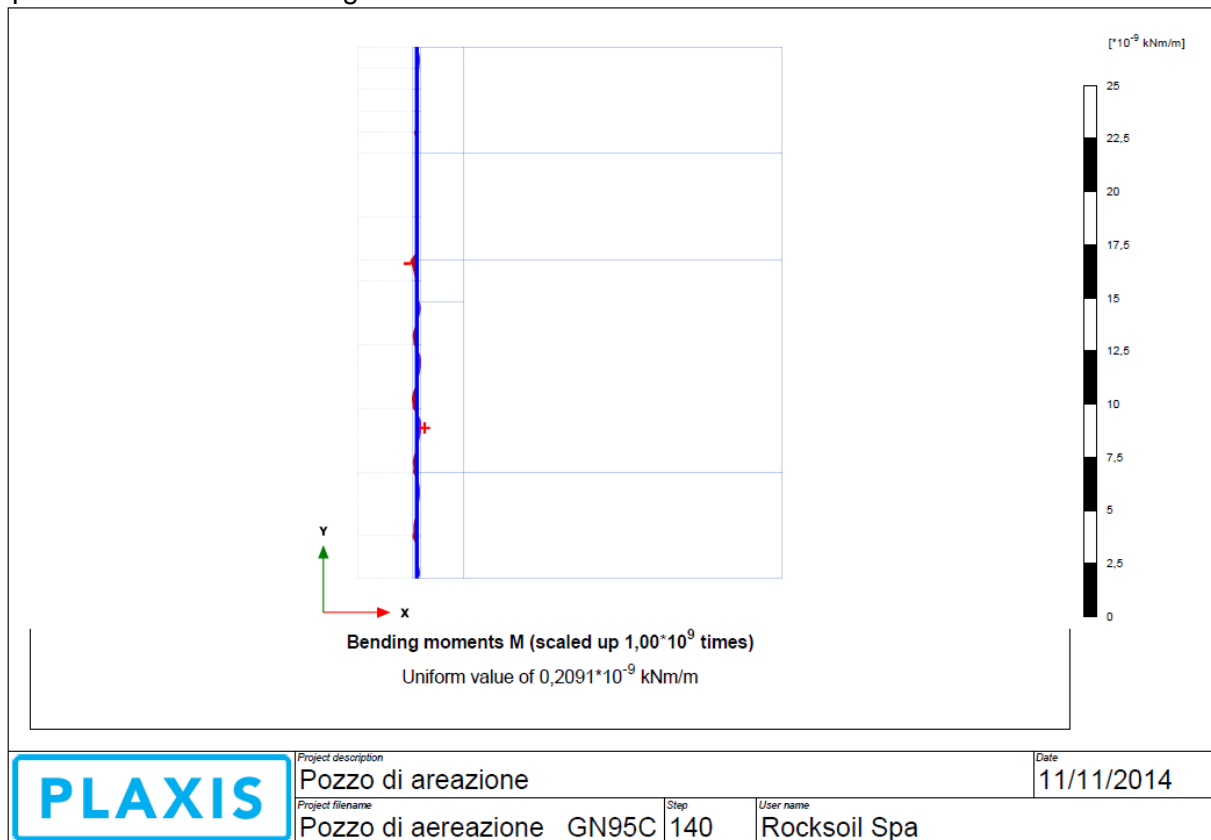
Come mostrano i diagrammi riportati sollecitazioni flettenti e taglianti risultano di bassa entità e tali da poter essere trascurati. Lo sforzo normale invece fuori piano massimo vale circa 350 kN/m.

$N_{z \text{ tot}}$ [kN/m]	$E_{\text{acc}}$ [Gpa]	$A_{\text{centina}}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{\text{spritz}}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{\text{om}}$ [mm <sup>2</sup> ]	$E_{\text{om}}$ [Gpa]	$N_{\text{centina}}$ [kN/m]	$\sigma_{\text{centina}}$ [Mpa]	$N_{\text{spritz}}$ [kN/m]	$\sigma_{\text{spritz}}$ [Mpa]
344,48	210	1700	100000	95039,84	24,44	52,94	31,14	291,54	2,92

I valori riportati di sollecitazione sulle centine e sullo spritz-beton risultano compatibili con le caratteristiche di resistenza del materiale.

### Rivestimenti definitivi

Si riporta l'andamento dei diagrammi delle sollecitazioni nell'ultima fase di calcolo.



**Figura 12-16. Fase sismica. Momento flettente**

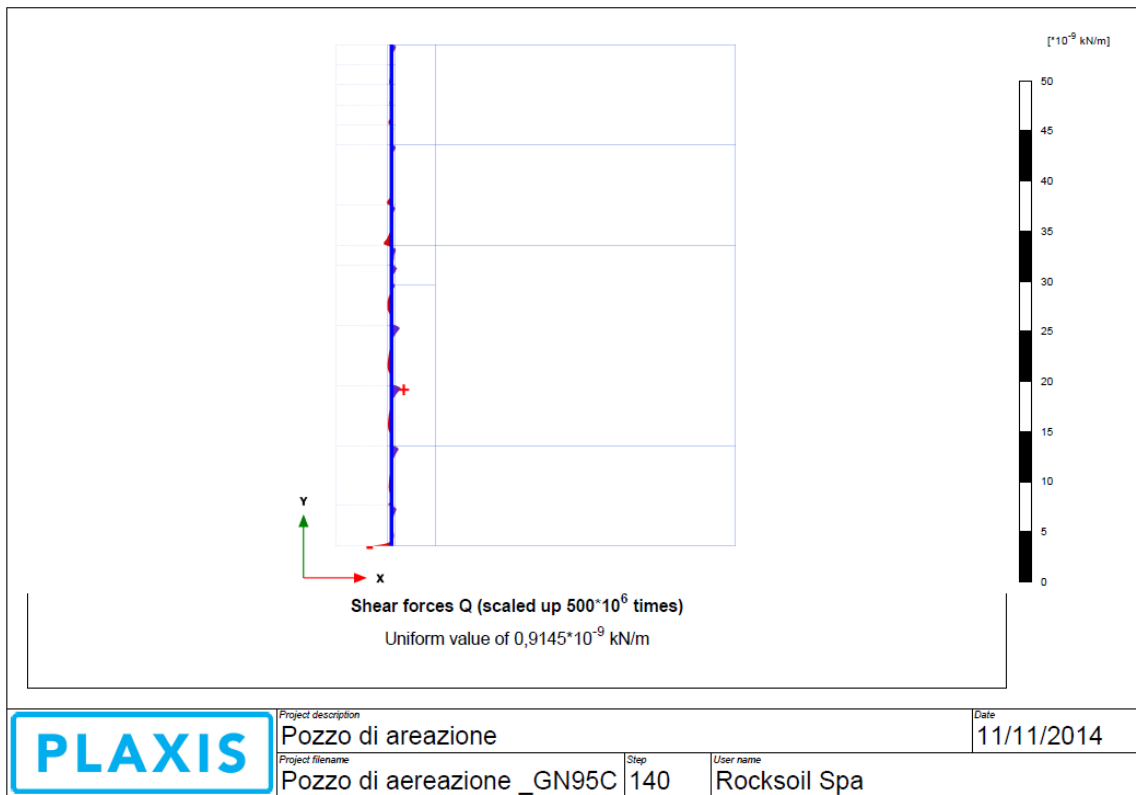


Figura 12-17. Fase sismica. Taglio

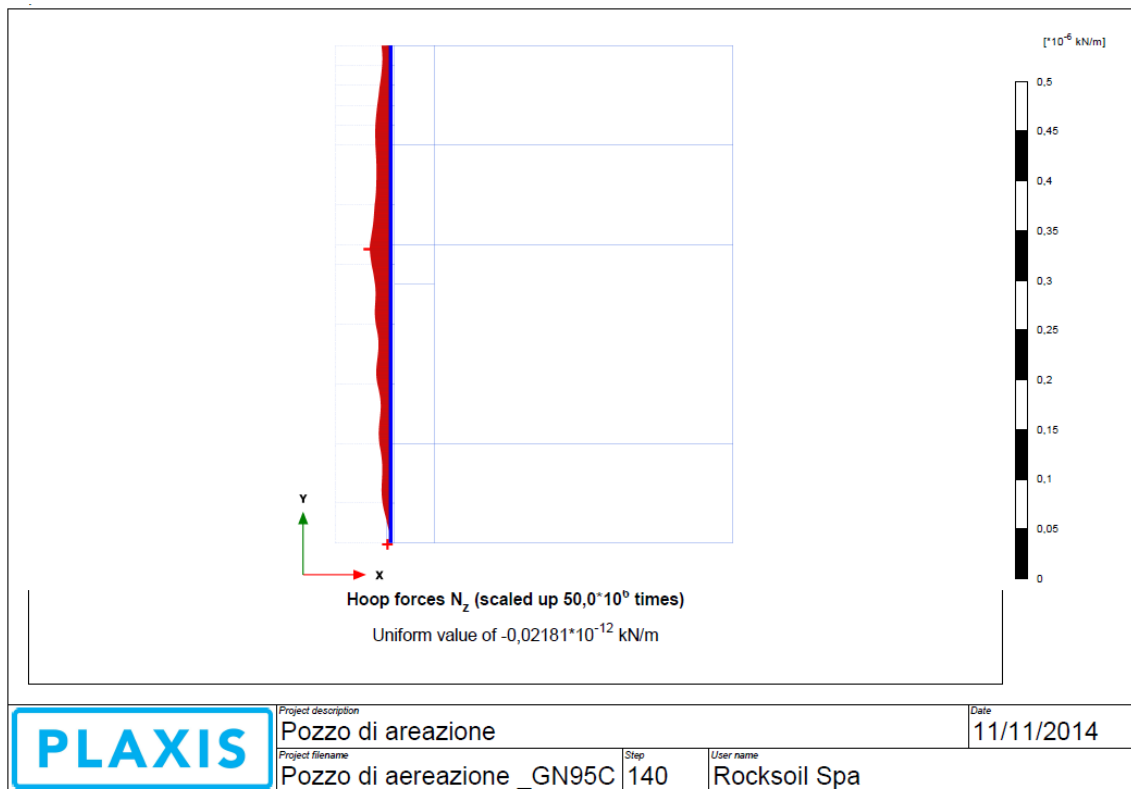


Figura 12-18. Fase sismica. Sforzo normale fuori piano

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01 <span style="float: right;">Foglio 87 di 129</span>

Si ricorda che i diagrammi mostrano sollecitazioni che vanno amplificate per un fattore  $10^{10}$ . Si nota comunque che le sollecitazioni taglianti e flettenti raggiungono valori trascurabili mentre lo sforzo normale fuori piano è di 209 kN. Verranno comunque disposte le seguenti bare di armatura per assorbire eventuali spinte non simmetriche.

<b>FERRI ARMATURA PRINCIPALE</b>		
	Intradosso	Estradosso
Longitudinali	$\phi 16/20$	$\phi 16/20$
Trasversali	$\phi 16/25$	$\phi 16/25$

**Tabella 19. Armatura rivestimento definitivo**

Si mostra la verifica tensionale svolta considerando come carico agente lo sforzo normale fuori piano. Verrà inoltre sommato allo sforzo normale agente quello di un eventuale carico idraulico con livello di falda posto 5 m sotto il piano campagna (battente di 20 m).

Nz [kN]	S [mm]	As [mm <sup>2</sup> ]	A* [mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_c$ [MPa]	$\sigma_s$ [MPa]
209,6	400	1607,68	424115,2	0,49	7,41
809,6	400	1607,68	424115,2	1,91	28,63

Dove con A\* si è indicata l'area della sezione omogenizzata. Come si nota lo stato tensionale presente raggiunge valori ammissibili per i materiali impiegati.

### 13. ZONE DI RISPARMIO NEL RIVESTIMENTO DEFINITIVO DI RIBATTITURA

La presenza dei fori di risparmio all'interno del rivestimento definitivo di ribattitura causerà una redistribuzione degli sforzi che va opportunamente tenuta in conto al fine di valutare le armature aggiuntive da inserire all'interno del cordolo perimetrale che circonda il foro stesso. Nel seguito verrà presentato un modello di calcolo realizzato con il programma agli elementi finiti SAP 2000 con il quale verranno condotte le opportune valutazioni e verifiche.

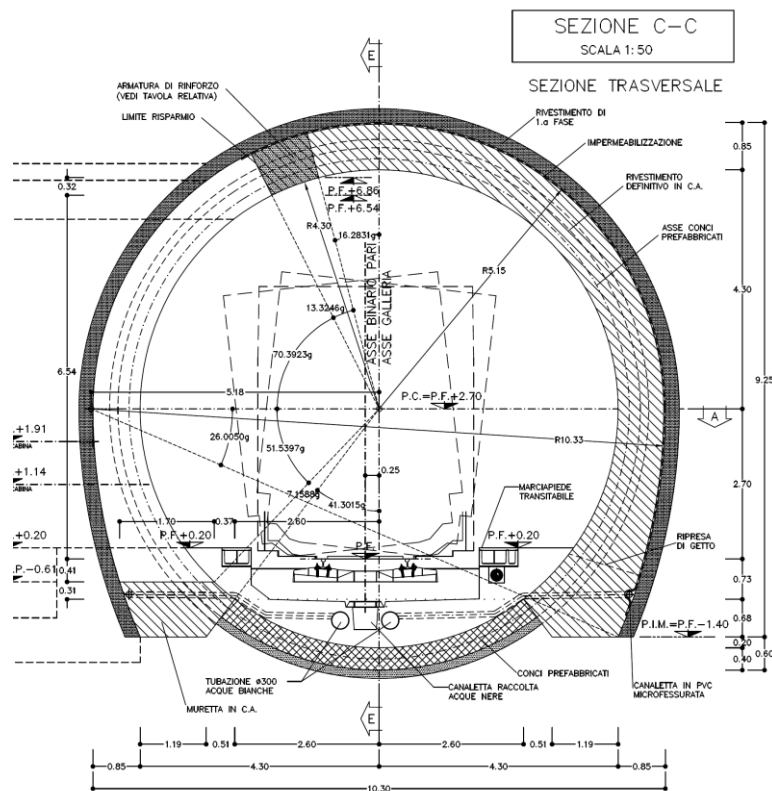


Figura 13-1. Foro di risparmio per la cabina MT BT all'interno del rivestimento di ribattitura

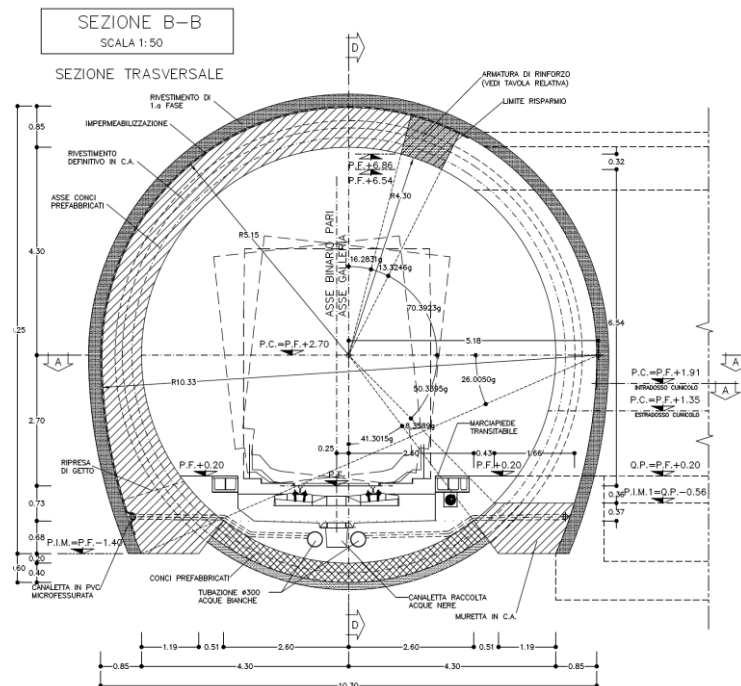


Figura 13-2. Foro di risparmio per il cunicolo all'interno del rivestimento di ribattitura

### 13.1. Codice di calcolo

Per la determinazione delle sollecitazioni agenti negli elementi strutturali si è utilizzato il programma di calcolo SAP 2000 versione 15.1.0 - Computers and Structures, Inc. (CSI).

Il software è un solutore ad elementi finiti basato sul metodo degli spostamenti. Dopo aver assemblato la matrice di rigidezza globale del sistema e note le forze presenti, la soluzione del sistema viene trovata attraverso un algoritmo di risoluzione di equazioni a blocchi.

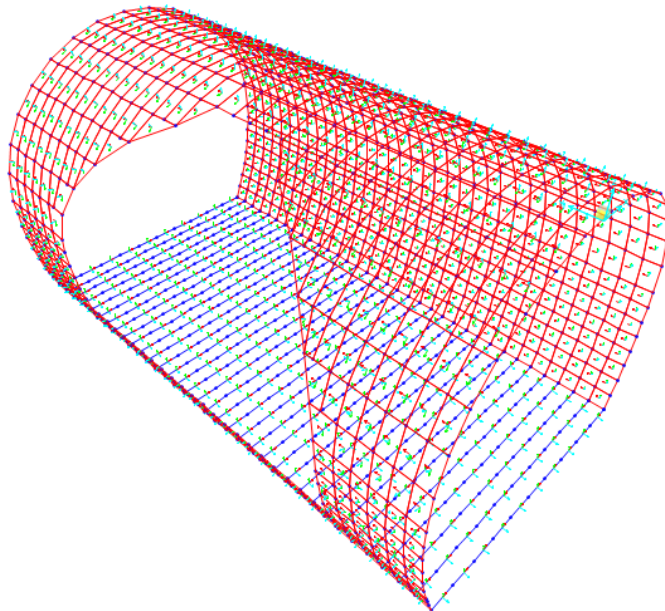
Calcolati gli spostamenti di ogni nodo della struttura (riferiti ad un sistema di coordinate globale), si risale allo spostamento locale di ogni nodo (passando per la matrice di rototraslazione locale di ogni elemento) e quindi successivamente alle azioni assiali, flessionali e taglianti nell'elemento (moltiplicando gli spostamenti all'estremità di ogni elemento per la sua matrice di rigidezza locale).

### 13.2. Modello di calcolo

È stato realizzato un modello di calcolo tridimensionale con elementi shell con comportamento a piastra sottile considerando un concio di galleria la sagoma di ribattitura riportata e la presenza di un foro di risparmio. Per vincolare la struttura sono state applicate sulle superfici esterne delle shell delle molle con comportamento lineare reagenti solo a compressione la cui rigidezza è stata valutata con la formula di Galerkin.

$$K = E / (R * (1 + \nu)) \cong 130000 \text{ kN/m}^3$$

Dove E è il modulo elastico del terreno posto pari a 850MPa, R è il raggio della galleria posto pari circa a 5 m e  $\nu$  è il modulo di Poisson pari a 0.3.

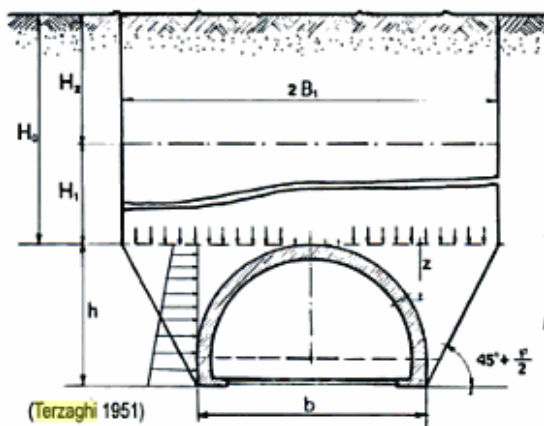


**Figura 13-3. Modello di calcolo SAP 2000**

La presenza del concio prefabbricato (non ribattuto) in arco rovescio è stato simulato inserendo degli elementi frame di spessore 40 cm reagenti solo a sforzo normale.

### 13.2.1. Carichi agenti

Per la determinazione del carico agente sul rivestimento definitivo si è fatto ricorso alla formulazione fornita da Terzaghi (1951) e sintetizzata schematicamente con la figura sotto:



$$p_v = \frac{\gamma B_1 - C}{K \operatorname{tg} \varphi} \left( 1 - e^{-K \frac{H_2}{B_1} \operatorname{tg} \varphi} \right)$$

\* Con C si indica la coesione dell'ammasso e con K un coefficiente empirico di spinta orizzontale di solito posto pari a 1

**Figura 13-4. Metodo di Terzaghi (1951)**

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01 <table border="1" data-bbox="1420 224 1532 315"> <tr> <td>Foglio 91 di 129</td> </tr> </table>	Foglio 91 di 129
Foglio 91 di 129		

Il metodo considera un carico costante in calotta pari a  $p_v$  ed un carico orizzontale  $p_h$  con distribuzione lineare che corrisponde sostanzialmente alla spinta attiva esercitata dal terreno.

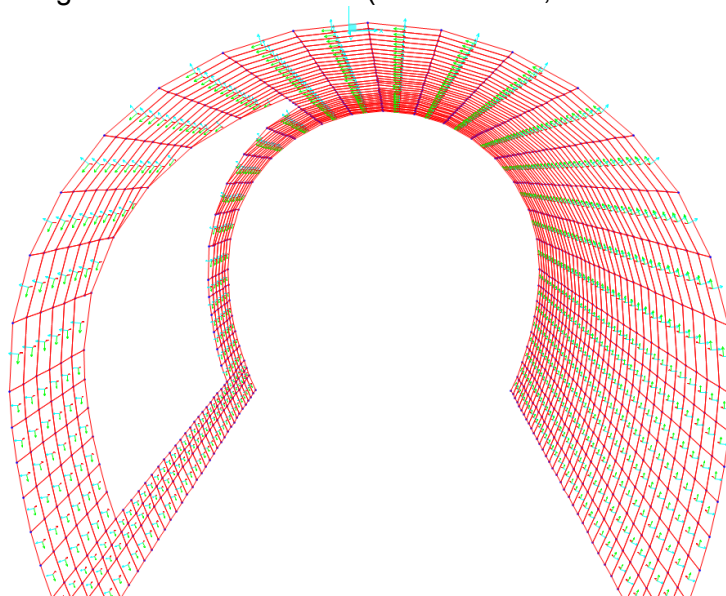
Nel caso in esame la copertura massima raggiunta è pari a 25 m ( $H_0$ ) mentre la larghezza ( $b$ ) e l'altezza della galleria ( $h$ ) sono pari rispettivamente a 8.5 m e 9.2 m. Considerando le caratteristiche meccaniche dei terreni presenti in sito e presentate nel capitolo di caratterizzazione meccanica si ottiene un carico in calotta pari a  $p_v = 135$  kPa ed un coefficiente di spinta attiva pari a  $k_a = 0.27$ .

Conducendo delle analisi preliminari sono stati ottenuti degli stati di sforzo all'interno dei rivestimenti definitivi di gran lunga superiori a quelli forniti dal programma di calcolo Plaxis per gallerie analizzate negli stessi contesti geomeccanici e alle stesse coperture. Si è deciso pertanto di effettuare una riduzione del 35% sul carico  $p_v$  fornito dal metodo di Terzaghi.

### 13.3. Risultati delle analisi e verifiche

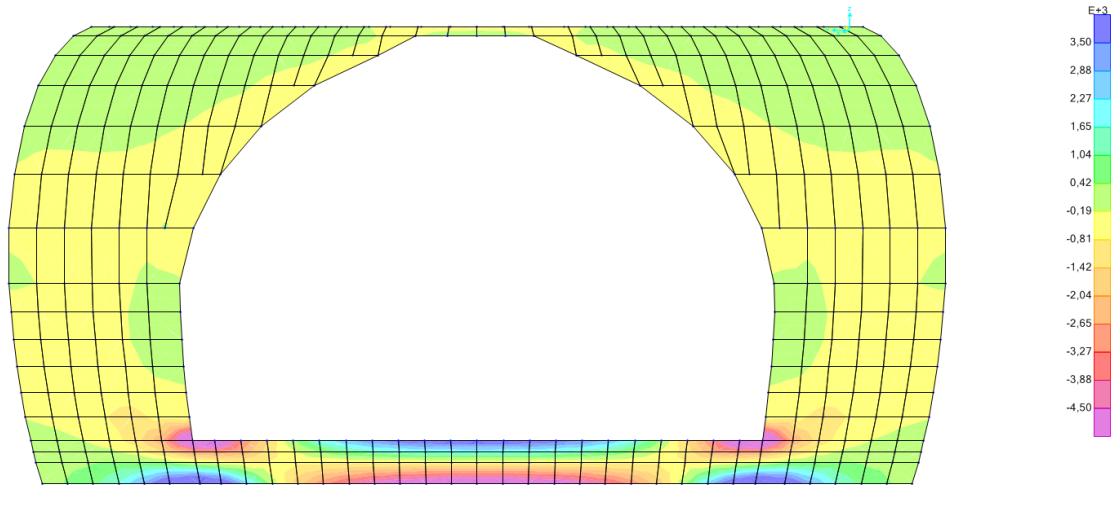
#### 13.3.1. Sollecitazioni agenti nel rivestimento definitivo

Nel seguito verranno mostrate le sollecitazioni ottenute dal modello di calcolo. Nelle immagini i momenti sono in kNm mentre le forze in kN. Per poter comprendere i risultati è necessario conoscere l'orientazione degli assi locali sulle shell (rosso asse 1, verde asse 2, ciano asse 3):

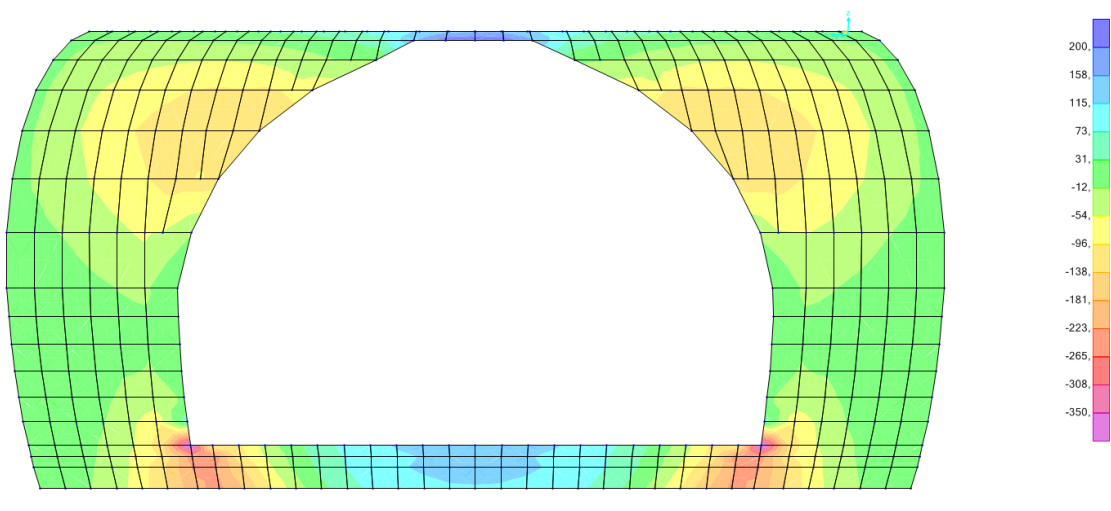


**Figura 13-5 – Orientazione assi locali in calotta e piedritti**

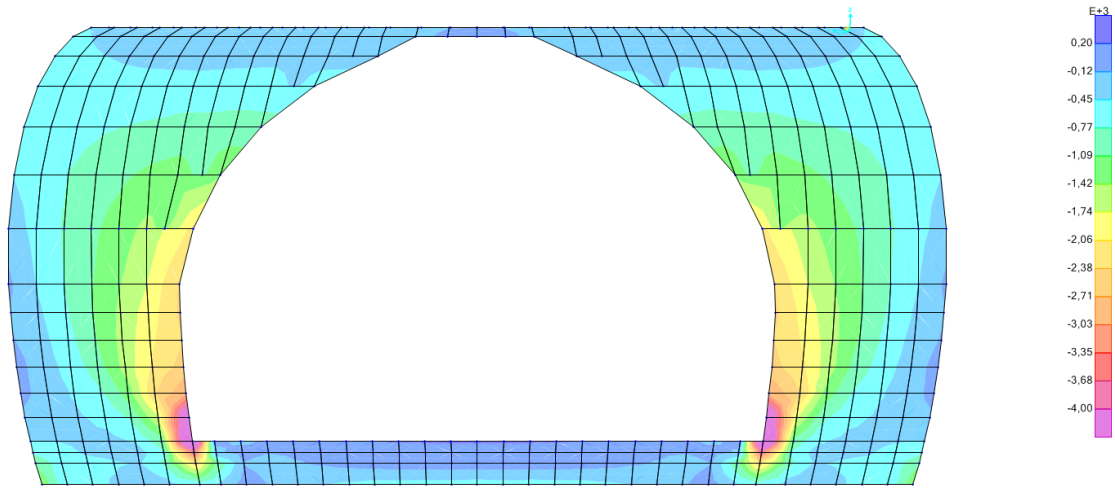




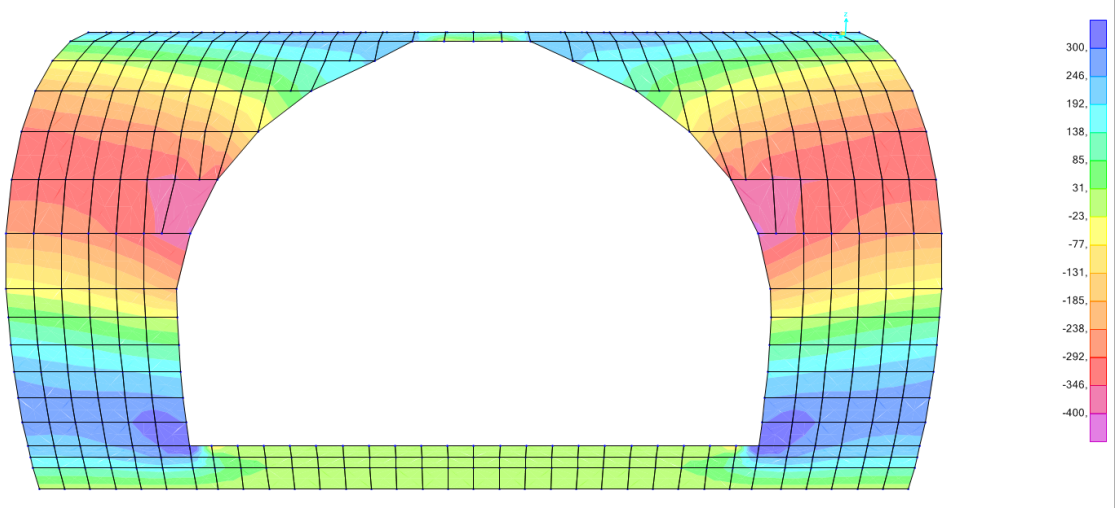
**Figura 13-6 – Output SAP 2000- F11- Sforzo normale longitudinale**



**Figura 13-7 – Output SAP 2000- M11 – Momento flettente longitudinale**



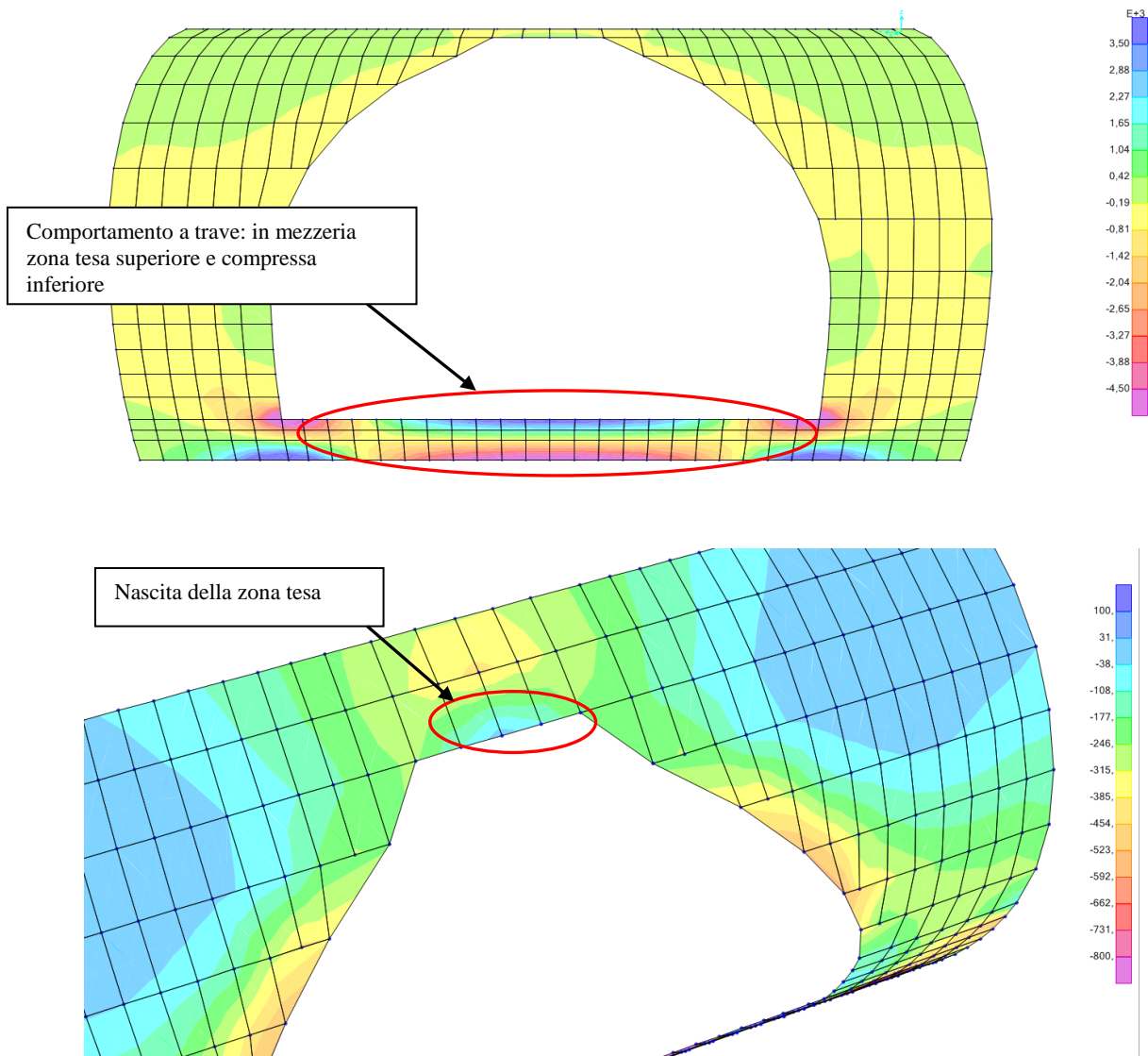
**Figura 13-8 – Output SAP 2000- F22 – Sforzo normale trasversale**



**Figura 13-9 – Output SAP 2000- M22 – Momento flettente trasversale**

L'andamento dello sforzo F11 è particolarmente significativo in quanto mostra la presenza di zone tese dove è necessario disporre un opportuno quantitativo di armatura.

Alla base del foro la muretta si inflette verso l'alto a causa del carico agente in arco rovescio (reazioni molle) mentre in calotta a causa della deviazione degli sforzi si genera una zona tesa all'estremità superiore del risparmio.



Si genera inoltre una concentrazione di sforzi di compressione sui montanti.

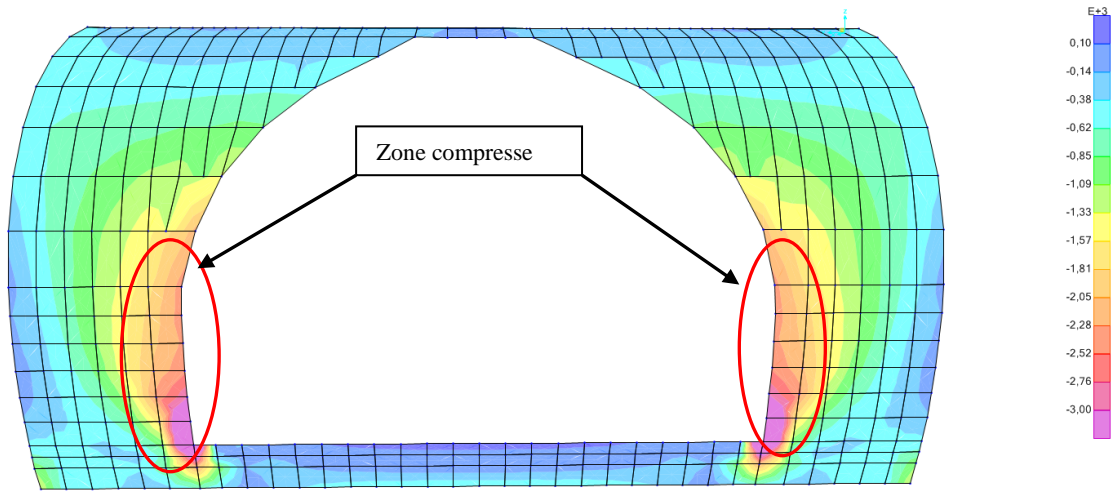


Figura 13-11 – F22 – Zone compresse

### 13.3.2. Verifiche

Verrà creato un cordolo perimetrale dello spessore di circa 100 cm dove verrà inserito un opportuno quantitativo di armatura valutato in base alle verifiche che si mostreranno nel seguito.

Cordolo perimetrale

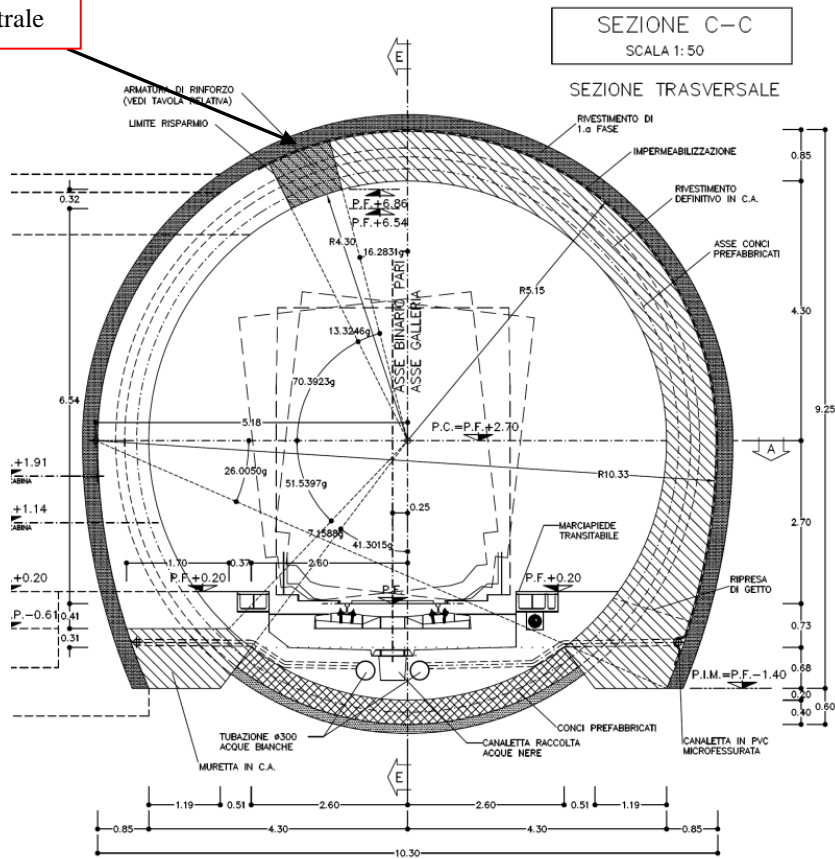
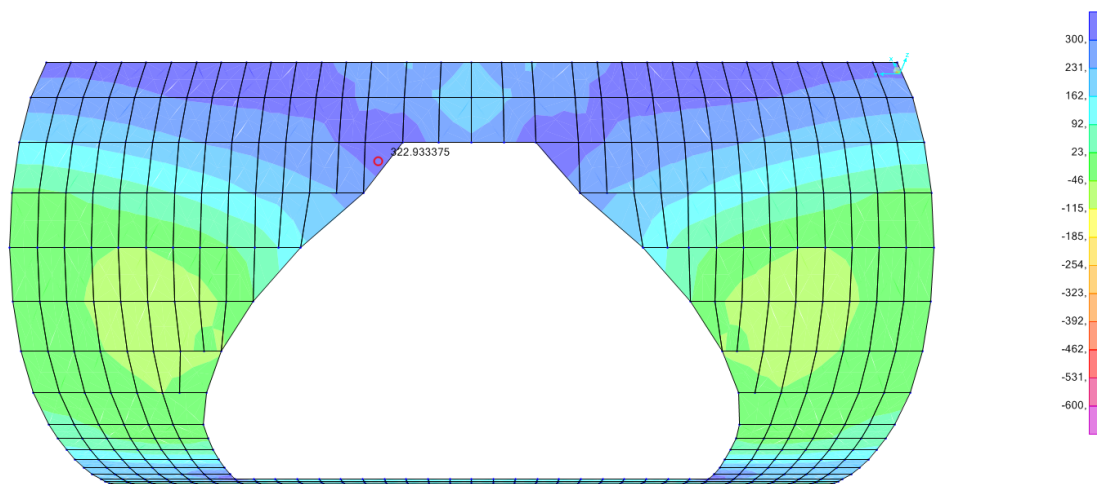


Figura 13-12 – Cordolo perimetrale

Come mostrato nelle immagini sopra, nella zona di calotta nascono bassi sforzi di trazione che saranno assorbiti agevolmente dalle barre f20 disposte all'interno del cordolo e dai ripartitori del rivestimento definitivo.

Si mostra invece la verifica in prossimità della zona sommitale dove sono presenti un momento flettente di 330kNm e uno sforzo normale di 500kN. Si considera una sezione quadrata 100x85cmq.



**Figura 13-13 – Mmax- Momento flettente nella zona sommitale**

	M22 (kNm)	F22 (kN)	A's	As	$\sigma_s$ (Mpa)	$\sigma_c$ (Mpa)	w (mm)
Cordolo	330	-500	4 $\phi$ 20	4 $\phi$ 20	177.7	-5.34	-

Lo sforzo di taglio massimo è pari a 250 kN.

	B (mm)	H (mm)	d (mm)	V23 (kN)	$\tau$ (Mpa)
Cordolo	1000	850	800	250	0.35

Non è necessario pertanto prevedere una specifica armatura a taglio.

I montanti saranno caricati da uno sforzo normale pressoché costante pari a 3500 kN e da un momento flettente di 250 kNm.



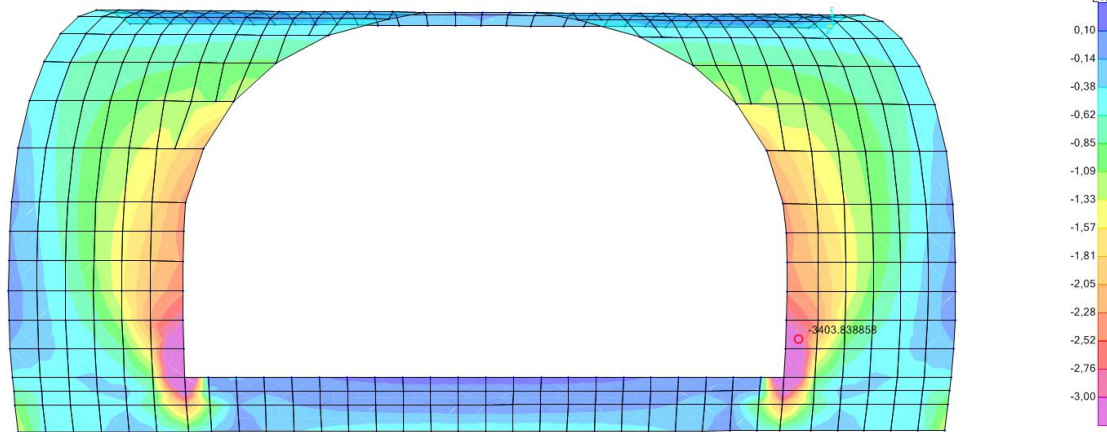


Figura 13-14 – Sforzo massimo nei montanti

	M22 (kNm)	F22 (kN)	A's	As	$\sigma_s$ (Mpa)	$\sigma_c$ (Mpa)	w (mm)
Cordolo	250	-3500	4 $\phi$ 20	4 $\phi$ 20	-35.2	-5.84	-

In muretta lo sforzo massimo di trazione fornito dal programma di calcolo è pari a circa 4200 kN/m mentre lo spessore della zona tesa è circa 45 cm. Lo sforzo di trazione risultante vale (considerando distribuzione lineare)  $F=950$  kN sono pertanto sufficienti 12 barre f20 ( $T_{max}=960$  kN).

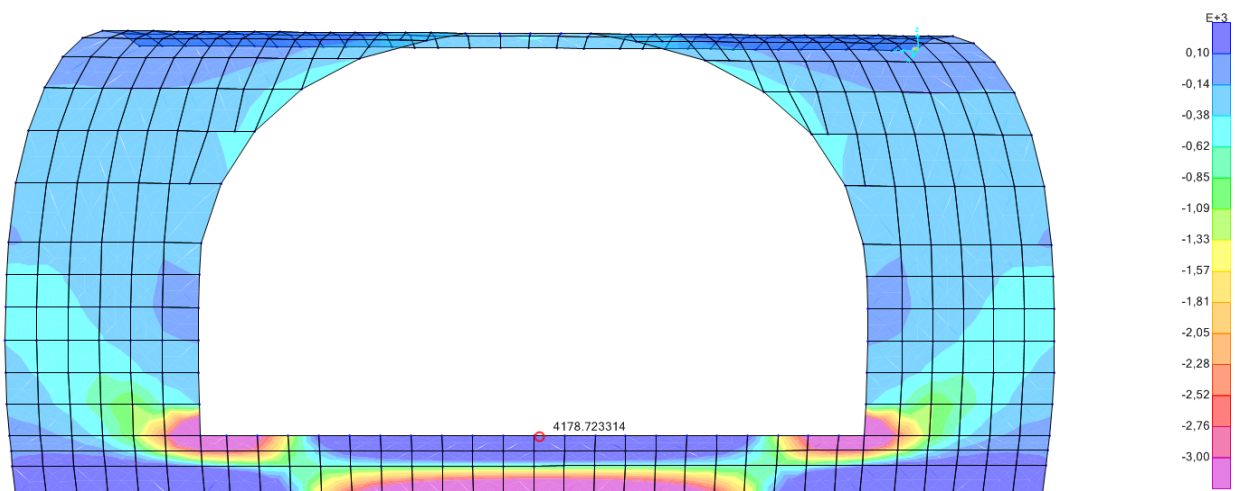


Figura 13-15 – F11 - Sforzo massimo in muretta

Per assorbire lo sforzo di taglio saranno inserite staffe f24/20.

Si riportano infine le verifiche nelle sezioni significative del rivestimento definitivo.

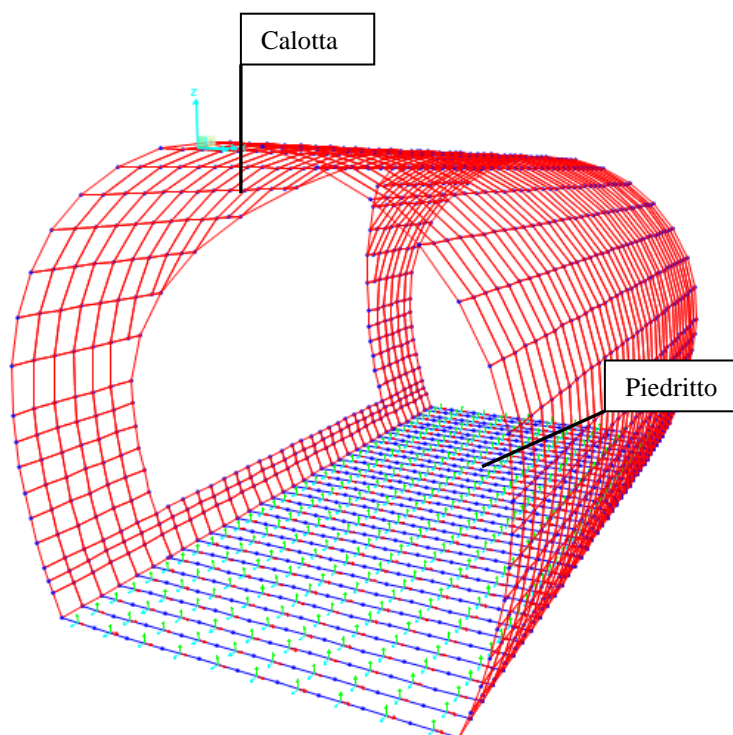


Figura 13-16 – Sezioni di verifica

	M22 (kNm)	F22 (kN)	A's	As	$\sigma_s$ (Mpa)	$\sigma_c$ (Mpa)	w (mm)
Calotta	320	105	5 $\phi$ 24	5 $\phi$ 24	173.6	-4.01	-
Piedritto	330	550	5 $\phi$ 24	5 $\phi$ 24	96.4	-4.21	-

I valori massimi del taglio si verificano sui piedritti:

	B (mm)	H (mm)	d (mm)	V23 (kN)	$\tau$ (Mpa)
Piedritto	1000	850	800	180	0.25

Poiché si verifica ovunque  $\tau < \tau_{c0}$  non è necessario disporre armatura specifica a taglio.



<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>CODIV Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>
	<p>IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01</p> <p>Foglio 99 di 129</p>

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

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:

1. confermare la sezione tipo riportata sugli elaborati di progetto e studiata all’interno della presente relazione di calcolo;
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);

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.

Per le sezioni tipo previste verranno 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).

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01
	Foglio 100 di 129

E' evidente che tali valori di deformazione 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 variare l'intensità degli interventi previsti.

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 con quello ipotizzato per l'opera in esame, e di conseguenza nessuna delle sezioni previste possa essere applicata, ma tuttavia tale contesto sia analogo ad altri presenti lungo il tracciato della galleria di linea, il progettista individuerà attraverso i medesimi strumenti citati precedentemente, una diversa sezione simile ad una già presenti nel progetto esecutivo ed applicata 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.

#### **14.1. 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 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

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01</p>	<p>Foglio 101 di 129</p>

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 (quali ad es.  $c'$ ,  $\varphi'$ ,  $E'$ ); 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
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01
	Foglio 102 di 129

- 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.

## 14.2. 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 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.

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	
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01 <table border="1" data-bbox="1420 224 1532 315"> <tr> <td>Foglio 103 di 129</td> </tr> </table>	Foglio 103 di 129
Foglio 103 di 129		

- 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.

### 14.3. 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.

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).

### 14.4. Procedura di applicazione delle sezioni tipo e delle relative variabilità

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

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01</p>	<p>Foglio 104 di 129</p>

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.

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.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01	Foglio 105 di 129

## 14.5. Analisi del Rischio

Per la realizzazione dell'opera in esame sono stati individuati una serie di rischi intraformazionali dell'ammasso per lo scavo del cunicolo e del pozzo, con conseguenze sulla scelta, dapprima della metodologia di scavo, 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 geostrutturali, 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.

### Rischi collegati alle caratteristiche dell'ammasso

1. instabilità del fronte e/o del cavo per la presenza di zone di alterazione
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.

#### *14.5.1. Analisi dei rischi lungo il tracciato del cunicolo e delle cabine*

Il cunicolo e le cabine MT BT si sviluppano interamente nella Formazione di Serravalle la quale risulta costituita un'alternanza di Marne sabbiose e Arenarie. Nel seguito si riportano i principali rischi da tenere in conto durante lo scavo delle opere. Nel seguito si riportano i principali rischi valutati per lo scavo delle opere.



GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01
	Foglio 106 di 129

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 caratterizzate da parametri geomeccanici scadenti e basse coperture. Si prevede in linea generale un comportamento del cavo di tipo stabile instabile.

Carico idraulico: in base a quanto riportato nell'inquadramento idrogeologico, per le coperture in esame grazie alla messa in opera di un opportuno sistema di drenaggio al contorno non si ritiene in linea generale possa essere presente un carico idraulico agente sui rivestimenti definitivi.

Venute d'acqua concentrate: Per quanto riguarda l'assetto idrogeologico, non si prevede la possibilità di venute d'acqua concentrate lungo il tracciato dei cunicoli. Si segnala soltanto la possibilità di stillicidi.

Deformazioni d'ammasso: in virtù delle coperture presenti potranno verificarsi deformazioni del cavo per le quali sarà necessario provvedere oltre ai corretti interventi da applicarsi (corretta scelta della sezione tipo) anche sovrascavi.

#### 14.5.2. *Analisi dei rischi lungo lo sviluppo del pozzo di ventilazione*

Il pozzo di ventilazione, dopo aver attraversato lo strato superficiale di coltre incontrerà la Formazione di Serravalle la quale risulta costituita un'alternanza di Marne sabbiose e Arenarie. Nel seguito si riportano i principali rischi valutati per lo scavo delle opere.

In particolare:

Instabilità del cavo: fenomeni di instabilità del cavo del pozzo dipendono sostanzialmente dalla presenza di tratte del tracciato caratterizzate da parametri geomeccanici scadenti, come in corrispondenza dell'imbocco del pozzo da piano campagna.

Carico idraulico: in base a quanto riportato nell'inquadramento idrogeologico ed evidenziato nel profilo geomeccanico, il pozzo verrà scavato in un ammasso drenato. Si ritiene possibile però che nel lungo termine possa rigenerarsi un carico idraulico nella zona superficiale molto fratturata.

Venute d'acqua concentrate: Per quanto riguarda l'assetto idrogeologico, non si prevede la possibilità di venute d'acqua concentrate. Si segnala soltanto la possibilità di stillicidi.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01 <table border="1" data-bbox="1420 232 1532 315"> <tr> <td>Foglio 107 di 129</td> </tr> </table>	Foglio 107 di 129
Foglio 107 di 129		

## 14.6. Sezioni tipo di avanzamento: campi di applicazione e variabilità degli interventi

### 14.6.1. Cunicolo sezione corrente

#### Campo di applicazione

La sezione di tipo corrente, i cui interventi sono stati descritti al 9.2, si applica nella formazione di Serravalle, qualora l'ammasso risulti caratterizzato da valori di resistenza rientranti nei valori medi dei range forniti per la Formazione in condizioni di faglia.

L'ammasso presenta un RQD è variabile tra il 30 e il 40%; le superfici dei giunti sono alterate e la circolazione idrica è scarsa.

In queste condizioni il fronte di scavo presenta un comportamento di tipo instabile pertanto oltre a predisporre un adeguato sistema di priverivestimento si dovrà aumentare la resistenza del nucleo d'avanzamento installando un consolidamento al fronte con tubi in VTR.

L'avanzamento avverrà con l'utilizzo di mezzi meccanici. La risposta deformativa del cavo evolve verso convergenze che rientrano nell'ordine del centimetro (1-2 cm).

#### Variabilità

Qualora dai rilievi geostrutturali il fronte di scavo sia caratterizzato da giaciture chiaramente individuabili e costanti prevalentemente a reggi poggio o sub-orizzontali, con giunti moderatamente alterati (GSI superiore a 40), è possibile eliminare i consolidamenti al fronte applicando solo uno strato di 10 cm di spritz beton ad ogni sfondo. Qualora si individuassero un numero limitato di giunti con orientazione sfavorevole si potranno applicare un numero minimo di consolidamenti (da valutare in sito) al fine di cucire le superfici di discontinuità.

Nel caso opposto, cioè con un ammasso che risultasse dotato di parametri geomeccanici pari ai valori minimi del range fornito nella caratterizzazione geomeccanica (GSI inferiore a 30), si potrà ridurre il passo centine a 0.80m ed eventualmente aumentare il numero di consolidamenti al fronte fino a 70. Non si esclude infine la possibilità di dover mettere in opera un idoneo intervento di consolidamento al contorno per permettere l'innescarsi dell'effetto arco.

### 14.6.2. Pozzo di ventilazione

#### Campo di applicazione

Lo scavo del pozzo di ventilazione verrà realizzato prevalentemente all'interno della formazione di Serravalle mettendo in opera gli interventi descritti al 9.2. Nella zona superficiale si prevede un terreno appartenente alla coltre detritica costituito da sabbie limose e limi sabbiosi mentre

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01
	Foglio 108 di 129

profondità un ammasso di marne sabbioso e arenarie grossolane ascrivibili alla Formazione di Serravalle.

In superficie si prevede quindi un terreno dotato di scadenti caratteristiche meccaniche, sciolto o leggermente cementato e con bassa plasticità.

In profondità l'RQD è variabile tra il 30 e il 40%; le superfici dei giunti sono alterate e la circolazione idrica è scarsa.

La risposta deformativa del cavo evolve verso convergenze che rientrano nell'ordine del millimetro (1-2 mm).

#### Variabilità

Qualora l'ammasso risulti caratterizzato da parametri geomeccanici più scadenti rispetto a quanto atteso, tale da indurre un campo di spostamenti del cavo differente rispetto a quello previsto in fase di calcolo, sarà possibile intensificare l'intervento di bullonatura dei conci prefabbricati; in particolare la bullonatura potrà essere realizzata ogni anello di priverivestimento montato. Qualora si verificassero condizioni di scavo maggiormente critiche, sarà possibile variare lo spessore di spritz del rivestimento in conci portandolo a 15 cm; tale soluzione tecnica viene applicata mediante locali sovrascavi. In alternativa potrà essere sostituito il sistema di rivestimento in conci metallici con il rivestimento costituito da centine metalliche tipo HEA 140 passo 1.5 metri e spritz – beton dello spessore di 15 cm.

#### 14.6.1. Cunicolo cabina MT/BT

#### Campo di applicazione

La sezione di tipo corrente, i cui interventi sono stati descritti al 9.2, si applica nella formazione di Serravalle, qualora l'ammasso risulti caratterizzato da valori di resistenza rientranti nei valori medi dei range forniti per la Formazione in condizioni di faglia.

L'ammasso presenta un RQD è variabile tra il 30 e il 40%; le superfici dei giunti sono alterate e la circolazione idrica è scarsa.

In queste condizioni il fronte di scavo presenta un comportamento di tipo instabile pertanto oltre a predisporre un adeguato sistema di priverivestimento si dovrà aumentare la resistenza del nucleo d'avanzamento installando un consolidamento al fronte con tubi in VTR.

L'avanzamento avverrà con l'utilizzo di mezzi meccanici. La risposta deformativa del cavo evolve verso convergenze che rientrano nell'ordine del centimetro (1-2 cm).

#### Variabilità

Qualora dai rilievi geostrutturali il fronte di scavo sia caratterizzato da giaciture chiaramente individuabili e costanti prevalentemente a reggi poggio o sub-orizzontali, con giunti moderatamente alterati (GSI superiore a 40), è possibile eliminare i consolidamenti al fronte applicando solo uno

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01 <span style="float: right;">Foglio 109 di 129</span>

strato di 10 cm di spritz beton ad ogni sfondo. Qualora si individuassero un numero limitato di giunti con orientazione sfavorevole si potranno applicare un numero minimo di consolidamenti (da valutare in sito) al fine di cucire le superfici di discontinuità.

Nel caso opposto, cioè con un ammasso che risultasse dotato di parametri geomeccanici pari ai valori minimi del range fornito nella caratterizzazione geomeccanica (GSI inferiore a 30), si potrà ridurre il passo centine a 0.80m ed eventualmente aumentare il numero di consolidamenti al fronte fino a 60. Non si esclude infine la possibilità di dover mettere in opera un idoneo intervento di consolidamento al contorno per permettere l'innescarsi dell'effetto arco.

## 14.7. Soglie di attenzione e allarme

Si riportano in Tabella 20 le soglie di attenzione e allarme relative al cunicolo e alla cabina.

CUNICOLO - SOGLIE DI ATTENZIONE E ALLARME						
CARATT. GALLERIA	SOGLIA ATTENZIONE	SOGLIA ALLARME	SOGLIA ATTENZIONE	SOGLIA ALLARME	SOGLIA ATTENZIONE SINGOLA MIRA	SOGLIA ALLARME SINGOLA MIRA
SEZ.TIPO	CONV. DIAMETRALE (cm)	CONV. DIAMETRALE (cm)	ESTRUSIONE (cm)	ESTRUSIONE (cm)	SPOSTAMENTO (cm)	SPOSTAMENTO (cm)
Sezione corrente, cunicolo collegamento, cunicolo cabina MT/BT	1-2	2-4	<2	<4	<1	<2.5

**Tabella 20 - Soglie di attenzione e allarme cunicolo di collegamento, by pass e cunicolo MT BT**

Per lo scavo delle opere in esame è necessario prevedere extra-scavi durante l'avanzamento al fine di ridurre eventuali sottospessori dovuti alle convergenze attese.

Nel seguito si riportano i valori di convergenza, relativi alla trave di testata, da assumersi quale riferimento in fase di scavo per il pozzo. Per i riferimenti relativi alle quote inferiori le soglie di attenzione e di allarme e il relativo gradiente di deformazione dovrà essere definito durante le lavorazioni, essendo la deformazione misurata necessariamente legata alla fase di installazione della mira stessa.

Il raggiungimento della soglia di attenzione comporterà il proseguimento delle lavorazioni secondo le indicazioni di progetto, associato all'intensificazione delle letture di monitoraggio dell'opera; l'eventuale raggiungimento della soglia di allarme comporterà la temporanea interruzione delle lavorazioni, per consentire l'interpretazione dei fenomeni deformativi in atto e la definizione delle necessarie misure correttive.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01 <span style="float: right;">Foglio 110 di 129</span>

<b>POZZO DI AEREAZIONE - SOGLIE DI ATTENZIONE E ALLARME</b>				
CARATT. GALLERIA	SOGLIA ATTENZIONE	SOGLIA ALLARME	SOGLIA ATTENZIONE	SOGLIA ALLARME
SEZ.TIPO	CONV. DIAMETRALE (mm)	CONV. DIAMETRALE (mm)	GRADIENTE (mm/g)	GRADIENTE (mm/g)
Trave di testa pozzo di aereazione	2-4	4-6	<2	<4

**Tabella 21 - Soglie di attenzione e allarme trave di coronamento dello scavo**

#### **14.8. 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.

Nel caso però che, a seguito dei rilievi condotti nel corso degli avanzamenti, si evidenzi 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.

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 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.

#### **14.9. Campo prova iniezioni di consolidamento da piano campagna**

Il campo prova avrà lo scopo di valutare da subito l'efficacia del trattamento ed eventualmente adeguare e tarare i parametri di progetto sulla base dei risultati ottenuti.

Il campo prova per le iniezioni da piano campagna verrà eseguito nelle immediate vicinanze del pozzo realizzando un numero di 4 interventi. Il numero di valvole e le caratteristiche della perforazione saranno analoghe a quanto previsto in Progetto.

Tali trattamenti preliminari fungeranno da "fori pilota" al fine di tarare i parametri operativi di iniezione previsti per il trattamento in modo da evitare fenomeni di claquage. Qualora dal campo prove si valutasse l'impossibilità di raggiungere i parametri di resistenza minimi del terreno a 48 h indicati nelle tavole di progetto si potrà considerare la possibilità di cambiare tecnologia di consolidamento.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01 <table border="1" style="float: right; margin-left: auto;"> <tr> <td style="padding: 2px;">Foglio 111 di 129</td> </tr> </table>	Foglio 111 di 129
Foglio 111 di 129		

La geometria dell'intervento consentirà di realizzare un trattamento sufficientemente diffuso dell'ammasso al contorno del pozzo, così da creare un volume di terreno con buone caratteristiche meccaniche. Le iniezioni avverranno a volume e pressione controllate. La miscela cementizia avrà le seguenti specifiche tecniche.

*Miscela di guaina* (composizione media eventualmente da tarare in corso d'opera):

- Cemento tipo 32.5-42.5;
- Rapporto acqua/cemento =  $1.5 \div 2.0$ ;
- Rapporto bentonite/acqua =  $0.05/0.08$ ;
- Densità =  $1.28 \div 1.32 \text{ g/cm}^3$ .

*Miscela per iniezioni* (composizione media eventualmente da tarare in corso d'opera):

- Cemento tipo 42.5-52.5;
- Rapporto acqua/cemento =  $0.7$ ;
- Rapporto bentonite/acqua =  $0.02$ ;
- Densità =  $1.6 \div 1.8 \text{ g/cm}^3$ ;
- Viscosità Marsh  $\cong 35-45''$
- Additivo fluidificante 3-4% sul peso del cemento
- Eventuale bentonite ( $b/a < 0.02$ )

Relativamente ai terreni da trattare si ritiene, dalle informazioni ad oggi disponibili, di incontrare uno strato di riporto (1-1.5 m) di terreni classificabili come ghiaie e successivamente uno strato di coltre detritica (8-10m), costituito da sabbia limosa e limo sabbioso, dotato di scadenti proprietà meccaniche.

Una valutazione diretta della iniettabilità dei terreni da trattare, sarà operata nell'ambito delle iniezioni preliminari previste, dove si procederà a registrare i volumi di miscela assorbiti per ciascuna valvola di iniezione. A seguito delle evidenze del campo prova si potrà operare una calibrazione di maggiore dettaglio circa la composizione della miscela.

Allo scopo di verificare i parametri operativi sopra descritti, si individuano di seguito le prescrizioni relative alla realizzazione del campo prova costituito dalle 4 perforazioni preliminari.

Il programma di controllo prevede sinteticamente:

Controlli preliminari; da condursi prima dell'intervento di consolidamento che riguardano in particolare le caratteristiche minime delle miscele da impiegare.

Controlli durante il campo prova: da eseguire all'interno dell'area da consolidare con lo scopo di tarare i parametri pre-definiti e calibrare l'esatta entità del volume da consolidare oltre all'efficacia dell'intervento di consolidamento.

Controlli finali (necessità da valutare in funzione degli assorbimenti registrati): Verranno eseguite prove in situ di tipo sismico per la valutazione delle caratteristiche del terreno a seguito

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01
	Foglio 112 di 129

dell'intervento stesso. La tipologia dell'opera che si andrà a realizzare richiede in particolare la formazione di volumi di terreno consolidato di geometria e caratteristiche meccaniche predeterminate in progetto. Risulta necessaria la valutazione delle caratteristiche del terreno consolidato, attraverso prove sia in situ (tomografie sismiche) sia in laboratorio. In funzione degli esiti dei primi controlli eseguiti, tali indagini potranno essere eseguite anche successivamente all'inizio degli scavi.

#### 14.9.1. Controlli preliminari

In fase preliminare andranno valutate le caratteristiche delle miscele da impiegare per la cementazione dei fori (guaina) e per l'iniezione delle valvole.

Dovranno essere garantiti i seguenti requisiti minimi.

La *miscela di guaina* del foro dovrà avere le seguenti caratteristiche minime:

- resa volumetrica > 95 %;
- resistenza a compressione  $\approx 10 \text{ kg/cm}^2$  (a 28 gg);

La *miscela di iniezione*, ad alta penetrabilità, dovrà avere le seguenti caratteristiche minime:

- resa volumetrica > 95 %;
- resistenza a compressione >  $30 \text{ kg/cm}^2$ .
- peso specifico 1.5 -  $1.8 \text{ t/m}^3$ ;
- viscosità Marsh iniziale 35 - 45 sec;
- pressofiltrazione a 7 atm:

a 30"	<10 cm <sup>3</sup>
a 1'	<15 cm <sup>3</sup>
a 2'	<22 cm <sup>3</sup>
a 4'	<32 cm <sup>3</sup>
a 8'	<48 cm <sup>3</sup>
a 15'	<65 cm <sup>3</sup>
a 30'	<100 cm <sup>3</sup>

La composizione della miscela dovrà rispettare quando previsto nei paragrafi precedenti.

Circa le prove da eseguire per il controllo delle miscele cementizie da impiegare, si ritiene che debbano essere condotte giornalmente, come previsto anche dal Capitolato Italferr, le seguenti prove:

- Massa volumica (per il controllo della densità:  $1.45 \div 1.61 \text{ g/cm}^3$ );
- Viscosità Marsh (per il controllo della viscosità: 38");



GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01 <table border="1" data-bbox="1420 232 1532 315"> <tr> <td>Foglio 113 di 129</td> </tr> </table>	Foglio 113 di 129
Foglio 113 di 129		

- Resa volumetrica (per il controllo della stabilità della miscela: >95%);
- Prelievo di campioni per prove di compressione (per il controllo della resistenza:  $R_{ck} > 2.5$  MPa a 28gg).

Per le prove di viscosità apparente (con viscosimetro Rheometer) e presso filtrazione, previste dal Capitolato Italferr, si riportano le seguenti considerazioni.

La prova di viscosità apparente, mediante l'impiego di viscosimetro rotazionale (ad esempio coassiale di tipo "Rheometer") viene generalmente eseguita per miscele chimiche dove è forte la dipendenza della viscosità della miscela (ovvero della resistenza a taglio alla rotazione del viscosimetro) in funzione del tempo; la prova consente soprattutto di verificare la lavorabilità della miscela e di testare le proprietà reologiche della miscela. Prevedendo l'impiego di miscele di tipo binario acqua/cemento, si ritiene che il controllo della viscosità della miscela possa essere più semplicemente effettuato mediante il cono di Marsh, attuando la prova già prevista.

Circa la prova di pressofiltrazione, essa è volta alla verifica della stabilità della miscela costituendo quindi un ulteriore controllo della resa volumetrica. In genere la prova viene condotta su fanghi bentonitici mentre risulta essere meno frequente su miscele binarie. Si propone, come effettuato dagli Scriventi in altri Cantieri, di eseguire la prova "una tantum" durante lo svolgimento dei lavori (ad esempio durante l'esecuzione del campo prova) su campioni scelti dalla D.L., così da verificare che i controlli effettuati mediante resa volumetrica garantiscano l'impiego di una miscela stabile.

La prova consiste nel misurare, mediante pressofiltra standard posta alla pressione normalizzata di 700 kPa (7 atm), il volume d'acqua filtrata dopo un tempo prestabilito; nel caso di miscela "non stabile" si osserva che la quasi totalità dell'acqua presente nella miscela filtra dopo pochi minuti. Diversamente il volume filtrato dopo 30 minuti risulta dell'ordine del 35-45% del volume testato (da verificare in funzione della composizione della miscela).

#### 14.9.2. *Controlli durante il campo prova*

Dovranno essere identificate e segnalate per ogni trattamento eventuali refluenti del materiale iniettato sul fronte.

##### controlli sulla sospensione di iniezione

- peso specifico
- viscosità Marsh
- acqua libera

le iniezioni valvolate verranno controllate con prelievi e determinazioni per ogni iniezione di:

- viscosità
- peso specifico
- tempo di presa
- decantazione (bleeding)

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01	Foglio 114 di 129

Per ogni foro verrà preparato un rapporto di perforazione nel quale saranno indicati:

- Numero e tipo di foro;
- Data, ora di inizio e fine perforazione;
- Sistema e fluido di perforazione adottati;
- Profondità raggiunta;
- Profondità della falda acquifera;
- Note di eventuali difficoltà di perforazione o franamenti. Per ogni trattamento del campo prova verrà compilata una scheda contenente le seguenti informazioni:
- parametri operativi di progetto e reali (quota, errore di centramento sul picchetto, inclinazione dell'asta di perforazione)
- parametri di perforazione (lunghezza della perforazione, lunghezza perforazione a vuoto, diametro utensile, tipo di utensile);
- parametri di iniezione (numero valvole, pressione della miscela, portata della miscela, volume della miscela);
- caratteristiche della miscela (rapporto acqua/cemento, quantità di miscela utilizzata, densità della miscela, viscosità della miscela, decantazione o resa volumetrica, tempo di presa, prelievo dei campioni per prove a rottura);
- caratteristiche del singolo consolidamento (diametro efficace, quota testa).

#### 14.9.3. *Controlli finali*

Sono previste alcune prove geofisiche in situ allo scopo di verificare attraverso l'analisi delle velocità sismiche le caratteristiche di elasticità medie dei materiali consolidati e di confrontarle con quelle dei terreni adiacenti non interessati dal consolidamento. La determinazione avverrà per via indiretta mediante indagine tomografica con metodo sismico.

I valori medi delle velocità sismiche ottenuti dalla prospezione (**onde P ed S**) saranno poi utilizzati per determinare le caratteristiche geotecniche medie dei terreni e l'incremento del modulo elastico medio dei materiali trattati mediante iniezioni cementizie con tubi valvolati.

L'elaborazione grafica computerizzata dell'indagine tomografica si concretizza attraverso la restituzione di "immagini" con zonature a varie tonalità di colori che vengono associati ai diversi gradi d'intensità delle velocità sismiche rilevati all'interno del volume di terreno esaminato. Tale elaborazione permette quindi una restituzione bidimensionale continua delle caratteristiche elastiche dei terreni consolidati lungo direttrici d'indagine predefinite.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01</p>	<p>Foglio 115 di 129</p>

#### 14.9.4. *Esame del consolidamento*

Per i trattamenti verrà eseguito il prelievo di campioni mediante carotaggio meccanico utilizzando una carotatrice elettrica da sottoporre a prove di laboratorio (prove di compressione ed analisi microsismica delle velocità delle onde elastiche) per determinare:

- resistenza alla compressione semplice a 3, 7 e 28 gg.
- densità
- modulo elastico.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01 <table border="1" data-bbox="1420 235 1532 315"> <tr> <td>Foglio 116 di 129</td> </tr> </table>	Foglio 116 di 129
Foglio 116 di 129		

## 15. MONITORAGGIO DEL CUNICOLO DI COLLEGAMENTO E DELLE CABINE

Il programma di monitoraggio del cunicolo di collegamento e delle cabine prevede il controllo deformativo durante le fasi di avanzamento, il controllo tensionale del priverivestimento per la valutazione degli effettivi tassi di carico sia durante lo scavo dei cunicoli che durante lo scavo del pozzo oltre ai rilievi al fronte da predisporre in funzione degli avanzamenti dello scavo.

### 15.1. Rilievi

Tali rilievi consistono nel rilevamento e restituzione grafica e numerica delle caratteristiche geologiche-geostrutturali e geomeccaniche del fronte di scavo, durante l'avanzamento.

Vengono operate le seguenti distinzioni:

- rilievi di tipo “analitico”
- rilievi di tipo “speditivo”
- rilievi di tipo “pittorico”

E' prevista la realizzazione di n. 2 rilievi del fronte durante lo scavo dei cunicoli in progetto.

I rilievi potranno essere effettuati in modalità pittorico-descrittiva anzichè analitica qualora l'ammasso non presentasse particolari variazioni rispetto ai rilievi precedenti.

In ogni caso il numero di rilievi richiesti è da intendersi come numero minimo; eventuali passaggi litologici o litostratigrafici di particolare rilevanza verranno analizzati con un rilievo apposito secondo le indicazioni fornite dal progettista.

#### 15.1.1. *Rilievi di tipo analitico*

Con questo tipo di rilievi sono determinate:

- le caratteristiche litologico-stratigrafiche e strutturali;
- le caratteristiche geotecniche e geomeccaniche.

#### Caratteristiche litologico-stratigrafiche e strutturali

a) Con riferimento alla litologia dell'ammasso, andranno rilevate le seguenti caratteristiche dell'ammasso:

- 1) Genesi del litotipo;
- 2) litologia e caratteristiche petrografiche macroscopiche ;
- 3) condizioni (grado e tipo di cementazione/compattezza) ;
- 4) granulometria ;

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01</p>	<p>Foglio 117 di 129</p>

- 5) stato d'alterazione ;
- 6) colore;
- 7) assetto generale dell'ammasso individuabile a scala del fronte:
  - A. stratificazione
  - B. scistosità
  - C. clivaggio
  - D. inclinazione
  - E. direzione
  - F. spessore.

b) Andranno inoltre indicate le seguenti caratteristiche delle principali discontinuità eventualmente presenti sul fronte:

- tipo (faglia, fratture, contatto, etc.);

- 1) localizzazione;
- 2) giacitura (inclinazione, direzione);
- 3) tipo di riempimento;
- 4) JRC (per discontinuità in ammassi lapidei);
- 5) JCS (per discontinuità in ammassi lapidei).

c) Infine si dovranno riportare eventuali osservazioni riguardo ad esempio:

- 1) Condizioni idrauliche e venute d'acqua valutata sugli ultimi 8 -10 m di scavo;
- 2) distacchi gravitativi;
- 3) interventi di consolidamento e confinamento effettuati;
- 4) varie (imprevisti, variazioni operative ecc.).

Con riferimento al punto a):

- nella descrizione delle caratteristiche di cui al punto 2, eseguita visivamente, si dovrà dare precedenza alle dimensioni ad affinità genetica o composizionale relegando ai soli casi di necessità la scelta del criterio granulometrico tessiturale. Tale considerazione risulta importante ai fini della comprensibilità delle caratteristiche primarie del materiale da cui discendono tutte le altre. Dovranno pertanto evitarsi classificazioni litologiche puramente granulometriche avulse dalle caratteristiche petrografico-composizionali.
- Il punto 3 dovrà essere descritto individuando il grado ed il tipo di cementazione e riferendosi ad una scala riconosciuta internazionale nella descrizione della compattezza.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01 <table border="1" data-bbox="1420 235 1532 315"> <tr> <td>Foglio 118 di 129</td> </tr> </table>	Foglio 118 di 129
Foglio 118 di 129		

- Le caratteristiche granulometriche (4) dovranno essere stimate visivamente per tutti i materiali differenziati ed affioranti sul fronte di scavo, relegando, se ritenuto necessario, ad una determinazione di laboratorio su campioni rappresentativi prelevati manualmente l'esatto contenuto granulometrico del materiale. In entrambi i casi si dovrà utilizzare la nomenclatura proposta dall'AGI.
- Il grado di alterazione (5) dovrà essere indicato secondo una delle metodologie correnti o almeno utilizzando tre gradi come per esempio: sano, mediamente alterato, completamente alterato.
- Il colore (6) sarà riferito prevalentemente al materiale non alterato secondo una scala nota.
- La stratificazione (7) riscontrabile sul fronte sarà descritta con il maggior dettaglio possibile e misurata se possibile direttamente, altrimenti indirettamente con un fotogramma tarato (previo posizionamento di una stadia o una bindella sul metrica fronte). La descrizione della successione dovrà eseguirsi anche graficamente con la rappresentazione del fronte di scavo e dei materiali costituenti.
- L'assetto giaciturale (inclinazione, immersione) verrà misurato con la bussola rilevando le caratteristiche di immersione (dip) e direzione di immersione (dip direction).

Con riferimento al punto b):

Per ammassi lapidei, si tratta delle caratteristiche mesostrutturali secondarie dell'ammasso roccioso rappresentate dal reticolo di discontinuità composto da faglie, fratture, diaclasi, ecc.

Il loro rilievo sarà eseguito secondo le prescrizioni ISRM (International Society of Rock Mechanics) e debitamente restituito attraverso le rappresentazioni grafico-numeriche consuete (proiezioni stereografiche, istogrammi statistici, ecc.).

Le caratteristiche da rilevare sono descritte al punto b):

- la tipologia e natura dei piani di discontinuità principali va descritta distinguendo se si tratta di fratture, faglie, diaclasi, indicandone in tabella e sul rilievo pittorico l'esatta localizzazione.
- La giacitura dei singoli piani di discontinuità (dip e dip direction) va rilevata mediante la bussola geologica e riportata numericamente e graficamente sulla tabella allegata.
- La spaziatura delle discontinuità va valutata mediante l'ausilio di una bindella metrica e riportata numericamente e graficamente sulla tabella allegata. Sulla tabella va inoltre indicata l'apertura delle discontinuità stesse.
- La scabrezza delle superfici di discontinuità (JRC) va valutata numericamente, secondo quanto prescritto dall'ISRM con gli idonei strumenti.
- Il tipo di riempimento va qualificato secondo metodi speditivi evidenziando anche la natura (argilloso, limoso, ecc.).
- Il parametro JCS sarà stimato secondo le due possibilità alternative descritte:
  - COMPRESSIONE MONOASSIALE – sarà eseguito un adeguato numero di determinazioni speditive con pressa portatile o nel laboratorio di cantiere su campioni

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01 <table border="1" style="float: right; margin-left: auto;"> <tr> <td>Foglio 119 di 129</td> </tr> </table>	Foglio 119 di 129
Foglio 119 di 129		

cilindrici con rapporto altezza-diametro pari a 2 estratti da carotaggi al fronte o sagomati da prelievi manuali al fronte. Dovrà essere adottata la metodologia sperimentale ISRM.

- POINT LOAD TEST – sarà eseguito un adeguato numero di determinazioni con apparecchiatura “Point Load” in situ utilizzata, elaborata ed interpretata secondo le metodologie riconosciuta internazionalmente.
- Nel caso di prospezioni in avanzamento, il parametro RQD (ROCK QUALITY DESIGNATION) verrà determinato, secondo un criterio ritenuto più affidabile, tramite correlazioni con la spaziatura dei giunti precalcolate per quella particolare formazione o facies geologica.

Con riferimento al punto c):

- la ritenzione idrica sarà stimata visivamente sul materiale e descritta con appropriati aggettivi (asciutto, umido, saturo), mentre nel caso di venute idriche di una certa importanza (non semplici stillicidi) dovranno effettuarsi misurazioni quantitative seppur approssimate. In ogni caso si descriverà la loro localizzazione ed eventualmente l'evoluzione.
- Vanno evidenziate le anomalie rispetto alla geometria teorica del fronte di scavo e dovute a fuorisagoma, fornelli, distacchi gravitativi, ecc., riportando sull'apposita scheda la valutazione in metri cubi ed indicando sul rilievo pittorico l'ubicazione.
- Riguardo agli interventi di consolidamento e contenimento presenti all'atto del rilievo, vanno segnalati i più significativi, riportando ad esempio il numero dei bulloni, il passo ed il tipo delle centine, relativamente alla sezione tipo impiegata in quel momento.

Tutte le informazioni di cui ai punti a), b), c), sopra descritte vanno consegnate entro la giornata in cui avviene il rilievo per le determinazioni del progettista riguardo la classificazione geomeccanica (appartenenza al gruppo, curva intrinseca, ecc.).

Caratteristiche geotecniche-geomeccaniche

La determinazione delle caratteristiche di resistenza e deformabilità dell'ammasso, se eventualmente richieste dal progettista, può venire valutata in maniera diretta mediante prove in situ e/o di laboratorio su campioni carotati direttamente dal fronte di avanzamento.

Per le prove in situ si prevede:

1. Pressiometro tipo MENARD o autoperforante (tipo Camkometer) per i terreni;
2. Scissometro in foro (Vane test) per i terreni;
3. Dilatometro in foro.

Nell'utilizzo del primo strumento ci si dovrà attenere alla metodologia corrente internazionale, sancita in particolare modo dalla sperimentazione e dall'esperienza tecnica sviluppatasi intorno al



<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01</p>	<p>Foglio 120 di 129</p>

pressiometro Menard. Le prove saranno suborizzontali, di lunghezza superiore a 3 metri con diametro nominale adatto per accogliere lo strumento pressiométrico. Le prove saranno eseguite nel tratto finale del foro. I materiali di perforazione potranno essere conservati per analisi granulometriche.

- Le operazioni da eseguirsi con lo strumento 2) saranno sostanzialmente le stesse, potendo limitare la profondità dei fori a circa 2-2.5 metri.
- Il pressiometro autoperforante, 1), il cui impiego è ovviamente limitato a terreni soffici, non richiede l'esecuzione di fori al fronte.
- Nella prova dilatometrica, 3), andranno ricercati in particolare le indicazioni sullo stato tensionale in situ e sul modulo di deformabilità del terreno e/o roccia.

Per le prove di laboratorio, quando richieste, si prevede:

1. Prove di classificazione (granulometrie, limiti, ecc.)
2. Prove di compressione ad espansione laterale libera
3. Prove triassiali
4. Prove di taglio su giunto
5. Prove di estrusione triassiale.

- I campioni estratti devono essere indisturbati, in particolar modo se destinati alle determinazioni delle caratteristiche meccaniche e di estrusione d'ammasso.
- Il trasporto e la conservazione dei campioni deve essere effettuato in modo da minimizzare eventuali modificazioni (temperatura, umidità).

Allo stesso modo, la preparazione dei campioni da sottoporre a prove meccaniche deve avvenire in modo da ridurre il disturbo, impiegando metodi quali sovracarotaggi, estrusione orizzontale e verticali, ecc.

### 15.1.2. Rilievo di tipo speditivo

Secondo le frequenze prima indicate e ogni qualvolta vi sia un passaggio litologico o tettonico sono richieste:

1. Caratteristiche litologiche-stratigrafiche e strutturali, che verranno valutate attraverso il rilevamento e la restituzione grafica e numerica di quanto già descritto in precedenza per i rilievi analitici, con le seguenti precisazioni:

relativamente al punto a)

- l'assetto generale dell'ammasso individuato alla scala del fronte, potrà venire valutato anche qualitativamente;

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01	Foglio 121 di 129

- la spaziatura delle discontinuità potrà venire valutata anche qualitativamente,
- il parametro JRC verrà valutato qualitativamente;
- il parametro JCS verrà valutato secondo la metodologia H.R. (Hammer Rebound) secondo le prescrizioni già citate ISRM.

#### 15.1.3. Rilievo di tipo speditivo-pittorico

Esso ha la funzione fondamentale di conferma/verifica del rilievo speditivo più vicino, e si compone in sostanza di un rilievo qualitativo dell'ammasso senza il rilevamento diretto dei dati. Questo tipo di rilievo prevede la restituzione grafica delle caratteristiche principali dell'ammasso rilevabili alla scala del fronte.

#### 15.1.4. Archiviazione dei dati geologici

I dati relativi alle caratteristiche litologico-stratigrafiche e strutturali, per i tipi di rilievo previsti, devono essere archiviati mediante apposito programma con elaboratore elettronico, in modo da poterne disporre in qualunque momento durante la costruzione dell'opera. L'archivio andrà costituito mediante singole schede, suddivise per singole tratte di ogni galleria in funzione degli attacchi previsti nel programma lavori, su ognuna delle quali devono essere rappresentate in opportuna scala i dati necessari con particolare riguardo a:

- nome e tratta di galleria in esame;
- coperture;
- progressive;
- sezione longitudinale;
- litotipo e litologia;
- condizioni (grado di cementazione/compattazione);
- stato (grado di alterazione);
- assetto;
- caratteristiche di discontinuità;
- osservazioni.

## 15.2. Misure di convergenza a cinque punti

### 15.2.1. Definizione

Tali misure consistono nel rilevamento e restituzione grafica e numerica degli spostamenti nel piano trasversale alla galleria, in direzione verticale e orizzontale, di 5 punti per ogni stazione di misura, posizionati sul rivestimento di prima fase come illustrato nello schema in allegato, ed attrezzati con

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01 <table border="1" data-bbox="1420 224 1532 315"> <tr> <td>Foglio 122 di 129</td> </tr> </table>	Foglio 122 di 129
Foglio 122 di 129		

mire ottiche rilevabili mediante strumento topografico di precisione. Le basi di misura sono costituite da 5 chiodi di convergenza posizionati sullo spritz-beton del rivestimento di 1° fase su cui vengono montati altrettanti marcatori costituiti da prismi cardanici riflettenti o catadiottri.

La convergenza del cavo si intende riferita sia al valore massimo rilevato sulle varie corde che allo spostamento, in valore assoluto, delle singole mire; verrà inoltre valutato il valore medio delle tre principali misure diametrali condotte (convergenza diametrale media).

### 15.2.2. *Installazione*

Le basi di misura sono costituite da 5 chiodi di convergenza  $L = 50-80$  cm posizionati sullo spritz-beton del rivestimento di 1° fase su cui vengono montati altrettanti marcatori costituiti da prismi cardanici riflettenti o catadiottri, posizionati a ridosso del fronte di scavo alla progressiva della stazione di misura. Nel caso in cui si manifestassero comportamenti differenziati in termini deformativi tra spritz-beton e centine, a tali chiodi andranno affiancati dei supporti vincolati alle centine, su cui potranno essere montati i già citati marcatori (prismi cardanici riflettenti o catadiottri), posizionati a ridosso del fronte di scavo, in particolare a circa 1.0 m dal fronte stesso.

### 15.2.3. *Frequenza delle stazioni e dei rilevamenti*

Fermo restando che l'effettiva distribuzione delle stazioni potrà essere modulata in funzione del reale comportamento dell'ammasso, si prevede l'installazione di n. 2 stazioni di convergenza a cinque punti disposte lungo lo sviluppo di ogni cunicolo in progetto.

La frequenza dei rilevamenti, da precisare in corso d'opera, è la seguente:

- n. 1 misura al giorno fino a una distanza dal fronte di 10 m, quindi n. 1 misura alla settimana fino al getto del rivestimento definitivo o fino alla stabilizzazione della misura, per la categoria di comportamento tipo A.
- n. 1 misura al giorno fino a una distanza dal fronte di 10 m, quindi n. 1 misura alla settimana fino al getto del rivestimento definitivo, per la categoria di comportamento tipo B.
- n. 1 misura al giorno fino ad una distanza dal fronte di 15 m, quindi n. 3 misure alla settimana fino al getto del rivestimento definitivo, per la categoria di comportamento tipo C.

Ciascuna stazione di misura viene disposta presso l'ultima centina posizionata, a circa 1m dal fronte stesso.

La lettura di riferimento ("0") andrà eseguita immediatamente e categoricamente prima del successivo sfondo parziale.

### 15.2.4. *Sistema di acquisizione*

Il sistema di acquisizione dati è costituito da una stazione composta da teodolite e distanziometro elettronico che misurano le posizioni assolute della base di misura rispetto ad un sistema di

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01	Foglio 123 di 129

riferimento tridimensionale costituito da caposaldi siti in galleria. La misura permette di risalire alle coordinate spaziali delle basi con tolleranza  $\pm 2 \text{ mm} \pm 2 \text{ ppm}$ .

#### 15.2.5. *Restituzione dati*

Il sistema di elaborazione dati deve offrire i seguenti diagrammi e tabulati numerici in funzione del tempo:

- spostamenti trasversali;
- spostamenti verticali;
- spostamenti nel piano (deformata);
- velocità di convergenza (mm/giorno);
- fasi esecutive principali (progressive fronte, murette, arco rovescio e calotta...).

I dati elaborati per ciascuna misura di ciascuna stazione vanno forniti entro la giornata in cui è stato eseguito il rilievo. È richiesta altresì una copia di tali dati anche su supporto digitale.

### 15.3. **Misura dello stato tensionale del preinvestimento con celle di carico e barrette estensimetriche**

Si prevede l'utilizzo di barrette estensimetriche a corda vibrante a saldare per la determinazione della deformazione nei prinvestimenti. Si ingloba nel corpo strumentale un termistore per la misura della temperatura. Si prevede la presenza di un filo di acciaio tra due estremità sul supporto da monitorare del quale si misurano le deformazioni ottenute in seguito ad una eccitazione del cavo causata da un input elettrico. Si prevede l'utilizzo di celle di carico installate tra le piastre di giunzione delle centine al fine di misurare il grado di carico al quale è sottoposto il profilo metallico.

#### 15.3.1. *Installazione delle barrette estensimetriche a corda vibrante a saldare*

Si prevede l'installazione di 3 coppie di barrette estensimetriche posizionate nel prinvestimento.

Le barrette estensimetriche sono composte da una barra in acciaio zincato di sezione rettangolare forata all'estremità per permettere la connessione di eventuali prolunghe ed alla quale sono applicati, nella parte centrale, estensimetri elettrici. La disposizione degli estensimetri deve permettere di compensare il segnale elettrico dagli effetti termici e dalla flessione. Strati sovrapposti di resine sono posti a protezione della parte sensibilizzata della barra per preservarne la funzionalità in caso di urti o immersione.

Le barrette estensimetriche a corda vibrante sono costituite da un cavo in acciaio armonico teso tra due blocchi, fissati a loro volta all'anima della centina, mediante bullonamento o resinatura.

La frequenza di vibrazione del cavo di acciaio è funzione delle deformazioni della centina nella sezione considerata.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01 <table border="1" data-bbox="1420 230 1532 315"> <tr> <td>Foglio 124 di 129</td> </tr> </table>	Foglio 124 di 129
Foglio 124 di 129		

Mediante l'applicazione della legge di Hooke ( $\sigma = \varepsilon \cdot E$ ) è possibile risalire allo stato tensionale presente.

### 15.3.2. *Installazione delle celle di carico*

Saranno inoltre installate 2 celle di carico fra le piastre di giunzione delle centine ad altezza delle reni o al piede delle centine stesse.

La cella di carico tipo è costituita da un corpo in acciaio inossidabile sensibilizzato da una serie di griglie estensimetriche (strain-gauges) applicate alla superficie interna del corpo stesso e isolate.

Una piastra di acciaio permette l'omogenea ripartizione del carico sull'intero corpo della cella.

La deformazione indotta dal carico alla cella viene rilevata dagli strain-gauges e trasformata in un segnale elettrico proporzionale al carico agente.

Le celle di carico vengono impiegate fra le piastre di giunzione della centina e sulle reni del piatto d'unione per valutare il carico che esse trasmettono al loro piede e quindi la pressione a cui esse sono sottoposte. Di seguito si riporta una tabella con le indicazioni delle soglie di carico da impiegare per le celle, funzione del caratteristiche della centina.

<b>Profilo centine</b>	<b>Soglia di carico</b>	<b>Sezione</b>
HEB 200	0 – 200 ton	Cunicolo sezione corrente

- Frequenza dei rilevamenti e restituzione dei dati

E' prevista l'installazione di n. 2 sezioni strumentate (per ogni cunicolo in progetto) costituite da celle di carico e barrette estensimetriche da posizionare sulle centine poste a cavallo del foro realizzato mediante raise boring, così come indicato negli elaborati grafici di progetto.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01 <table border="1" data-bbox="1420 230 1532 315"> <tr> <td>Foglio 125 di 129</td> </tr> </table>	Foglio 125 di 129
Foglio 125 di 129		

## 16. MONITORAGGIO DEL POZZO

Il programma di monitoraggio del pozzo prevede il controllo deformativo della struttura di sostegno attraverso misure di spostamento della trave di testata e della struttura a quote inferiori.

L'ubicazione ed il numero dei riferimenti potranno essere reperiti nei paragrafi seguenti. I riferimenti così installati dovranno fornire gli spostamenti assoluti della nelle tre direzioni dello spazio.

### 16.1. Misure topografiche

Le misure topografiche sono previste sulla struttura di sostegno degli scavi e andranno realizzate durante le fasi di ribasso.

#### 16.1.1. Definizione del programma di misure

L'opera di sostegno dovrà essere strumentata attraverso la messa in opera di misuratori di spostamento.

Più in particolare, si dovranno predisporre sezioni di convergenza costituite da 4 mire ciascuna secondo la disposizione sotto indicata. Tali sezioni verranno posizionate con interasse di circa 10 metri fino al raggiungimento della quota di fondo pozzo. Tali riferimenti andranno scelti in modo tale da garantire una precisione di misura di  $\pm 1\text{mm}$ , in funzione della posizione e della distanza di lettura.



**Figura 16-1. – Disposizione mire topografiche**

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01 <table border="1" data-bbox="1420 232 1532 315"> <tr> <td>Foglio 126 di 129</td> </tr> </table>	Foglio 126 di 129
Foglio 126 di 129		

### 16.1.2. Modalità d'installazione

L'installazione dei riferimenti di misura topografica dovrà essere realizzata secondo le consuete procedure in funzione della tipologia scelta, previo tracciamento topografico delle posizioni di installazione.

Al termine delle operazioni di posa potrà essere realizzata la prima livellazione topografica di riferimento per i successivi rilievi (lettura di zero). Il caposaldo di riferimento dovrà essere in posizione tale per cui eventuali cedimenti siano minimi e controllabili topograficamente con altri riferimenti certi.

I riferimenti dovranno essere installati prima dell'esecuzione degli scavi di approfondimento.

### 16.1.3. Sistema di acquisizione dati

I riferimenti così installati dovranno fornire gli spostamenti assoluti in testa alla paratia nelle tre componenti: abbassamenti, spostamenti radiali e tangenziali della paratia, o in alternativa, abbassamenti, spostamenti N e spostamenti E.

Il sistema di acquisizione dati è costituito da una stazione composta da un teodolite accoppiato a un distanziometro elettronico di precisione. È richiesta la precisione seguente:

- teodolite: lettura angolare non superiore a 2 secondi centesimali;
- distanziometro elettronico:  $\pm 3 \text{ mm} + 2 \text{ ppm}$ .

### 16.1.4. Frequenza dei rilevamenti

I riferimenti topografici andranno letti in corrispondenza delle diverse fasi di scavo e più precisamente:

- Prima dell'esecuzione dello scavo;
- Ogni successiva fase parziale di scavo;

Completati gli scavi, il programma di misure dovrà proseguire con le seguenti scadenze:

- 1 lettura giornaliera per la prima settimana dal completamento dello scavo;
- 1 lettura settimanale per il successivo mese;
- 1 lettura ogni due settimane per i successivi mesi fino al termine di realizzazione dell'opera.



<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01</p>	<p>Foglio 127 di 129</p>

Eventuali ulteriori letture potranno essere previste, in funzione degli spostamenti registrati durante le letture precedenti.

Le cadenze sopra elencate dovranno essere il più possibile coincidenti con l'inizio o la fine delle principali lavorazioni previste.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01 <div style="float: right;">Foglio 128 di 129</div>

## 17. CONCLUSIONI

Nella presente relazione sono stati mostrati i dimensionamenti delle strutture connesse alla realizzazione del pozzo di ventilazione e le opere rientranti nella WBS GN95C.

Il pozzo sorge all'incirca all'altezza della progressiva PK 30+565 BP e presenta uno sviluppo complessivo di circa 25m. Al suo termine si innesterà su un cunicolo di lunghezza totale di circa 25 m che collegherà le due canne della Galleria di Serravalle. Nella WBS rientrano inoltre sia il cunicolo della cabina MT/BT alla pk 30+510 B.P. che il locale tecnico non oggetto della presente relazione in termini di calcoli strutturali.

Tutte le opere rientranti nella WBS GN95C saranno realizzate all'interno della Formazione di Serravalle. Il pozzo infatti dopo aver attraversato uno strato superficiale (Coltre detritica) dotato di scarse caratteristiche meccaniche incontrerà un'alternanza di marne sabbiose e arenarie ascrivibili alla Formazione. In tale area gli elaborati geologici segnalano la presenza di una faglia che intercederà le opere in progetto.

In relazione sono stati presentati i modelli di calcolo realizzati per la determinazione delle sollecitazioni sugli elementi e tutte le verifiche connesse. Per il dimensionamento finale del pozzo è stato realizzato un modello assialsimmetrico con PLAXIS 2D.

Sono stati mostrati infine le linee guida per la realizzazione del pozzo e del cunicolo di collegamento oltre ai criteri da seguire per il monitoraggio dell'opera.

Le verifiche, condotte in conformità a quanto previsto dal D.M. 1996, dimostrano l'idoneità della soluzione progettuale adottata.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-CX-002-A01	Foglio 129 di 129

## 18. ALLEGATI DI CALCOLO