

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 D'AEREAZIONE INTERCONNESSIONE 2
PK 4+040,42 BD
Relazione di calcolo, monitoraggio e linee guida**

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE DEI LAVORI
Consorzio Cociv 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 B X	0 0 1	A

Progettazione :								
Rev	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	IL PROGETTISTA
A00	Emissione	Rocksoil 	27/10/2014	Rocksoil 	29/10/2014	A. Palomba 	31/10/2014	 Consorzio Collegamenti Integrati Veloci Dott. Ing. Aldo Mancarella Ordine Ingegneri Prov. TO n. 6271 R
A01	Revisione generale	COCIV	22/03/2017	Di Salvo 	22/03/2017	A. Mancarella 	22/03/2017	

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

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>IG51-04-E-CV-RO-GN95-BX-001-A01</p>	<p>Foglio 3 di 149</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 regionale.....	26
5.1.1. Unità tettonometamorfica del Monte Figogna.....	28
5.1.2. Argille a Palombini del passo della bocchetta aP, AGI, AGF.....	29
5.2. Problematiche geologiche in corrispondenza dell'opera.....	29
5.2.1. Indagini geognostiche	29
5.2.1. Condizioni geologiche	33
5.3. Inquadramento idrogeologico	33
5.3.1. Considerazioni generali.....	33
5.3.2. Complessi idrogeologici.....	34
5.3.1. Condizioni attese.....	35
5.4. Inquadramento geotecnico	36
5.4.1. Stratigrafia di calcolo.....	37
6. DESCRIZIONE DELLE OPERE E DEGLI INTERVENTI	39
6.1. Cunicolo di collegamento pozzo – Cunicolo cabina MT/BT.....	41
6.2. Pozzo di aereazione.....	43
6.3. Locale tecnico	45
7. PRE-SPRITZ AL FRONTE E AL CONTORNO.....	48
8. PREVISIONI SUL COMPORTAMENTO DEGLI AMMASSI ALLO SCAVO (FASE DI DIAGNOSI)	49
8.1. Cunicolo di collegamento pozzo – Cunicolo cabina MT/BT.....	50
8.1.1. Stabilità del fronte di scavo	50

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>IG51-04-E-CV-RO-GN95-BX-001-A01</p> <p style="text-align: right;">Foglio 4 di 149</p>

8.1.2.	Verifiche con il metodo delle linee caratteristiche	53
8.2.	Pozzo di aereazione.....	54
8.2.1.	Verifiche con il metodo delle linee caratteristiche	55
8.3.	Cunicolo locale tecnico	55
8.3.1.	Stabilità del fronte di scavo	55
8.3.1.	Verifiche con il metodo delle linee caratteristiche	58
8.4.	Considerazioni conclusive	58
9.	DESCRIZIONE DELLE SEZIONI TIPO (FASE DI TERAPIA).....	60
9.1.	Tipologie di intervento in fase costruttiva.....	60
9.2.	Sezione tipo d'avanzamento	62
10.	INDIVIDUAZIONE DELLE SEZIONI DI CALCOLO E VERIFICA DELLE SEZIONI TIPO DI SCAVO	65
10.1.	Premessa.....	65
10.2.	Cunicolo di collegamento pozzo – cunicolo cabina MT/BT	65
10.2.1.	Verifica di stabilità del fronte con metodi analitici	65
10.2.2.	Verifica con il metodo delle curve caratteristiche	66
10.3.	Pozzo di aereazione.....	67
10.3.1.	Verifica con il metodo delle curve caratteristiche	67
10.4.	Cunicolo locale tecnico	68
10.4.1.	Verifica di stabilità del fronte con metodi analitici	68
10.4.1.	Verifica con il metodo delle curve caratteristiche	69
10.5.	Considerazioni conclusive sul comportamento dello scavo in fase di terapia	69
11.	VERIFICHE CON METODI NUMERICI AGLI ELEMENTI FINITI	70
11.1.	Definizione delle sezioni di calcolo e verifica	70
11.1.1.	Cunicolo di collegamento pozzo – Cunicolo cabina MT/BT.....	70
11.1.2.	Pozzo di aereazione	70
11.1.3.	Condizioni idrogeologiche.....	71
11.1.4.	Modellazione dell'ammasso e degli elementi strutturali	71
11.1.5.	Taratura modelli di calcolo per lo scavo della galleria	74
11.2.	Modello 1: Sezione corrente cunicolo pozzo – Cunicolo cabina MT/BT	75
11.2.1.	Rivestimenti di prima fase e fasi di calcolo.....	77
11.3.	Modello 2: Pozzo di aereazione profondità 0-30 m.....	78
11.3.1.	Rivestimenti di prima fase e fasi di calcolo.....	80
11.4.	Modello 3: Pozzo di aereazione profondità 30-60 m.....	81
11.4.1.	Rivestimenti di prima fase e fasi di calcolo.....	83
11.5.	Modello 4: Sezione corrente cunicolo locale tecnico	84
11.5.1.	Rivestimenti di prima fase e fasi di calcolo.....	87

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>IG51-04-E-CV-RO-GN95-BX-001-A01</p> <p style="text-align: right;">Foglio 5 di 149</p>

12.	RISULTATI ANALISI NUMERICHE E VERIFICHE	89
12.1.	Aspetti generali e criteri di verifica	89
12.1.1.	Verifiche rivestimento di prima fase.....	89
12.1.2.	Verifiche Rivestimento definitivo in Calcestruzzo Armato	90
12.2.	Modello 1: Sezione corrente cunicolo pozzo – cunicolo cabina MT/BT	92
12.2.1.	Analisi deformativa	92
12.2.2.	Analisi Tensionale.....	95
12.3.	Modello 2: Pozzo di aereazione profondità 0-30m.....	96
12.3.1.	Analisi deformativa	96
12.3.2.	Analisi Tensionale.....	101
12.4.	Modello 3: Pozzo di aereazione profondità 30-60m.....	106
12.4.1.	Analisi deformativa	106
12.4.2.	Analisi Tensionale.....	110
12.5.	Modello 4: Sezione corrente cunicolo locale tecnico	115
12.5.1.	Analisi deformativa	115
12.5.2.	Analisi Tensionale.....	118
13.	LINEE GUIDA PER L'APPLICAZIONE DELLE SEZIONI TIPO	120
13.1.	Definizione delle caratteristiche geologiche-geomeccaniche dell'ammasso	121
13.2.	Risposta deformativa del fronte e del cavo.....	123
13.3.	Fasi esecutive e cadenze di avanzamento	124
13.4.	Procedura di applicazione delle sezioni tipo e delle relative variabilità	124
13.5.	Analisi del Rischio.....	126
13.5.1.	Analisi dei rischi lungo il tracciato del cunicolo di collegamento.....	126
13.5.2.	Analisi dei rischi lungo lo sviluppo del pozzo di ventilazione	127
13.6.	Sezioni tipo di avanzamento: campi di applicazione e variabilità degli interventi.....	128
13.6.1.	Cunicolo sezione corrente e cunicolo cabina MT/BT	128
13.6.2.	Cunicolo di collegamento locale tecnico.....	129
13.6.3.	Pozzo di ventilazione	130
13.7.	Soglie di attenzione e allarme	130
13.8.	Applicazione di una diversa sezione tipo	131
13.9.	Campo prova iniezioni di consolidamento da piano campagna.....	132
13.9.1.	Controlli preliminari all'esecuzione del trattamento	133
13.9.2.	Controlli durante il campo prova.....	134
14.	MONITORAGGIO CUNICOLO DI COLLEGAMENTO	136
14.1.	Rilievi.....	136
14.1.1.	Rilievi di tipo analitico.....	136
14.1.2.	Rilievo di tipo speditivo	140

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p style="text-align: center;">IG51-04-E-CV-RO-GN95-BX-001-A01</p> <p style="text-align: right;">Foglio 6 di 149</p>

14.1.3.	Rilievo di tipo speditivo-pittorico	141
14.1.4.	Archiviazione dei dati geologici.....	141
14.2.	Misure di convergenza a cinque punti	141
14.2.1.	Definizione	141
14.2.2.	Installazione	142
14.2.3.	Frequenza delle stazioni e dei rilevamenti.....	142
14.2.4.	Sistema di acquisizione	142
14.2.5.	Restituzione dati	143
14.3.	Misura dello stato tensionale del preinvestimento con celle di carico e barrette estensimetriche	143
14.3.1.	Installazione delle barrette estensimetriche a corda vibrante a saldare	143
14.3.2.	Installazione delle celle di carico	144
15.	MONITORAGGIO DEL POZZO	145
15.1.	Misure topografiche	145
15.1.1.	Definizione del programma di misure	145
15.1.2.	Modalità d'installazione.....	146
15.1.3.	Sistema di acquisizione dati	146
15.1.4.	Frequenza dei rilevamenti	146
16.	CONCLUSIONI	148
17.	ALLEGATI DI CALCOLO	149

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-BX-001-A01 <div style="float: right;">Foglio 7 di 149</div>

1. INTRODUZIONE

Oggetto della presente relazione è il dimensionamento strutturale e geotecnico del pozzo di ventilazione e del relativo cunicolo di innesto (pk 4+040,42 BD), del cunicolo cabina MT/BT (pk 3+952,68 BD). Il locale tecnico previsto alla progressiva 4+015,42 BD viene analizzato anch'esso nel presente documento. La WBS di riferimento è la GN95B 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.

L'opera risulta intercettare le argilloscisti della formazione delle Argille a Palombini. 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 60 m e avrà un raggio interno di 5.0 m; esso si innesterà su un cunicolo inferiore, di collegamento con le canne delle gallerie adiacenti, che avrà raggio interno in calotta di 3.92 m, larghezza sul piano dei centri pari a 11.33 m e altezza totale di 9.37m.

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 e di conseguenza verranno individuati gli interventi da mettere in opera in fase provvisoria e definitiva.

Per quanto riguarda le tipologie di analisi che verranno presentate, si svolgeranno dapprima valutazioni della stabilità dei fronti di scavo e del cavo con metodi empirici e linee caratteristiche. Successivamente, sulla base dei risultati ottenuti, si condurranno modellazioni numeriche per simulare le varie fasi di scavo ed effettuare una stima più accurata dei carichi agenti sui rivestimenti di prima fase e definitivi.

<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-BX-001-A01</p>	<p>Foglio 8 di 149</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>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>IG51-04-E-CV-RO-GN95-BX-001-A01</p> <p>Foglio 9 di 149</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

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-BX-001-A01	Foglio 10 di 149

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-BX-001-A01 Foglio 11 di 149

3. MATERIALI IMPIEGATI

3.1. Gallerie naturali e pozzo

Consolidamenti e rivestimenti provvisori

Spritz beton fibrorinforzato	<ul style="list-style-type: none"> - Resistenza media su carote $h/\phi = 1$ a 48 ore ≥ 13 MPa, a 28 gg ≥ 25 MPa - dosaggio per fibre in acciaio ≥ 30 kg/m³
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"> - teli sp. 2+/-0.5 mm, - Resistenza a trazione ≥ 15 MPa - Allungamento a rottura $\geq 250\%$ - Resistenza alla lacerazione ≥ 100N/mm - Resistenza alla giunzione ≥ 10.5 MPa - Stabilità al calore = 70°C - Flessibilità a freddo = -30°C - Resistenza alle soluzioni acide alcaline = +/-20% max allungamento - Comportamento al fuoco B2 - Resistenza alla pressione dell'acqua a 1 MPa per 10 ore : impermeabile

Tubi in VTR (caratteristiche del composito)	<ul style="list-style-type: none"> - Diametro esterno = 60 mm ad aderenza migliorata - Diametro di perforazione = 100-120 mm - Spessore medio = 10 mm - Densità ≥ 1.8 t/mc - Res. a trazione ≥ 600 MPa - Res. a taglio ≥ 100 MPa - Modulo elastico ≥ 30000 MPa - Contenuto in vetro ≥ 50 % - Resistenza a flessione ≥ 600 MPa - Resistenza allo scoppio ≥ 8 MPa - Perforazione eseguita a secco
Miscele cementizie per cementazione a bassa pressione	Cemento 42.5R <ul style="list-style-type: none"> - Rapporto a/c = 0.5-0.7 - Fluidificante = 4 % di peso sul cemento - Resistenza a compressione a 48 ore > 5 MPa
Iniezioni di guaina	Cemento R32.5 – R42.5 <ul style="list-style-type: none"> - Rapporto a/c $\approx 1.5-2$ - Bentonite $\approx 5-8$ % sul peso di cemento - Densità ≈ 1.3 t/m³ - Rendimento volumetrico ≥ 95% - Viscosità Marsh (ugello 4.7 mm) 30-35 sec.
Iniezione di consolidamento	Cemento R52.5 <ul style="list-style-type: none"> - Cemento a finezza di macinazione non inferiore a 4500 cm/g Blaine - Rapporto a/c $\approx 0.4-0.7$ - Bentonite < 2 % - Additivo fluidificante (Flowcable o simili) ≈ 4 % di peso del cemento - Viscosità Marsh (ugello 4.7 mm) 35-45 sec. - Densità ≈ 1.8 t/m³ - Rendimento volumetrico > 95%

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-BX-001-A01 Foglio 13 di 149

Parametri minimi del terreno consolidato	<ul style="list-style-type: none"> - Resistenza a compressione 48h > 1.0 MPa - R.Q.D. 48h > 50%
------------------------------------------	-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

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  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-BX-001-A01 <table border="1" data-bbox="1420 235 1546 318"> <tr> <td>Foglio 14 di 149</td> </tr> </table>	Foglio 14 di 149
Foglio 14 di 149		

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

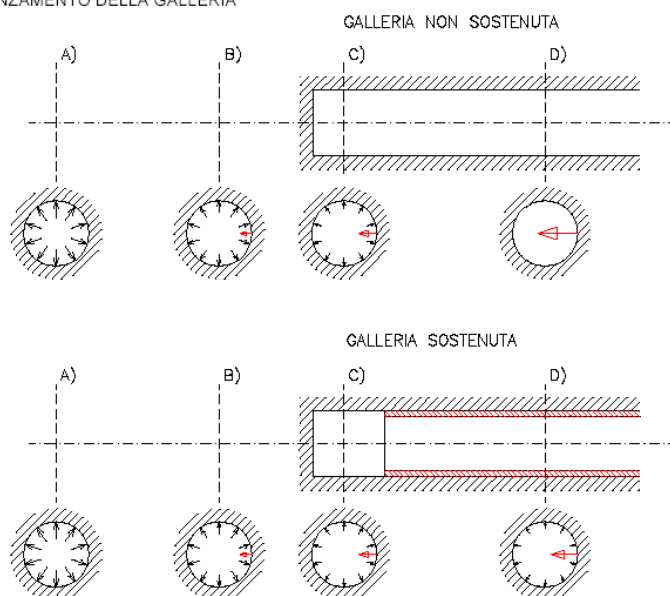
GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-BX-001-A01 Foglio 15 di 149

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

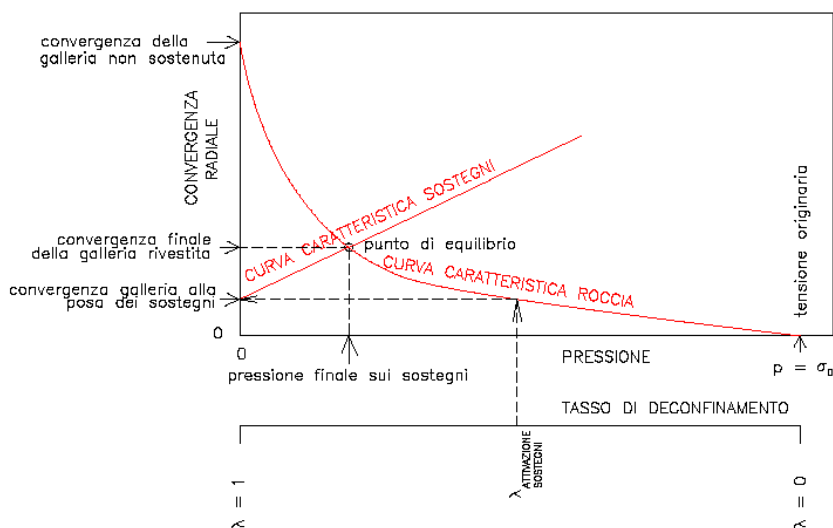


Se la galleria è scavata in assenza di sostegni, il valore finale della pressione di confinamento è pari a 0; in caso contrario allo stato finale è presente una pressione di confinamento > 0 che rappresenta la pressione di equilibrio del cavo ottenuta dall'intersezione della curva caratteristica della 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-BX-001-A01 <table border="1" data-bbox="1420 224 1532 315"> <tr> <td>Foglio</td> <td>16 di</td> </tr> <tr> <td></td> <td>149</td> </tr> </table>	Foglio	16 di		149
Foglio	16 di				
	149				

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 λ :

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

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 λ , 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-BX-001-A01 <table border="1" data-bbox="1420 230 1546 320"> <tr> <td>Foglio 17 di 149</td> </tr> </table>	Foglio 17 di 149
Foglio 17 di 149		

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 σ_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:

τ_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-BX-001-A01 <table border="1" style="float: right; margin-left: auto;"> <tr> <td style="padding: 2px;">Foglio 18 di 149</td> </tr> </table>	Foglio 18 di 149
Foglio 18 di 149		

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

$2p_A$ = perimetro della sezione reagente a sfilamento

σ_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 σ_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-BX-001-A01	Foglio 19 di 149

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 Δp 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 ΣM_{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-BX-001-A01 <table border="1" data-bbox="1420 224 1532 315"> <tr> <td>Foglio 20 di 149</td> </tr> </table>	Foglio 20 di 149
Foglio 20 di 149		

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 ν . 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 ν , la coesione c , l'angolo di attrito ϕ , e l'angolo di dilatazione ψ .

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-BX-001-A01 <table border="1" data-bbox="1422 232 1546 318"> <tr> <td>Foglio 21 di 149</td> </tr> </table>	Foglio 21 di 149
Foglio 21 di 149		

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 Δp è un incremento della tensione totale media, $\Delta p'$ è un incremento della tensione efficace media e Δp_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:

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

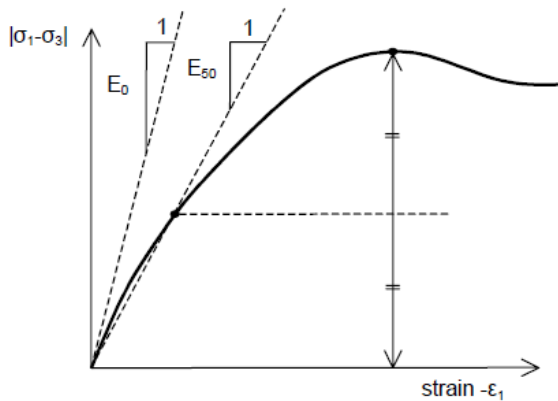
L'acqua interstiziale è quindi considerata leggermente compressibile ed il coefficiente B appena inferiore a 1,0. Quindi, in condizioni di carico isotrope, una piccola percentuale del carico sarà trasferito alle tensioni efficaci, almeno nel caso di piccoli valori del coefficiente di Poisson efficace.

- **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-BX-001-A01 <table border="1" data-bbox="1420 235 1540 320"> <tr> <td>Foglio 22 di 149</td> </tr> </table>	Foglio 22 di 149
Foglio 22 di 149		

utilizzare E_0 , invece per sabbie ed argille pressoché normalconsolidate, soggette a carico, è più appropriato utilizzare E_{50} .



Per i terreni, sia il modulo tangente iniziale che il modulo secante tendono ad aumentare con la tensione media efficace. Quindi, gli strati profondi di terreno tendono ad avere una rigidità maggiore degli strati superficiali. Inoltre, la rigidità osservata dipende dal percorso di sollecitazione seguito. La rigidità è molto più alta per la fase di scarico e di ricarica piuttosto che per la fase di primo carico. Inoltre la rigidità 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 rigidità 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 rigidità 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 rigidità 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-BX-001-A01 Foglio 23 di 149

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.

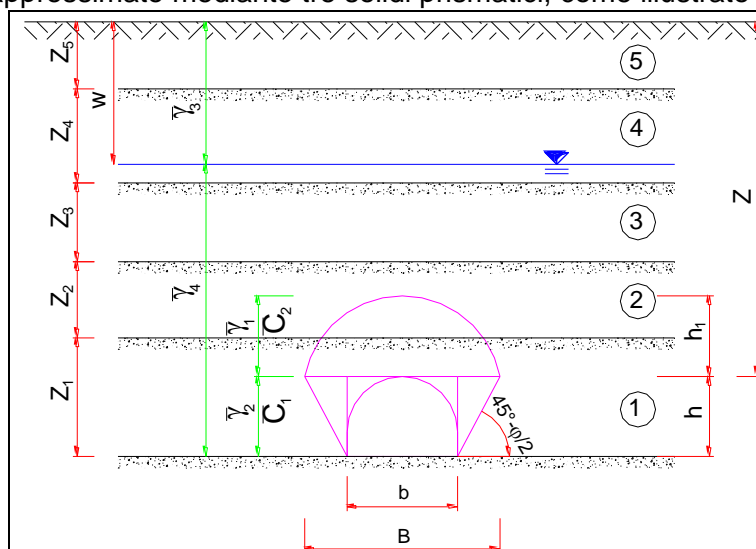


Figura 4-1 – Schema proposto da Tamez.

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).

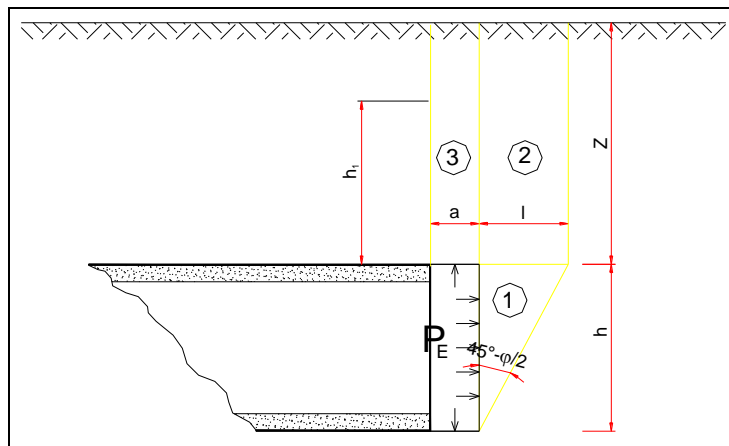


Figura 4-2 – Schema proposto da Tamez.

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:

- γ = peso dell'unità di volume del terreno
- z = profondità dell'asse della galleria
- σ_s = sovraccarico eventualmente presente in superficie
- σ_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-BX-001-A01 Foglio 25 di 149

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 λ_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 (λ_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 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-BX-001-A01 <div style="float: right;">Foglio 26 di 149</div>

5. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOTECNICO

5.1. Inquadramento geologico regionale

L'area di studio si colloca nella zona di giustapposizione tra i domini orogenici alpino e appenninico, nota in letteratura come "nodo collisionale ligure" (Laubscher *at. al.*, 1992); questo settore ad elevata complessità strutturale è stato recentemente oggetto di una dettagliata revisione cartografica con la realizzazione del nuovo foglio CARG n° 213-230 "Genova" in scala 1:50.000 (Capponi *et al.*, 2009).

Nell'area del Foglio Genova è possibile distinguere, da W verso E, tre settori caratterizzati dall'associazione di unità di crosta oceanica e di mantello, unità di margine continentale e unità costituite da flysch.

1. le **unità tettonometamorfiche¹ Voltri e Palmaro-Caffarella** ("*Gruppo di Voltri*" *auct.*): sono costituite dalle associazioni pre-cenomaniane di ofioliti e metasedimenti carbonatici del dominio oceanico ligure-piemontese. I litotipi dell'Unità Voltri hanno registrato un picco metamorfico eclogitico mentre la riequilibratura metamorfica delle rocce dell'Unità Palmaro-Caffarella è limitata alla facies scisti-blu (Federico *et al.* 2004). La distinzione sicura tra i litotipi delle due unità è in genere possibile solo a scala microscopica, in base ai caratteri mineralogico-petrografici.
2. la **Zona Sestri-Voltaggio** *auct.* (nel seguito ZSV): è costituita da tre unità tettonometamorfiche, di cui due ofiolitiche (Cravasco-Voltaggio e Figogna) e una di margine continentale (Gazzo-Isoverde). Il livello del metamorfismo è progressivamente decrescente passando dalle unità Cravasco-Voltaggio e Gazzo-Isoverde (facies scisti blu) all'Unità Figogna (facies pumpellyite-actinolite).
3. Il **dominio dei Flysch Appenninici**: è rappresentato dalle quattro unità tettoniche Mignanego, Montanesi, Ronco e Antola, sovrapposte con vergenza europea. Procedendo verso est, il grado metamorfico decresce da basso a bassissimo nelle prime tre unità fino ad arrivare a condizioni di diagenesi per l'Unità Antola.

La Zona Sestri-Voltaggio è in contatto, a est, con le unità tettoniche di basso grado che compongono il dominio dei Flysch Appenninici e, a ovest, con le unità tettonometamorfiche Voltri e Palmaro-Caffarella.

Il tracciato della linea AC/AV Milano-Genova si sviluppa, in territorio ligure, a cavallo delle unità tettonometamorfiche Palmaro-Caffarella e Sestri-Voltaggio. A scala locale, il territorio in cui si colloca il sito di intervento è ubicato nell'areale di affioramento della ZSV e più precisamente entro la formazione delle "Argille a Palombini del Passo della Bocchetta" (aP), dell'unità tettonometamorfica Figogna.

¹ Con il termine di "unità tettonometamorfica" si intende un volume roccioso caratterizzato da incompatibilità metamorfiche e strutturali rispetto ai volumi adiacenti.

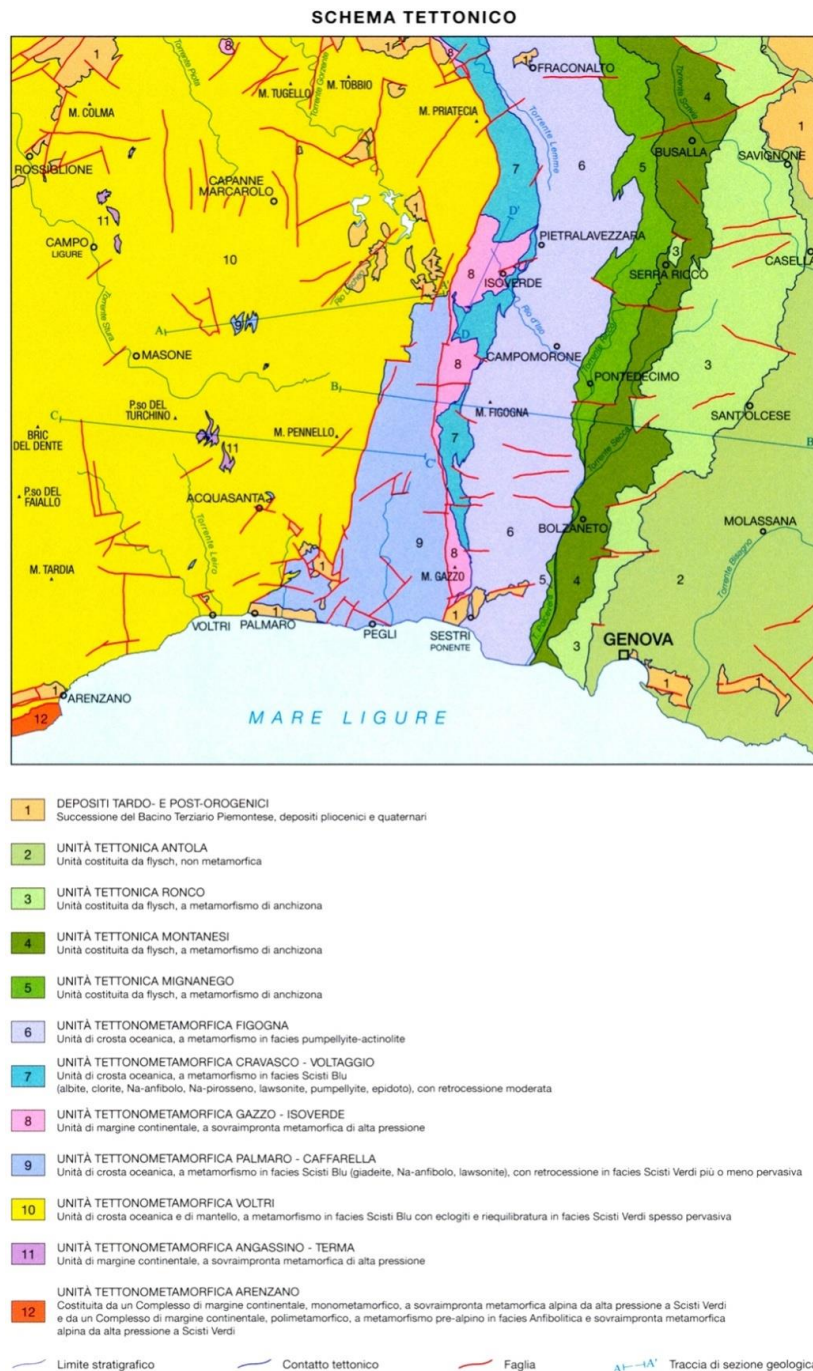


Figura 5-1 - Schema tettonico dell'area interessata dal progetto (tratto dal foglio CARG "Genova").

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-BX-001-A01 Foglio 28 di 149

5.1.1. Unità tettonometamorfica del Monte Figogna

L'unità tettonometamorfica Figogna è costituita da un basamento metaofiolitico e dalla relativa copertura metasedimentaria; la successione-tipo presenta alcuni caratteri peculiari rispetto alle sequenze di crosta oceanica delle altre unità: nei basalti, generalmente con tessitura a *pillow*, sono presenti livelli di ialoclastiti e brecce più o meno rimaneggiate, filoni basaltici e dioritici. I gabbri, generalmente ben rappresentati nelle altre unità, sono volumetricamente molto ridotti.

L'unità Figogna corrisponde all'unità denominata "Timone - Bric Teiolo" dagli autori pre-CARG, denominazione adottata anche nel Progetto Definitivo (2004); essa include le seguenti formazioni:

- Argille a Palombini del Passo della Bocchetta (aP) (suddivise nella cartografia CARG nelle due sottunità degli "argiloscisti di Murta, AGF" e degli "argiloscisti di Costagiutta, AGI");
- Metacalcari di Erzelli;
- Metasedimenti silicei della Madonna della Guardia;
- Metabasalti del M. Figogna;
- Serpentiniti del Bric dei Corvi (zona di deformazione di Scarpino).

Uno schema sintetico dei rapporti stratigrafici all'interno dell'unità Figogna è presentato nella successiva figura.

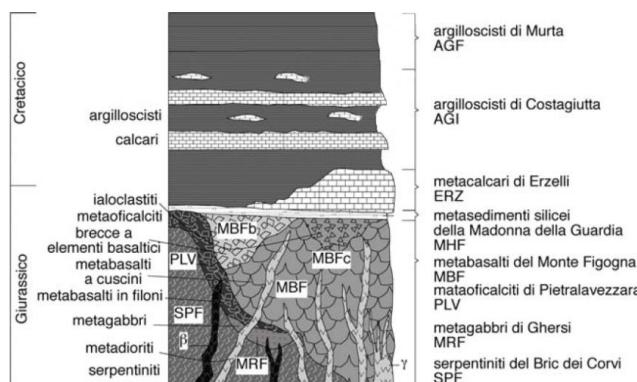


Figura 5-2 – Schema dei rapporti stratigrafici tra le varie formazioni che costituiscono l'unità tettonometamorfica Figogna (Capponi et al., 2008).

Nel Foglio CARG Genova l'unità Figogna è interpretata come una serie ofiolitifera rovesciata, posizionata lungo il fianco inverso di una piega plurichilometrica coricata, successivamente ripiegata a formare una struttura regionale sinforme; le fasi deformative più recenti riattiverebbero i contatti tra le singole formazioni, generando superfici di scollamento lungo cui si determina una strutturazione a sovrascorrimenti interni all'unità (Capponi et al. 2009).

I metabasalti, relativamente indisturbati, sono interessati, nel settore occidentale dell'unità, da numerose faglie transpressive dirette N-S e a vergenza W, che determinano dei raddoppiamenti (*duplex*) della sequenza serpentiniti-metabasalti. Queste strutture sviluppano, soprattutto nelle

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-BX-001-A01
	Foglio 29 di 149

serpentiniti, tessiture cataclastiche che sembrano agire da orizzonte plastico, assorbendo la maggior parte della deformazione. Al limite occidentale dell'unità si osservano inoltre scaglie di termini sedimentari bacinali, pinzate tra le metabasiti e le adiacenti unità Cravasco-Voltaggio e Gazzo.

5.1.2. *Argille a Palombini del passo della bocchetta aP, AGI, AGF*

L'unità delle "Argille a Palombini del Passo della Bocchetta", descritta come un complesso litostratigrafico unico dagli autori pre-CARG e dal Progetto Definitivo, è stata successivamente suddivisa nel foglio CARG Genova in due sottounità:

- argiloscisti di Costagiutta (codice CARG: AGI);
- argiloscisti di Murta (codice CARG: AGF).

Le due sottounità AGI e AGF occupano posizioni strutturalmente e litostratigraficamente distinte: gli argiloscisti di Costagiutta in posizione soprastante, gli argiloscisti di Murta in posizione sottostante.

Dal punto di vista litostratigrafico, la sottounità degli argiloscisti di Costagiutta è costituita da alternanze di argiloscisti e di calcari cristallini ("Palombini" auct.), metapeliti scistose grigio-nerastre, più o meno siltose, metasiltiti e metaareniti in strati centimetrici, con intercalazioni di metacalcilutiti siltose più o meno marnose, di colore grigio o grigio-bruno in strati e banchi, più frequenti alla base della successione. I cosiddetti "Palombini" sono rappresentati da calcari cristallini comprendenti calcari micritici silicei, di colore grigio scuro tendente al grigio azzurro, a tessitura massiva, più raramente stratificata, calcari arenacei e meno frequenti calcari marnosi, che formano strati e banchi di potenza variabile da pochi cm a 1.5-2 m.

Gli Argiloscisti di Murta a differenza dei precedenti sono privi dei caratteristici interstrati calcarei, i "Palombini" auct. che hanno dato il nome all'intera formazione. Sono rappresentati da un'alternanza di argiloscisti filladici color grigio scuro e grigio argenteo, a patina sericitica, con intercalazioni di sottili straterelli calcarei, di metasiltiti e di metaareniti fini, color grigio chiaro, nocciola in alterazione, con laminazioni piano-parallele localmente convolute. Gli strati hanno generalmente spessore da centimetrico a decimetrico; sono presenti orizzonti con strati fino a 30 cm di argilliti e metasiltiti.

5.2. **Problematiche geologiche in corrispondenza dell'opera**

5.2.1. *Indagini geognostiche*

Nell'intorno del punto di prevista realizzazione del pozzo di aerazione sono disponibili le stratigrafie di massima di quattro sondaggi, eseguiti in fase di PP e di PD per caratterizzare l'ammasso roccioso dal punto di vista geologico-idrogeologico e geotecnico-geomeccanico, che possono essere utilizzate per una verifica dello stato dell'ammasso roccioso in profondità, in relazione a quanto osservato sul terreno.

Si tratta dei sondaggi:

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-BX-001-A01	Foglio 30 di 149

- AA301G045 (PP)
- AA301G048 (PP)
- AA301G049 (PP)
- AA301G050 (PP)
- SC18 (PP)

Di questi, solo l'SC18 dispone di una stratigrafia completa e leggibile, corredata di fotografie delle casse carote; per i sondaggi del PP si disponibili solo dei file in formato testo privo di riferimenti precisi e di documentazione fotografica; le informazioni che se ne possono trarre sono quindi esclusivamente qualitative.

AA301G045/BH01-PZ

Località: strada per Trasta, in asse alla galleria, pk_{pari} 2+710 ca.

Anno: 2002

Lunghezza: 70 m, interamente carotato.

(È disponibile unicamente una stratigrafia in formato non leggibile con normali software di testo. I file delle casse carote contengono una descrizione strutturale ma sono privi di fotografie).

Unità attraversata: Argille a Palombini del Passo della Bocchetta (aP) / Argiloscisti di Murta (AGF) ± Argiloscisti di Costagiutta (AGI).

- da 0 a 2 m: materiale di riporto;
- da 2 a 3 m: sabbia medio-fine marrone, asciutta, con inclusi frammenti centimetrici di argiloscisti alterati, quarzo, calcite;
- da 3 a 8.8 m: argilla limosa grigio scura, caotica, da moderatamente consistente a consistente con inclusi frammenti centimetrici di argiloscisti alterati, quarzo, calcite;
- da 8.8 a 11.7 m: argiloscisti grigio scuro, alterati;
- da 11.7 a 50 m: argiloscisti da grigio scuro a nerastri, con vene biancastre a quarzo-calcite, da compatti a fratturati; da 40 a 40.4 e da 43 a 43.1 sono riportati livelli decimetrici di "calcarì" color grigio chiaro;
- da 50 a 70 m: argiloscisti grigio scuro, prevalentemente compatti, con intercalati livelli decimetrici di calcarì grigi.

Gli argiloscisti sono in generale abbastanza fratturati, con una zona in cui è rilevata la presenza di "livelli centimetrici di argilla molle" (probabile gouge argilloso associato a una zona di faglia, con giacitura imprecisata), tra 15.4 e 19 m.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-BX-001-A01
	Foglio 31 di 149

AA301G048/BH04-PZ

Località: Rio Ciliegia, 200 m a W dell'asse della galleria, pk_{pari} 2+800 ca.

Anno: 2002

Lunghezza: 65 m, interamente carotato.

(È disponibile unicamente una stratigrafia in formato non leggibile con normali software di testo. I file delle casse carote contengono una descrizione strutturale ma sono privi di fotografie).

Unità attraversata: Argille a Palombini del Passo della Bocchetta (aP) / Argiloscisti di Murta (AGF).

- da 0 a 0.8 m: materiale di riporto;
- da 0.8 a 2 m: sabbia limosa marrone con frammenti di argiloscisto angolosi alterati;
- da 2 a 3 m: argiloscisto grigio alterato e molto fratturato;
- da 3 a 14 m: argiloscisti grigio scuro, con patine di ossidazione e, localmente, con livelli più destrutturati ("frammenti lapidei immersi in matrice sabbiosa derivante dalla disgregazione della roccia") di pochi dm di spessore;
- da 14 a 65 m (fondo foro): argiloscisti grigi, fissili in lamine, intercalati a vene metamorfiche a quarzo-calcite.

Tratti molto fratturati sono individuati da 31 a 32 m, da 40 a 45 m e da 63 a 65 m, mentre nella restante parte del sondaggio le fratture sono prevalentemente meccaniche lungo foliazione. Non vengono riconosciute faglie, tuttavia i tratti tra 8.5 e 9 m e tra 31 e 32 m, dove viene descritto un argiloscisto "meno consistente, più molle", potrebbero corrispondere a zone cataclastiche con associato gouge di faglia, con giacitura imprecisata.

AA301G049/BH05-PZ

Località: valle del Rio Ciliegia, 20 m ca. a E della galleria, pk 3+030 ca.

Anno: 2002

Lunghezza: 127 m, interamente carotato.

(È disponibile unicamente una stratigrafia in formato non leggibile con normali software di testo. I file delle casse carote contengono una descrizione strutturale ma sono privi di fotografie).

Unità attraversata: Argille a Palombini del Passo della Bocchetta (aP) / Argiloscisti di Murta (AGF).

- da 0 a (presumibilmente) 7.7 m: depositi quaternari;
- da 7.7 a 9.3 m: argiloscisti alterati;
- da 9.3 a 14.4 m: argiloscisti da grigi a grigio scuri, molto fratturati e mediamente alterati;
- da 14.4 m a fondo foro: argiloscisti da grigio scuro a nerastri, molto foliati, con lenti e vene a quarzo-calcite.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-BX-001-A01 <table border="1" data-bbox="1420 230 1532 315"> <tr> <td>Foglio 32 di 149</td> </tr> </table>	Foglio 32 di 149
Foglio 32 di 149		

La roccia è per lo più compatta, con porzioni meno consistenti individuate negli intervalli 20.0 ÷ 20.5 m, 22.0 ÷ 23.0, 42.15 ÷ 43.5, 85.0 ÷ 89.0, 90.0 ÷ 93.0, 119.0 ÷ 123.0 e 124.6 ÷ 127.0. È segnalata la locale presenza di “livelli centimetrici di argilla”, probabilmente corrispondenti a piccole faglie, con giacitura imprecisata, associate a gouge argilloso.

AA301G050/BH06-PZ

Località: Cassanego, 140 m ca. a NE dal termine della WBS.

Anno: 2002

Lunghezza: 150 m, interamente carotato.

(È disponibile unicamente una stratigrafia in formato non leggibile con normali software di testo. I file delle casse carote contengono una descrizione strutturale ma sono privi di fotografie).

Unità attraversata: Argille a Palombini del Passo della Bocchetta (aP) / Argiloscisti di Murta (AGF).

- da 0 a 2.5 m: sabbia limosa marrone con vegetali, asciutta;
- da 2.5 a 10.7 m: argilla da marrone a grigia, consistente, con patine di ossidazione, inglobante frammenti angolosi di argiloscisto;
- da 10.7 a 60 m: argiloscisti grigi con vene a quarzo-calcite di colore bianco;
- da 30 a 150 m: argiloscisti grigi con vene a quarzo-calcite di colore bianco;

La roccia si presenta fratturata e mediamente alterata da 10.7 a 20 m ca., quindi diventa compatta, priva di alterazione e con fratture di origine prevalentemente meccanica lungo foliazione.

SC18

Località: strada per Trasta, in asse alla galleria, pk_{pari} 2+710 ca. Realizzato all'incirca nello stesso punto del precedente sondaggio AA301G045.

Anno: 2004

Lunghezza: 130 m, interamente carotato.

Unità attraversata: Argille a Palombini del Passo della Bocchetta (aP) / Argiloscisti di Murta (AGF) ± Argiloscisti di Costagiutta (AGI).

- da 0 a 4.5 m: argiloscisti con vene di quarzo e livelli siltitici, di colore da bruno rossastro a ocra (patine di ossidazione);
- da 4.5 a 7 m: argiloscisti di colore bruno verdastro intensamente alterati, con vene di quarzo;
- da 7 a 35 m: argiloscisti di colore grigio scuro con lenti di quarzo, fratturati e con alterazione media;
- da 35 a 35.5 m: roccia fortemente fratturata (faglia?);

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-BX-001-A01 <table border="1" data-bbox="1420 232 1532 315"> <tr> <td>Foglio 33 di 149</td> </tr> </table>	Foglio 33 di 149
Foglio 33 di 149		

- da 35.5 a 37.8 m: argillocisti di colore grigio scuro con lenti di quarzo, fratturati e con alterazione media;
- da 37.8 a 76 m: argillocisti di colore da grigio a nero, con lenti di quarzo e con livelli ad “*alta percentuale di cemento calcareo*” (possibili “Palombini”?);
- da 76 a 84 m: cataclasite;
- da 84 a 130 m: argillocisti grigio-nerastri.

5.2.1. Condizioni geologiche

Il pozzo di aerazione considerato si sviluppa all’interno della formazione delle Argille a Palombini del Passo della Bocchetta (aP), costituita da argillocisti, metapeliti scistose grigio-nerastre, più o meno siltose, metasiltiti e metaareniti in strati centimetrici, con intercalazioni di metacalcilutiti siltose più o meno marnose, di colore grigio o grigio-bruno in strati e banchi.

La litofacies a “Palombini” (alternanze di calcari silicei micritici a tessitura massiva, calcari arenacei e meno frequenti calcari marnosi, in strati e banchi di potenza da centimetrica a metrica) è assente, in affioramento, nell’area di studio. Tuttavia, i due sondaggi AA301G045 (PP) e SC18 (PD), realizzati nello stesso punto, mettono in evidenza a profondità compresa tra circa 40 e 80 m, la presenza di livelli carbonatici che potrebbero essere riferiti ai calcari sopra descritti.

Nel settore d’indagine non è stata direttamente riscontrata la presenza di faglie in affioramento, soprattutto per l’estesa copertura di detrito, suolo e vegetazione, che limitano fortemente la percentuale di affioramento.

Alcune faglie minori, rappresentate sia da strutture discordanti, sia da piani di taglio lungo superfici di scorrimento flessurale intra-foliazione, potranno essere incontrate in più punti lungo lo scavo, tuttavia non si tratta di strutture in grado di determinare un sensibile decadimento delle condizioni geomeccaniche generali.

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

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-BX-001-A01
	Foglio 34 di 149

zona di tettonizzazione cataclastica di spessore modesto (dell'ordine del metro) e persistenza anch'essa modesta (metri-decimetri). 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.

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.

La formazione delle "Argille a Palombini del Passo della Bocchetta" (aP) corrisponde, insieme ad altre unità litostratigrafiche, al complesso idrogeologico 15.

Complesso 15 (aP, dM, d", f, Mn, Se")

I litotipi di questo complesso idrogeologico fanno parte di unità metamorfiche ove la permeabilità è sostanzialmente legata al grado di fratturazione dell'ammasso roccioso, a sua volta dipendente dalla reologia del tipo di roccia considerato.

I test idraulici disponibili sull'intera area di progetto indicano per l'ammasso roccioso al di fuori delle zone di faglia, conducibilità idrauliche prevalenti variabili tra 1×10^{-7} e 1×10^{-8} m/s, meno frequentemente tendenti 1×10^{-6} m/s, come evidenziato dal diagramma riportato in figura.

Il grafico evidenzia altresì valori per la conducibilità fino a 1×10^{-10} m/s, che possono essere riconducibili a situazioni locali in cui la frazione fillosilicatica, essendo predominante, abbassa ulteriormente i valori di conducibilità dell'ammasso roccioso.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-BX-001-A01 Foglio 35 di 149

Dall'osservazione dei sondaggi è stato possibile inserire nel diagramma sotto una serie di dati che rappresentano la permeabilità dell'ammasso roccioso detensionato nei primi metri al di sotto della superficie (indicativamente da 5 fino a 20 m); tali dati mostrano conducibilità molto più elevate, comprese tra 1×10^{-5} e 1×10^{-7} m/s.

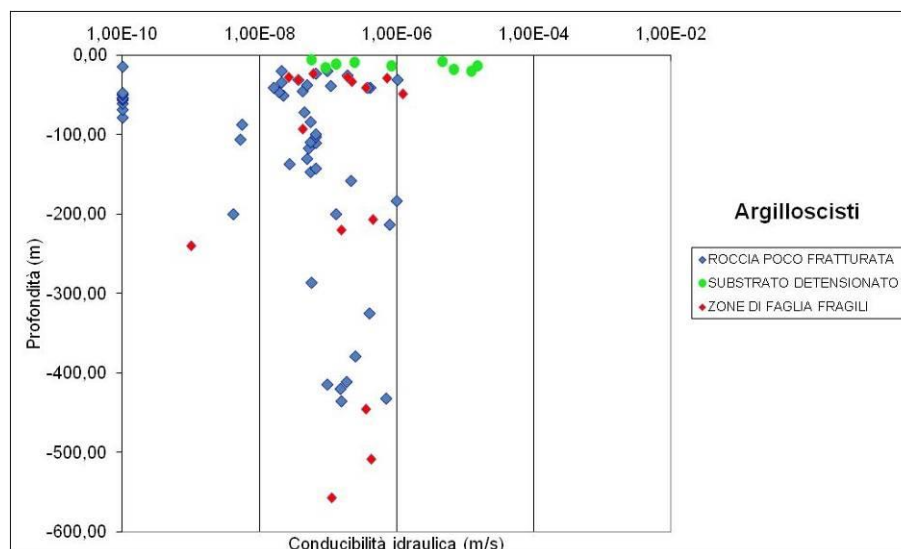


Figura 5-3- Grafico delle conducibilità idrauliche per gli argillocisti da prove in foro di sondaggi del Progetto Preliminare, Definitivo ed Esecutivo. Sono state distinte prove eseguite in roccia poco fratturata, substrato detensionato e zone di faglia.

Dall'analisi dei sondaggi e dal confronto con i dati di terreno sono state individuate delle zone di faglia ove sono state eseguite delle prove di tipo idraulico. Il grafico mostra una certa dispersione dei valori, anche se si può osservare che la conducibilità nelle faglie è distribuita in un intervallo tra 10^{-6} e 10^{-7} m/s nelle prove eseguite a profondità più basse (fino a 100 m), mentre l'intervallo si sposta tra 10^{-7} e 10^{-9} m/s man mano che la profondità aumenta. Dalle osservazioni di terreno si può ipotizzare che lungo le faglie di questo complesso le permeabilità maggiori siano relative alle zone di danneggiamento, mentre le zone di nucleo possono presentare un effetto di compartimentazione per lo sviluppo di rocce di faglia a granulometria fine e con componente argillosa (gouge di faglia) generalmente impermeabile.

Per quanto attiene le trattazioni generali degli argomenti relativi ai carichi idraulici a quota dell'opera ed agli afflussi idrici in fase di scavo (transitori) e stabilizzati, si faccia riferimento agli appositi paragrafi della relazione idrogeologica generale.

5.3.1. Condizioni attese

Gli argillocisti attraversati sono caratterizzati da permeabilità per fratturazione da bassa a molto bassa e non costituiscono quindi un acquifero significativo, salvo possibili condizioni di maggiore permeabilità legate alla presenza di zone di faglia.

In base ai dati idrogeologici pregressi, relativi allo scavo della Finestra Polcevera, risulta che le tratte scavate negli argillocisti della formazione aP presentano condizioni generalizzate di umidità e

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-BX-001-A01	Foglio 36 di 149

solo localmente stillicidi da deboli a diffusi, in particolare nelle zone con debole copertura, dove gli scisti sono alterati e maggiormente permeabili.

È probabile che le medesime condizioni si ripetano anche in corrispondenza della WBS oggetto del presente rapporto.

Non sono da escludere venute puntuali lungo possibili discontinuità in collegamento idraulico con l'idrografia superficiale.

5.4. Inquadramento geotecnico

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

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

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

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

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

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

Si è scelto in fase di progettazione esecutiva di suddividere all'interno delle Argille a Palombini i gruppi geomeccanici 2 e 3 in due ulteriori sottogruppi così da ottenere una maggiore correlazione con quanto richiesto dall'applicabilità delle sezioni tipo. Per un maggiore approfondimento sui parametri si rimanda alla relazione geomeccanica relativa all'opera in oggetto. I parametri di calcolo utilizzati sono presentati nella seguente tabella assumendo i valori puntuali sotto riportati in base al criterio di rottura di Hoek e Brown.

Formazione	γ	ν	E_{op}	σ_c	m_i	GSI
	[kN/m ³]	[-]	[GPa]	[MPa]	[-]	[-]
GR1	27	0,25-0,3	3.0÷7.8	30÷40	15÷20	45÷55
GR2a	27	0,25-0,3	1.5÷2.0	10÷12	20÷25	40÷45
GR2b	27	0,25-0,3	1.0÷1.5		15÷20	35÷40
GR3a	26	0.3	0.6÷1.2	5÷7	19	30÷35
GR3b	26	0.3			19	25÷30

Tabella 2. Argille a Palombini: Range di variabilità

5.4.1. Stratigrafia di calcolo

Dalle risultanze delle indagini in sito ed in particolare facendo riferimento al sondaggio AA301G050 (il più vicino all'opera) si ritiene che il pozzo dopo aver attraversato uno strato superficiale di terreni a grana fine incontrerà la Formazione delle Argille a Palombini con ammasso dotato di caratteristiche meccaniche presumibilmente appartenenti al Gruppo Geomeccanico 1 fino alla quota del cunicolo di innesto. È stato comunque inserito nella stratigrafia di calcolo uno strato inferiore dotato delle caratteristiche meccaniche del Gruppo Geomeccanico 2b per portare in conto il detensionamento subito dall'ammasso a causa dello scavo delle canne delle Gallerie di Valico e di Interconnessione Voltri.

Tutte le valutazioni saranno effettuate considerando un modello Mohr-Coulomb i cui parametri sono stati ottenuti linearizzando quelli di Hoek-Brown alle profondità di interesse.

La tabella seguente riporta la stratigrafia di calcolo adottata.

Formazione	Profondità (m)	γ (kN/m ³)	ϕ_p	ϕ_r	c_p (kPa)	c_r (kPa)	E (MPa)	Eur (MPa)
Alterazione aP_sup	0-5	26	28	22	40	30	80	240
Alterazione aP_inf	5-15	26	28	22	80	65	150	300
aP-GR1	15-55	27	40	32	300-420	250-360	3000-7800	6000-16000
aP-GR2b	>55	27	33	26	190	150	1250	2500

I parametri dell'alterazione delle argilliti sono stati ottenuti a partire dai valori forniti per il GR3b considerando una resistenza a compressione di 2 MPa; per il modulo elastico invece si è fatto riferimento ai risultati di prove dilatometriche eseguite su tali materiali alla profondità di interesse lungo la linea.

Si osserva che le valutazioni sul cunicolo inferiore saranno condotte considerando solo il GR2b.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-BX-001-A01	Foglio 38 di 149

Le portate indicate nella relazione geologica ed idrogeologica, risultano piuttosto limitate già in fase di scavo nonostante le cautelative ipotesi di calcolo: per lo scavo del cunicolo verranno inoltre adottati drenaggi in avanzamento capaci di captare tali portate consentendo in ultimo di limitare le pressioni idrostatiche al fronte.

In fase definitiva tali 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 state condotte in assenza di carico idraulico agente sui rivestimenti definitivi: la galleria in esame è stata infatti considerata, in conformità alla fase di Progetto Definitivo, drenante. Solo per il pozzo di ventilazione, al fine di portare in conto un'eventuale intensa fratturazione della parte superficiale dell'ammasso che colleghi idraulicamente la quota di falda con quella dell'opera, verrà considerata la presenza di un carico idraulico fino ad una profondità di circa 30 m.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-BX-001-A01 <table border="1" data-bbox="1420 224 1532 315"> <tr> <td>Foglio 39 di 149</td> </tr> </table>	Foglio 39 di 149
Foglio 39 di 149		

6. DESCRIZIONE DELLE OPERE E DEGLI INTERVENTI

Il pozzo di ventilazione ed il suo cunicolo di innesto ricadono alla progressiva 4+040.42 BD della Galleria di Interconnessione Voltri. Come si nota dalle immagini riportate il cunicolo collegherà il binario dispari della Galleria di Interconnessione con il binario dispari della Galleria di Valico alla pk 3+228.94 BD.

Nella nuova configurazione, oltre al pozzo di ventilazione ed il suo cunicolo di innesto, è presente il by-pass (locale tecnico) per l'alloggiamento della strumentalizzazione a servizio del pozzo. Inoltre la cabina MT/BT prevista per l'alimentazione dell'impiantistica a servizio del pozzo, originariamente prevista in un nicchione, è stata inserita all'interno di un cunicolo con accesso sia dalla GN23E (pk 3+960.00) sia dalla GN15A (pk 3+147.57 BD)

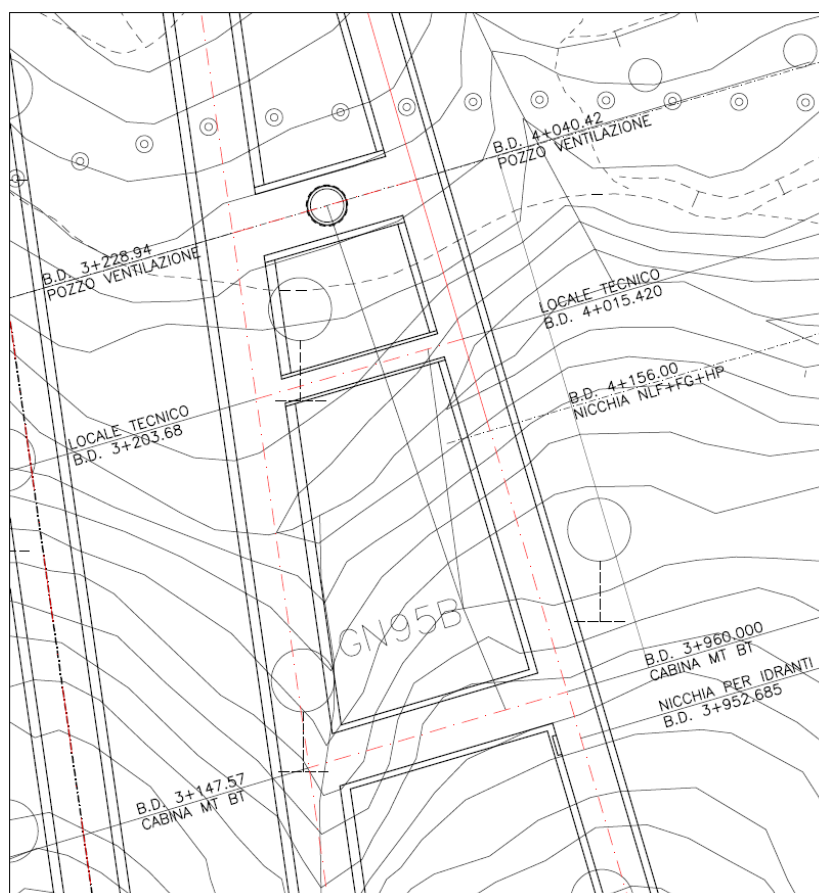


Figura 6-1 - Opere in progetto.

Il pozzo sarà alto circa 60 m ed avrà un diametro interno di 5.0 m (diametro di scavo 6.0m) con allargato a 6.0 m in corrispondenza dell'innesto; il cunicolo avrà un raggio interno in calotta di 3.92 m, larghezza sul piano dei centri pari a 11.33 m e altezza totale di 9.37m; mentre il cunicolo di collegamento locale tecnico avrà un raggio interno in calotta di 1.63 m, larghezza sul piano dei centri pari a 4.62 m e altezza totale di 4.69 m.

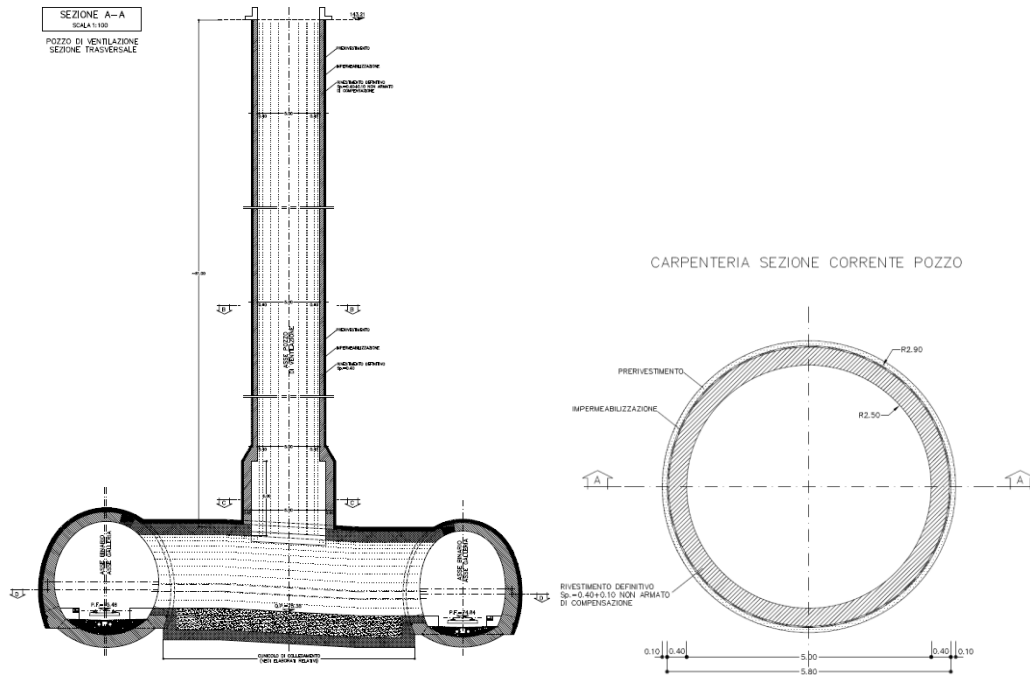


Figura 6-2 - Carpenteria sezione corrente pozzo

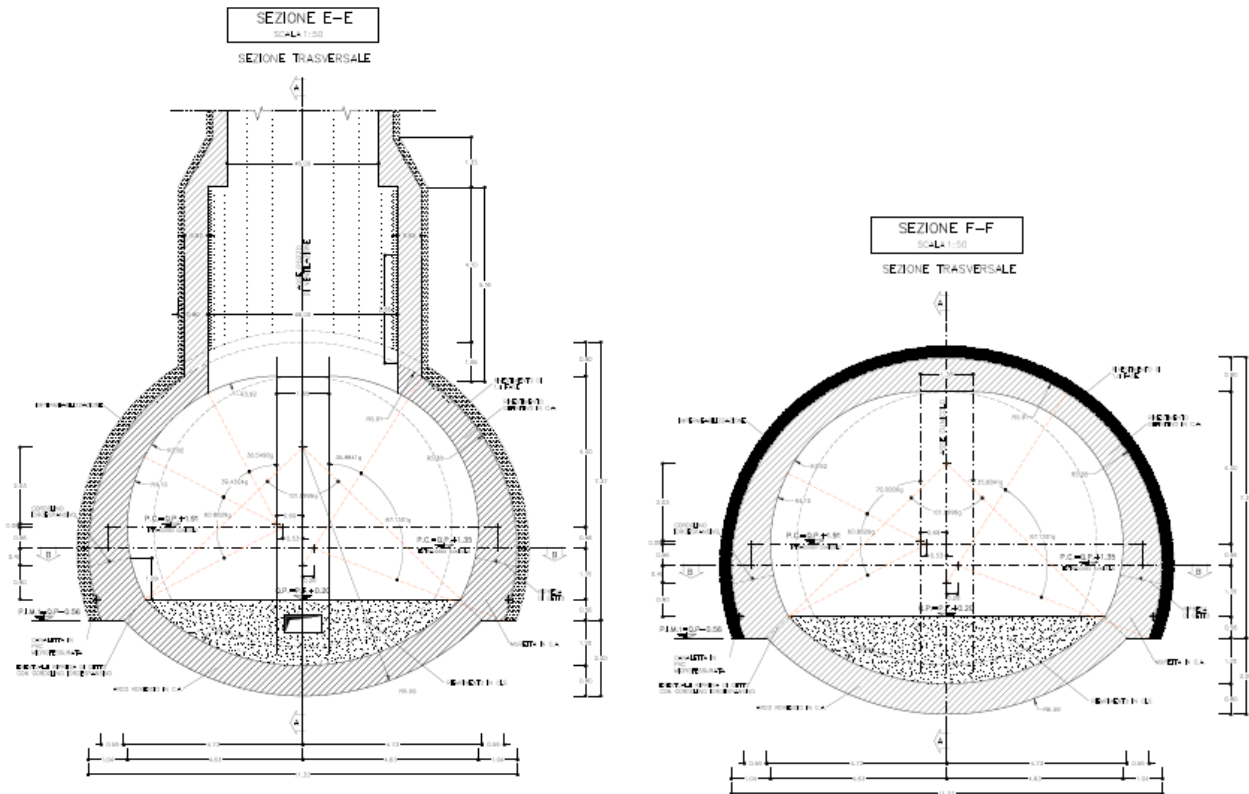


Figura 6-3 - Carpenteria cunicolo di collegamento

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-BX-001-A01	Foglio 41 di 149

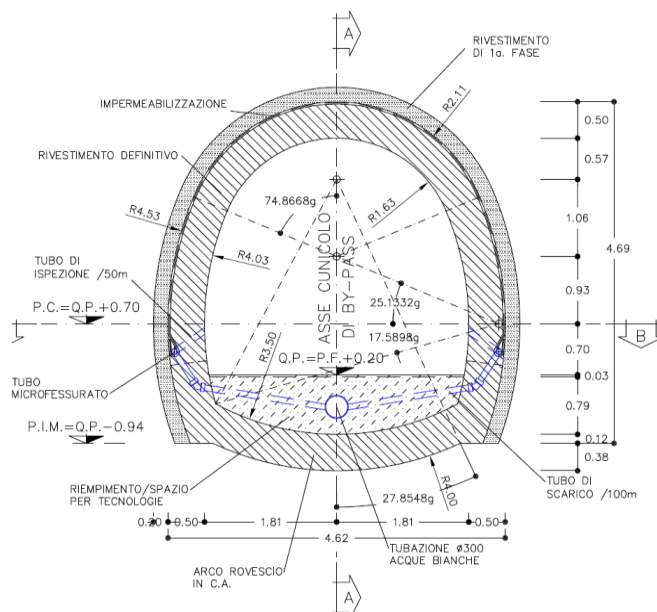


Figura 6-4 - Carpenteria cunicolo di collegamento locale tecnico

Nel seguito si riportano le principali fasi esecutive delle opere in progetto. Nello specifico la realizzazione del cunicolo di collegamento e del cunicolo cabina MT/BT è prevista mediante scavo a piena sezione previa 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.

6.1. Cunicolo di collegamento pozzo – Cunicolo cabina MT/BT

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

- 6 drenaggi in avanzamento lunghezza 30 m sovrapp. 10 m microfessurati per 20 m da fondo foro e ciechi per 10 m verso boccaforo Ø 60 mm e sp. 5 mm (eventuali);
- prerivestimento composto da uno spessore di 30 cm di spritz-beton armato con rete elettrosaldato 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° 72 tubi in VTR cementati in foro con miscele cementizie , $L \geq 9$ 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.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-BX-001-A01	Foglio 42 di 149

Fasi esecutive

Si possono considerare le seguenti fasi costruttive:

FASE 1: esecuzione eventuali drenaggi in avanzamento

In caso di presenza d'acqua dovranno essere eseguiti drenaggi in avanzamento. Si prevede la realizzazione di n° 6 drenaggi costituiti da tubi in PVC L = 30 m, microfessurati per 20 m a partire da fondo foro e "ciechi" per 10 m verso bocca foro, del diametro $\phi \approx 60\text{mm}$ spessore 5mm e protezione in TNT.

FASE 2: 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 72 tubi in VTR, aventi lunghezza minima di 9.00 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 $\varnothing \geq 100\text{ mm}$;
- 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 3: 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.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-BX-001-A01	Foglio 43 di 149

FASE 4: 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 5: getto di murette e arco rovescio

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

FASE 6: impermeabilizzazione

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

FASE 7: getto del rivestimento definitivo

Il getto del rivestimento definitivo sarà eseguito ad una distanza dal fronte che dipenderà dal comportamento deformativo del cavo, 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 15 m di scavo. L'intervento andrà tarato in funzione del campo prove iniziale;
- prerinvestimento 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.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-BX-001-A01 <table border="1" data-bbox="1422 232 1532 315"> <tr> <td>Foglio 44 di 149</td> </tr> </table>	Foglio 44 di 149
Foglio 44 di 149		

Fasi esecutive

Si possono considerare le seguenti fasi costruttive:

FASE 1: esecuzione consolidamento dall'alto

Realizzazione di uno strato consolidato dello spessore di 15 m con VTR valvolati con le geometrie mostrate sulle tavole di progetto. I parametri di iniezione andranno tarati in funzione del campo prove iniziale.

FASE 2: esecuzione foro pilota

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 Φ 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 cantine HEA 140 si dovrà avere cura di realizzare un extra-scavo di 5 cm;

FASE 8: posa in opera del rivestimento in conci metallici

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-BX-001-A01 <table border="1" data-bbox="1420 230 1532 315"> <tr> <td>Foglio 45 di 149</td> </tr> </table>	Foglio 45 di 149
Foglio 45 di 149		

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.

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 per conci di 30 m (armature non passanti).

6.3. Locale tecnico

La sezione corrente di scavo del locale tecnico, in fase costruttiva è costituita da:

- 2 drenaggi in avanzamento lunghezza 30 m sovrapp. 10 m microfessurati per 20 m da fondo foro e ciechi per 10 m verso boccaforo Ø 60 mm e sp. 5 mm (eventuali);
- prerivestimento composto da uno spessore di 20 cm di spritz-beton armato con rete elettrosaldata o fibrorinforzato e centine costituite da profilati tipo HEA 180 passo p = 1 m;
- preconsolidamento del fronte realizzato mediante la posa in opera di n° 35 tubi in VTR cementati in foro con miscele cementizie , L ≥ 18 m;
- impermeabilizzazione tipo "0" costituita da tessuto non tessuto e manto in pvc,
- rivestimento definitivo in cls avente spessore minimo di 50 cm in arco rovescio e 50 cm in calotta.

Fasi esecutive

Si possono considerare le seguenti fasi costruttive:

FASE 1: esecuzione eventuali drenaggi in avanzamento

In caso di presenza d'acqua dovranno essere eseguiti drenaggi in avanzamento. Si prevede la realizzazione di n° 2 drenaggi costituiti da tubi in PVC L = 30 m, microfessurati per 20 m a partire da

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-BX-001-A01 <table border="1" data-bbox="1420 232 1532 315"> <tr> <td>Foglio 46 di 149</td> </tr> </table>	Foglio 46 di 149
Foglio 46 di 149		

fondo foro e “ciechi” per 10 m verso bocca foro, del diametro $\phi \approx 60\text{mm}$ spessore 5mm e protezione in TNT.

FASE 2: 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 35 tubi in VTR, aventi lunghezza minima di 18 m.

Le fasi costruttive sono le seguenti:

- esecuzione sul fronte dello strato di spritz-beton fibrorinforzato o armato con rete elettrosaldato, avente spessore di 10 cm;
- perforazione eseguita a secco $\varnothing \geq 100\text{ mm}$;
- 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 3: 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 4: 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 HEA 180 passo 1.00m e da uno strato di spritz-beton di spessore 20 cm, armato con rete elettrosaldato ($\varnothing 6\ 15 \times 15$) o fibrorinforzato. Le centine appena posate dovranno essere collegate alle altre attraverso le apposite catene.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-BX-001-A01	Foglio 47 di 149

FASE 5: getto di murette e arco rovescio

Il getto delle murette Il getto delle murette e dell'arco rovescio dovrà avvenire in accordo con quanto indicato nelle specifiche di progetto. Le distanze potranno comunque essere regolate in funzione del comportamento deformativo del cavo in accordo con i criteri di variabilità della sezione tipo;

FASE 6: impermeabilizzazione

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

FASE 7: getto del rivestimento definitivo

Il getto del rivestimento definitivo sarà eseguito ad una distanza dal fronte che dipenderà dal comportamento deformativo del cavo

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.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-BX-001-A01	Foglio 48 di 149

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 disaggancio 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 disaggancio 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 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-BX-001-A01	Foglio 49 di 149

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)

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-BX-001-A01	Foglio 50 di 149

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 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 pozzo – Cunicolo cabina MT/BT

Nel seguito si mostreranno le analisi di diagnosi condotte con i metodi illustrati nei capitoli iniziali.

8.1.1. Stabilità del fronte di scavo

Sono state condotte analisi di stabilità del fronte di scavo per una copertura pari a 60m all'interno del gruppo geomeccanico 2b delle Argille a Palombini coerentemente con le condizioni attese per l'ammasso in tale zona.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-BX-001-A01 Foglio 51 di 149

Nel seguito sono riepilogati i risultati ottenuti in termini di fattore di sicurezza per i tre metodi considerati.

ANALISI STABILITA' DEL FRONTE - FASE DI DIAGNOSI - Tamez & Cornejo							
Analisi	Formazione	Copertura (m)	D_{eq} (m)	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	φ (°)	SF
AN1	Ap-GR2b	60	10,63	27	190	33	2,77

Tabella 3. Riepilogo analisi di stabilità fase di diagnosi: metodo di Tamez & Cornejo

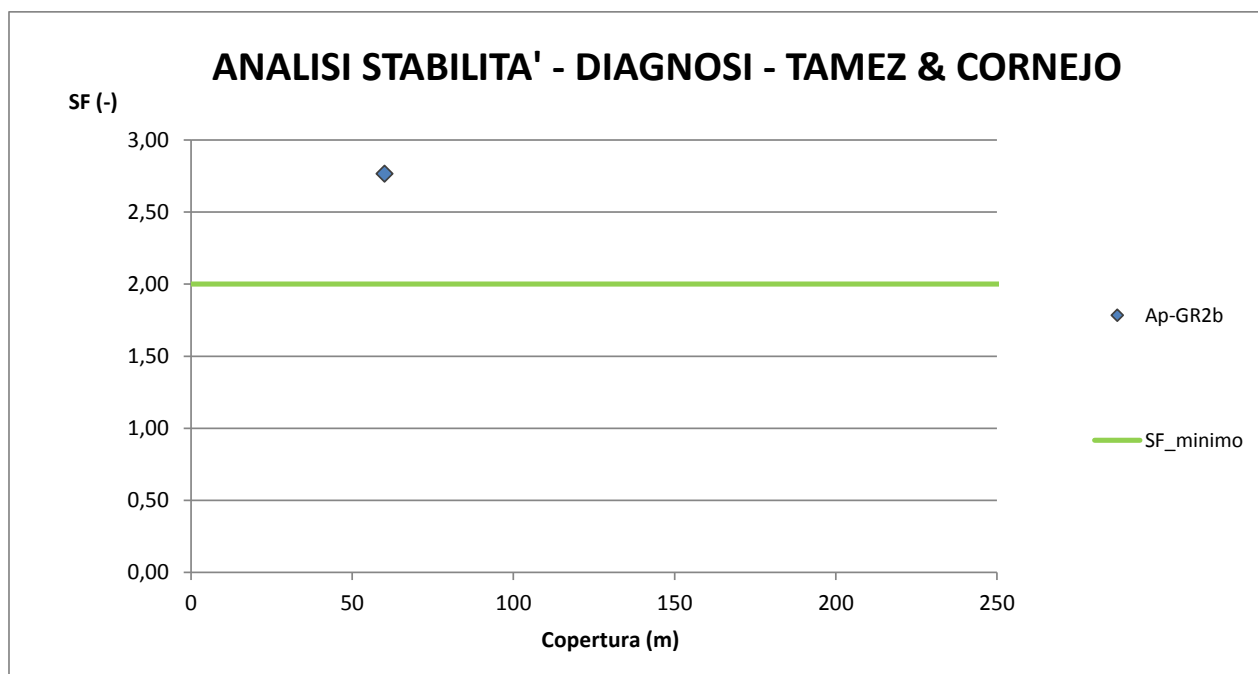


Figura 4 – Riepilogo grafico analisi di stabilità fase di diagnosi: metodo di Tamez & Cornejo.

ANALISI STABILITA' DEL FRONTE - FASE DI DIAGNOSI									
Analisi	Formazione	Copertura (m)	z_0 (m)	γ (kN/m ³)	GSI (-)	σ_{ci} (MPa)	m_i	Stability Ratio	λ
AN1	Ap-GR2b	60	63,70	27	37	10000	17,50	3,04	0,694

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

ANALISI STABILITA' - DIAGNOSI - BROMS & BENNERMARK

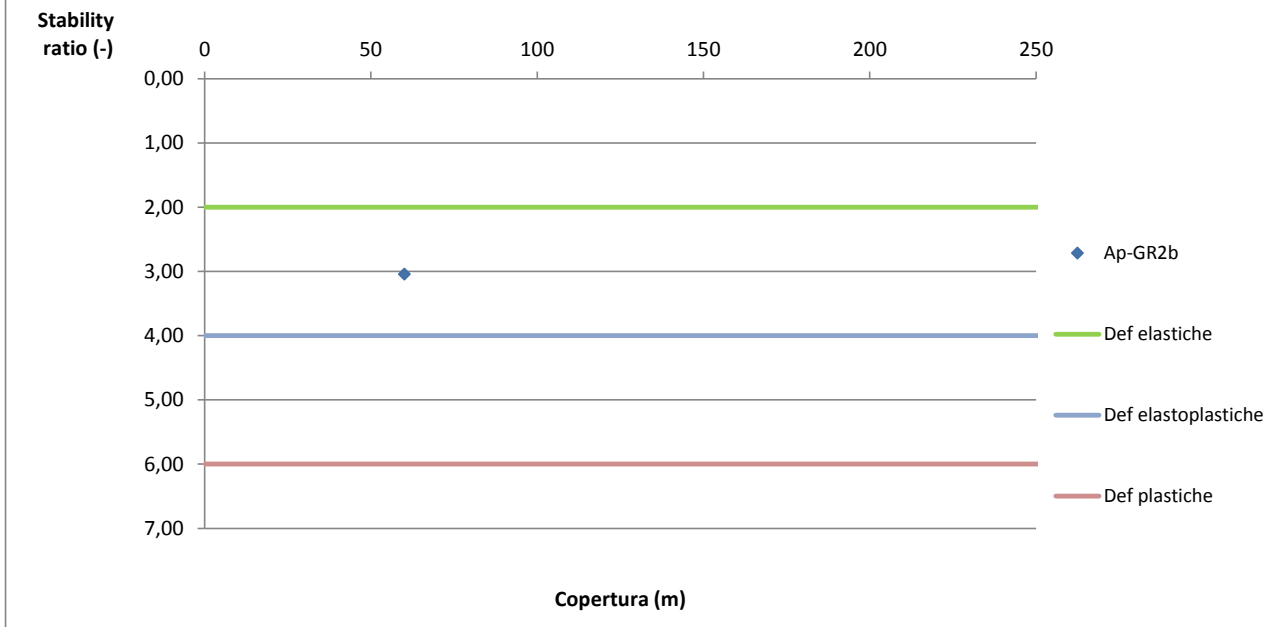


Tabella 5. Riepilogo grafico analisi di stabilità fase di diagnosi: metodo di Broms & Bennermark

ANALISI STABILITA' - DIAGNOSI - PANET

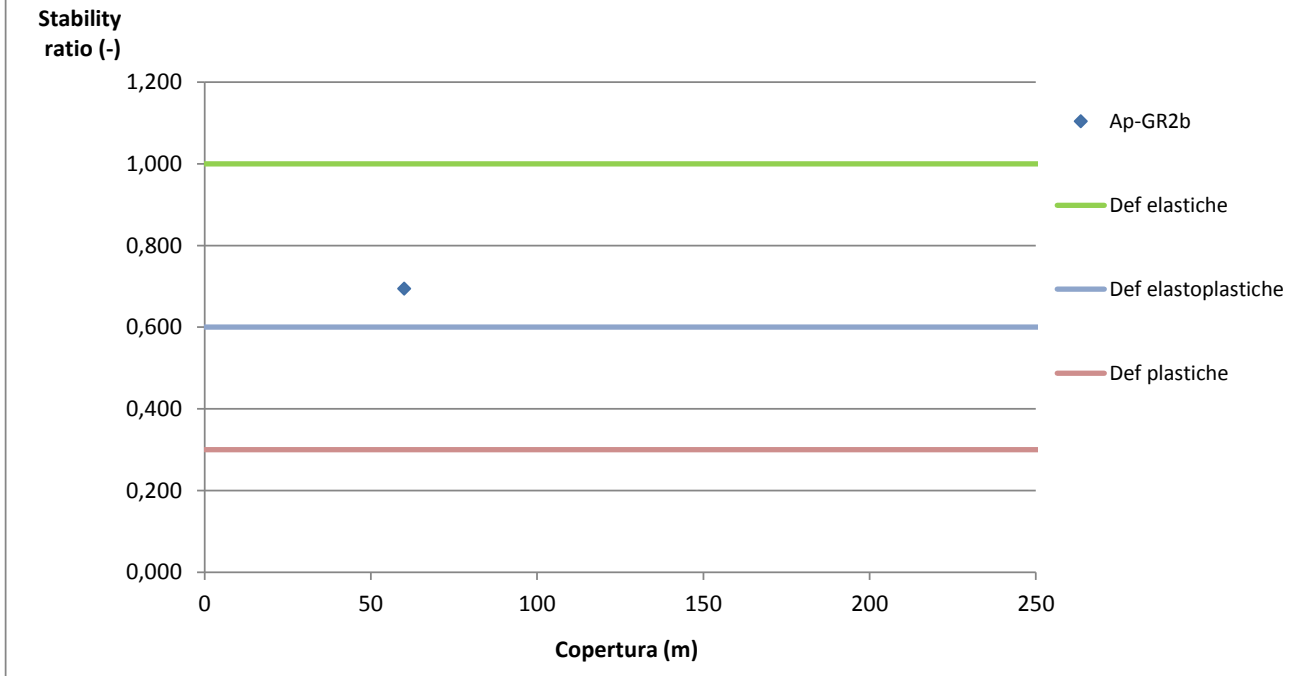


Tabella 6. Riepilogo grafico analisi di stabilità fase di diagnosi: metodo di Panet

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-BX-001-A01	Foglio 53 di 149

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.

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 allegate 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:

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-BX-001-A01 Foglio 54 di 149

- 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.

Nel seguito si presentano le analisi condotte considerando il GR2b con una copertura di 60 m. Si faccia riferimento a quanto riportato al 5.4 per quanto riguarda le caratteristiche meccaniche del materiale.

RISULTATI ANALISI LC - FASE DI DIAGNOSI

Formazione geologica	Copertura (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
Ap - GR2b	60	5,6	5,4	2,91	11,02	1,97	1,01	0,2%	7,45	1,33	B

Tabella 7. Riepilogo linee caratteristiche argille a palombini: fase di diagnosi pozzo d'accesso

Dove:

- Copertura= copertura in chiave calotta
- 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).

8.2. Pozzo di aereazione

Per il pozzo di aereazione verranno condotte analisi con il metodo delle linee caratteristiche alle profondità di 30m e 60 m; la sua lunghezza infatti (superiore a 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-BX-001-A01 Foglio 55 di 149

8.2.1. Verifiche con il metodo delle linee caratteristiche

Nel seguito si presentano le analisi condotte con i gruppi GR1, GR2a e GR2b. Si faccia riferimento a quanto riportato al 5.4 per quanto riguarda le caratteristiche meccaniche di tali materiali.

RISULTATI ANALISI LC - FASE DI DIAGNOSI

Formazione geologica	Altezza (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
Ap - GR1	30	3	5,0	0,06	3,19	1,06	0,03	0,0%	3,00	1,00	A
Ap - GR1	60	3	10,0	0,14	3,53	1,18	0,06	0,0%	3,13	1,04	A
Ap - GR2a	30	3	5,0	0,28	4,08	1,36	0,12	0,0%	3,35	1,12	A
Ap - GR2a	60	3	10,0	0,69	4,52	1,51	0,27	0,1%	3,52	1,17	A
Ap - GR2b	30	3	5,0	0,59	5,12	1,71	0,21	0,1%	3,72	1,24	A/B
Ap - GR2b	60	3	10,0	1,56	5,90	1,97	0,54	0,2%	3,99	1,33	B

Tabella 8. Riepilogo linee caratteristiche argille a palombini: 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. Cunicolo locale tecnico

Di seguito si illustrano le analisi della stabilità del fronte -cavo redatte secondo i metodi in forma chiusa illustrati nei precedenti capitoli.

8.3.1. Stabilità del fronte di scavo

La valutazione della stabilità del fronte di scavo, in assenza d'interventi, è stata valutata considerando un copertura di circa 60 m ricadente all'interno della formazione delle Argilliti ; il gruppo geomeccanica atteso in tale zona è quello indicato nella caratterizzazione geotecnica con la sigla Ap-GR2b.

Di seguito i principali risultati delle valutazioni analitiche svolte.

ANALISI STABILITA' DEL FRONTE - FASE DI DIAGNOSI - Tamez & Cornejo							
Analisi	Formazione	Copertura (m)	D_{eq} (m)	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	φ (°)	SF
AN1	AP-G2b	60	5,17	27	190,0	33,0	2,48

Tabella 9- Fase di diagnosi - Riepilogo Analisi stabilità del fronte metodo di Tamez & Cornejo.

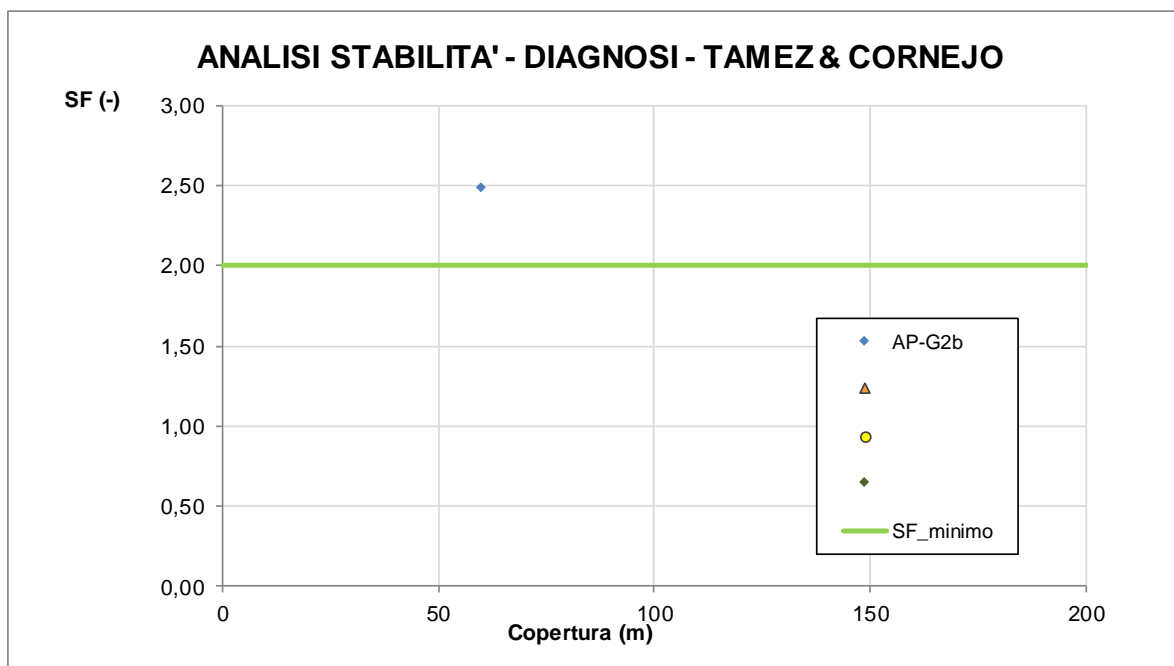


Figura 5 – Fase di Diagnosi – Riepilogo analisi di stabilità metodo di Tamez & Cornejo.

ANALISI STABILITA' DEL FRONTE - FASE DI DIAGNOSI									
Analisi	Formazione	Copertura (m)	z_0 (m)	γ (kN/m ³)	GSI (-)	σ_{ci} (MPa)	m_i	Stability Ratio	λ_e
AN1	AP-G2b	60	62,6	27	37	10	17,5	1,66	0,82

Tabella 10- Fase di diagnosi - Riepilogo Analisi stabilità del fronte metodo di Broms & Bennemark.

ANALISI STABILITA' - DIAGNOSI - BROMS & BENNERMARK

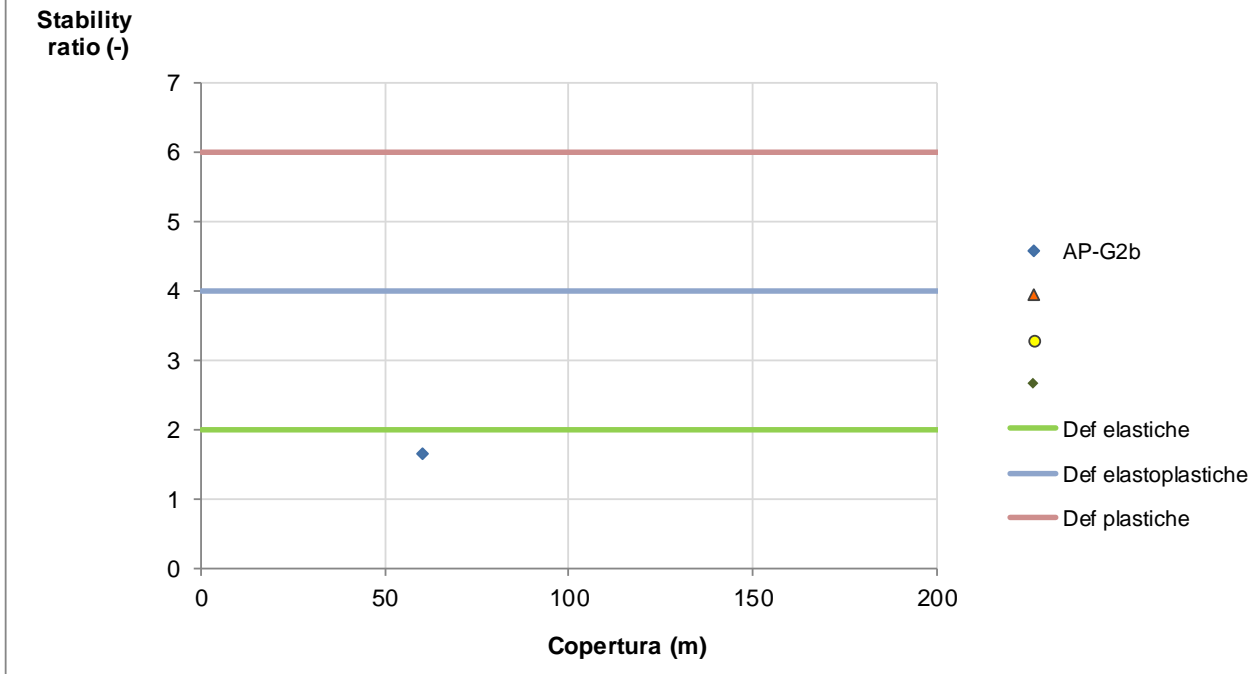


Figura 6 – Fase di Diagnosi – Riepilogo analisi di stabilità metodo di Broms & Bennemark.

ANALISI STABILITA' - DIAGNOSI - PANET

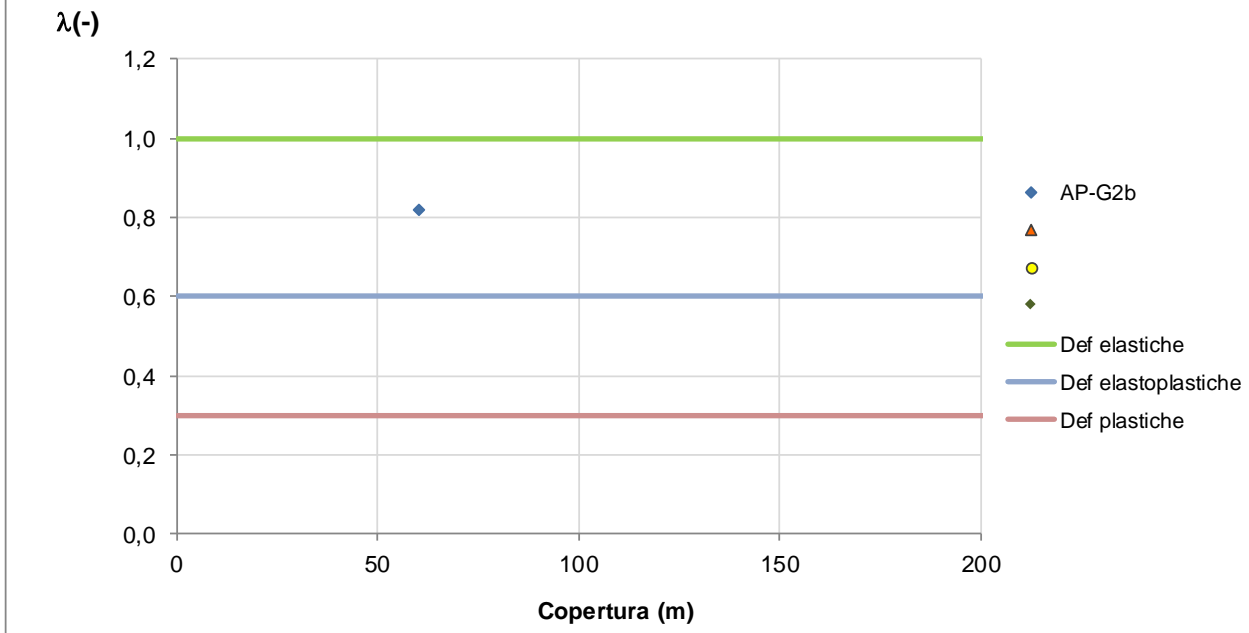


Figura 7 – Fase di Diagnosi – Riepilogo analisi di stabilità metodo di Panet..

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-BX-001-A01
	Foglio 58 di 149

8.3.1. Verifiche con il metodo delle linee caratteristiche

A completamento delle analisi di stabilità del fronte eseguito con i metodi in forma chiusa, di seguito si riportano gli esiti delle analisi condotte con il metodo delle linee caratteristiche; questo approccio, valido in condizioni di copertura superiori a 5 volte il diametro del fornice, ha permesso di tenere in conto la tridimensionalità del problema analizzando, oltre al effetto del fronte, anche lo stato di deformazione lontano dal fronte di scavo. Di seguito l'esito delle analisi svolte:

RISULTATI ANALISI LC - FASE DI DIAGNOSI											
GRUPPO GEOMECCANICO	Copertura (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
AP-GR2b	60	2,50	12,0	0,90	4,47	1,79	0,33	0,13%	6,38	2,55	A/B

Tabella 11- Riepilogo LC ; Fase di diagnosi della galleria locale tecnico.

Dove:

- R_m = raggio medio galleria;
- U_{rad} = spostamento radiale del cavo,
- U_{fronte} = spostamento radiale in prossimità del fronte di scavo;
- R_{pl} = raggio plastico ;
- R_{pl,fronte} = raggio plastico al fronte.

8.4. Considerazioni conclusive

Cunicolo di collegamento

Ai fini dello studio del comportamento dell'ammasso in fase di diagnosi si sono svolte analisi ad una altezza di copertura pari a 60m per il gruppo geomeccanico 2b delle Argille a Palombini. Alla luce delle analisi di stabilità si denota, secondo la formulazione di Tamez & Cornejo, un comportamento del fronte di scavo di tipo stabile mentre le analisi condotte secondo la formulazione di Broms & Bennermark e di Panet evidenziano deformazioni del cavo di tipo elastoplastico.

Dalle linee caratteristiche si evince invece che il comportamento del cavo sarà del tipo "stabile a breve termine"; il raggio plastico raggiunge un valore circa pari al doppio del raggio di scavo mentre le convergenze al fronte sono dell'ordine del centimetro.

Da quanto discusso appare evidente la necessità di operare un adeguato confinamento delle pareti dello scavo e di contrastare tempestivamente i fenomeni deformativi del cavo mediante l'utilizzo di sistemi di prerivestimento di adeguata rigidità e di prevedere 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" in presenza dei gruppi geomeccanici 1 e 2a con plasticizzazioni limitate e spostamenti al fronte trascurabili.

Con il peggiorare delle caratteristiche meccaniche (GR2b) si nota un aumento delle plasticizzazioni del cavo fino a raggiungere un'estensione pari a 2 volte il raggio di scavo alla massima profondità.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-BX-001-A01	Foglio 59 di 149

Gli spostamenti al fronte invece risultano sempre inferiori al centimetro. In tali condizioni il comportamento del cavo può essere considerato “stabile a breve termine”.

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

Cunicolo locale tecnico

Dai risultati delle analisi si evince un comportamento alla scavo di tipo stabile (deformazioni del fronte prevalentemente elastiche) se ci si riferisce alla formulazione di Tamez. Dal confronto con altri metodi di analisi (Panet) non si possono escludere insorgere di deformazioni di tipo plastico. Quest'ultimo risultato è confermato anche dall'analisi svolte secondo il metodo delle linee caratteristiche.

Visto gli esiti delle valutazioni di stabilità si ritiene necessario prevedere, in via del tutto cautelativa, un adeguato confinamento delle superfici di scavo al fine di limitare l'insorgere di possibili fenomeni di deformazioni plastiche del fronte che possono portare allo sviluppo di locali fenomeni di instabilità.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-BX-001-A01
	Foglio 60 di 149

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-BX-001-A01
	Foglio 61 di 149

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^a 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-BX-001-A01 Foglio 62 di 149

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

Andrà inoltre prevista la realizzazione dei priverivestimenti 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 pozzo – Cunicolo cabina MT/BT

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

PRIVERIVESTIMENTI						
SEZIONE TIPO	Variabilità	centine	passo	sfondi	spritz beton	fcmSB_28gg
	[-]	[-]	[m]	[m]	[cm]	[MPa]
Cunicolo pozzo	Media	HEB200	1	1	30	25
Cunicolo cabina	Media	HEB200	1	1	30	25

CONSOLIDAMENTI AL FRONTE					
SEZIONE TIPO	Variabilità	TIPO	N°	L-interventi	L-sovr
	[-]	[-]	[-]	[m]	[m]
Cunicolo pozzo	Media	VTR-CEM	72	9	5
Cunicolo cabina	Media	VTR-CEM	72	15	6

RIVESTIMENTI				
SEZIONE TIPO	Variabilità	Classe cls Rck	Sp. AR	Sp. CAL
	[-]	[MPa]	[cm]	[cm]
Cunicolo pozzo	Media	30	80	90
Cunicolo cabina	Media	30	80	70

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-BX-001-A01 Foglio 63 di 149

Pozzo di ventilazione

Il pozzo di ventilazione sarà scavato con una sezione circolare di diametro 6.0 m mettendo in opera opportuni interventi di rivestimento di prima e seconda fase. Sarà previsto un consolidamento dall'alto per i primi 15 m costituito da VTR valvolati con lo scopo indurre una compattazione nei terreni superficiali. 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. Verranno installate centine HEA 140/1.0m nella parte di allargo terminale del pozzo, così come riportato negli elaborati grafici.

Nella zona superficiale verranno bullonati tre conci prefabbricati con barre $\phi 28$ lunghe 2 m mentre lungo lo sviluppo si installeranno bullonature ogni 5 conci/centine 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 sarà in calcestruzzo Rck30 con spessore 40 cm e verrà gettato per conci di 30 m (armature non passanti) dopo aver eseguito l'intero scavo. Come si può notare dalle tavole di progetto le gabbie di armatura, prima della realizzazione del getto, saranno agganciate a barre manicottate sui rivestimenti di prima fase.

Cunicolo locale tecnico

In relazione al comportamento deformativo atteso per l'ammasso, si prevede di adottare un preconsolidamento sul nucleo di avanzamento in accoppiamento con un prerivestimento di adeguata rigidità costituito da centine metalliche inglobate nello spritz-beton. Di seguito si sono sintetizzati gli interventi previsti per la sezione tipo in esame.

PRERIVESTIMENTO					
Sezione Tipo	Variabilità	Centine	passo	sfondo	spritz - Beton
[-]	[-]	[-]	[m]	[m]	[m]
B2	Media	HEA 180	1	1	0,2

CONSOLIDAMENTO FRONTE					
Sezione Tipo	Variabilità	Tipo	N°	L- interventi	L- sovapp
[-]	[-]	[-]	[-]	[m]	[m]
B2	Media	VTR-CEM	35	18	6

GENERAL CONTRACTOR



Consorzio Collegamenti Integrati Veloci

ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

IG51-04-E-CV-RO-GN95-BX-001-A01

Foglio
64 di
149

RIVESTIMENTO DEFINITIVO

Sezione Tipo	Variabilità	Cls	Spessore AR	Distanza getto Fronte - Murette	Distanza getto Fronte - AR	Distanza getto Fronte - Calotta
[-]	[-]	[-]	[cm]	[cm]	[m]	[m]
B2	Media	30 Mpa	50	50	5 φ	9 φ

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-BX-001-A01 Foglio 65 di 149

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 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 pozzo – 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. Le analisi di terapia sono state svolte nei medesimi contesti geomeccanici utilizzati in fase di diagnosi.

ANALISI STABILTA' DEL FRONTE - FASE DI TERAPIA - Tamez & Cornejo											
Analisi	Formazione	Sezione tipo	Copertura (m)	D_{eq} (m)	N° VTR	aderenza (KPa)	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	φ (°)	Sfondo (m)	SF
AN1	Ap-GR2b	B2	60,00	10,63	72	220	27,00	190	33,000	1	3,344

Tabella 12. Riepilogo analisi di stabilità fase di terapia: metodo di Tamez & Cornejo

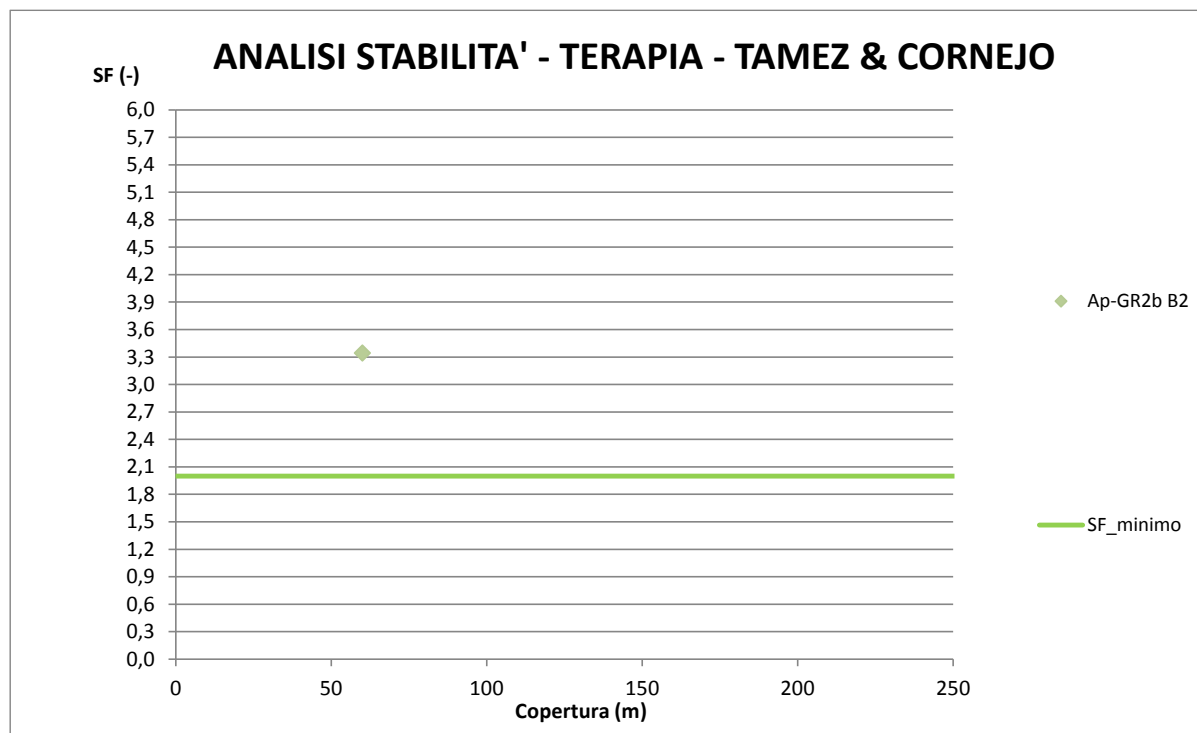


Figura 4 – Riepilogo grafico analisi di stabilità fase di terapia: metodo di Tamez & Cornejo.

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

10.2.2. Verifica con il metodo delle curve caratteristiche

Nel seguito sono presentati i risultati ottenuti con il metodo delle linee caratteristiche considerando gli interventi di terapia descritti nel capitolo precedente.

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 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	Copertura	R _m (m)	U _{fronte} (cm)	R _{pt fronte} (m)	R _{pt fronte} / R _m	U _{messsa opera} (cm)	σ _{spritz} (MPa)	σ _{cert} (MPa)	Cor _{Nrad,prev} (cm)	U _{eq} (cm)	R _{pt,eq} (m)	σ _{cls} * (MPa)
B2	AP - GR2b	60	5,6	0,49	5,92	1,06	0,68	2,09	19,75	0,47	1,17	7,52	1,13

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-BX-001-A01 Foglio 67 di 149

Dove:

- R_m = raggio medio di scavo
- ν =coefficiente di Poisson
- U_{fronte} =spostamento al fronte
- $U_{messa\ in\ opera}$ =spostamento alla messa in opera del prinvestimento
- U_{eq} =spostamento all'equilibrio (rivestimenti definitivi)
- $R_{pl\ fronte}$ =raggio plastico al fronte
- R_{eq} =raggio plastico all'equilibrio (rivestimenti definitivi)
- σ_{spritz} =tensione nello spritz beton
- σ_{cent} =tensione nelle centine metalliche
- σ_{cls}^* =tensione nei rivestimenti definitivi

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.

RISULTATI ANALISI LC - FASE DI TERAPIA							Prinvestimenti				Rivestimenti definitivi		
Sezione tipologica	Formazione geologica	Lunghezza (m)	R_m (m)	U_{fronte} (cm)	$R_{pl\ fronte}$ (m)	$R_{pl\ fronte}/R_m$	$U_{messa\ opera}$ (cm)	σ_{spritz} (MPa)	σ_{cent} (MPa)	$Cor_{V_{rad,preriv}}$ (cm)	U_{eq} (cm)	$R_{pl,eq}$ (m)	σ_{cls}^* (MPa)
B0	aP - GR1	30	3	0,03	3,00	1,00	0,05	0,40	3,87	0,01	0,06	3,10	0,08
B0	aP - GR1	60	3	0,06	3,09	1,03	0,11	0,87	8,44	0,01	0,12	3,32	0,18
B0	aP - GR2a	30	3	0,10	3,25	1,08	0,18	1,05	10,19	0,02	0,20	3,53	0,29
B0	aP - GR2a	60	3	0,22	3,36	1,12	0,39	2,23	21,57	0,03	0,42	3,71	0,62
B0	aP - GR2b	30	3	0,17	3,50	1,17	0,28	1,50	14,56	0,02	0,31	3,91	0,43
B0	aP - GR2b	60	3	0,37	3,64	1,21	0,62	3,13	30,32	0,04	0,67	4,12	0,90

Tabella 13. Fase di terapia cunicolo sezione corrente: risultati linee caratteristiche argille a palombini

Dove:

- R_m = raggio medio di scavo
- ν =coefficiente di Poisson
- U_{fronte} =spostamento al fronte
- $U_{messa\ in\ opera}$ =spostamento alla messa in opera del prinvestimento
- U_{eq} =spostamento all'equilibrio (rivestimenti definitivi)

- $R_{pl\ fronte}$ =raggio plastico al fronte
- R_{eq} =raggio plastico all'equilibrio (rivestimenti definitivi)
- σ_{spritz} =tensione nello spritz beton
- σ_{cent} =tensione nelle centine metalliche
- σ_{cls}^* =tensione nei rivestimenti definitivi

10.4. Cunicolo locale tecnico

10.4.1. 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. 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_{eq} (m)	N° VTR	$\tau_{aderenza}$ (KPa)	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	φ (°)	SF	
AN1_t	AP-G2b	Sezione 1	60	5,17	35	150	27	190,0	33,0	3,50	

Tabella 14- Fase di Terapia- Riepilogo Analisi stabilità del fronte metodo di Tamez & Cornejo.

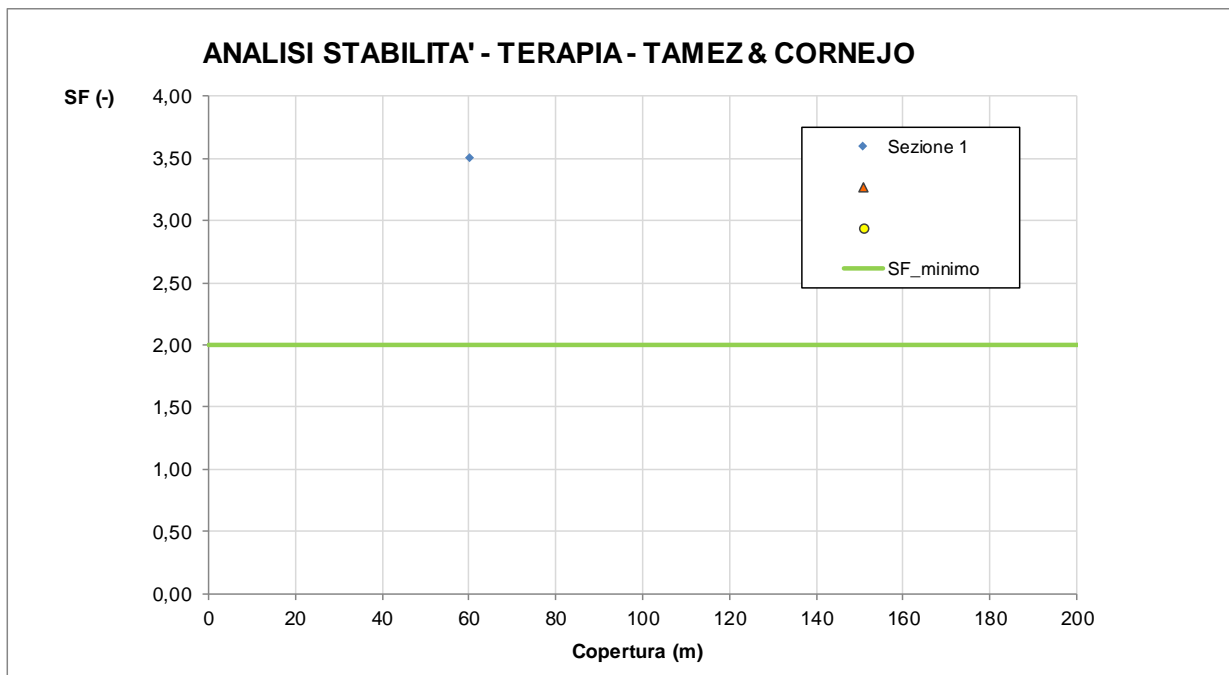


Figura 8 – Fase di Terapia– Riepilogo analisi di stabilità metodo di Tamez & Cornejo.

Le analisi svolte mostrano che gli interventi previsti in progetto assicurano un margine di sicurezza rispetto al valore “limite” assunto pari a 2.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-BX-001-A01
	Foglio 69 di 149

10.4.1. Verifica con il metodo delle curve caratteristiche

Nel seguito sono presentati i risultati ottenuti con il metodo delle linee caratteristiche considerando gli interventi di terapia descritti nel capitolo precedente. È necessario specificare che l'utilizzo del metodo "transfer-matrix" 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 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	Copertura	R _m (m)	U _{fronte} (cm)	R _{pl fronte} (m)	R _{pl fronte} / R _m	U _{messa in opera} (cm)	σ _{spritz} (MPa)	σ _{cent} (MPa)	CONV _{rad,previv} (cm)	U _{eq} (cm)	R _{pl,eq} (m)	σ _{cls} * (MPa)
B2	AP-Gr2B	60	2,5	0,2	2,55	1,02	0,31	1,15	10,52	0,12	0,42	3,25	0,55

Figura 9- Fase di terapia locate tecnico: risultati analisi con il metodo delle LC.

Dove:

- R_m= raggio medio di scavo
- ν=coefficiente di Poisson
- U_{fronte}=spostamento al fronte
- U_{messa in opera}=spostamento alla messa in opera del prerivestimento
- U_{eq}=spostamento all'equilibrio (rivestimenti definitivi)
- R_{pl fronte}=raggio plastico al fronte
- R_{eq}=raggio plastico all'equilibrio (rivestimenti definitivi)
- σ_{spritz}=tensione nello spritz beton
- σ_{cent}=tensione nelle centine metalliche
- σ_{cls} *=tensione nei rivestimenti definitivi

10.5. Considerazioni conclusive sul comportamento dello scavo in fase di terapia

Le analisi di terapia relative alle varie parti d'opera hanno mostrato l'efficacia degli interventi previsti indicando buoni margini di sicurezza rispetto ai valori minimi da rispettare.

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 delle 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-BX-001-A01 Foglio 70 di 149

11. VERIFICHE CON METODI NUMERICI AGLI ELEMENTI FINITI

11.1. Definizione delle sezioni di calcolo e verifica

11.1.1. Cunicolo di collegamento pozzo – Cunicolo cabina MT/BT

Nei seguenti paragrafi verrà descritto il modello di calcolo impiegato per il dimensionamento dei rivestimenti di prima fase e definitivi del cunicolo di collegamento del pozzo e del cunicolo cabina MT/BT. In particolare si svolgerà un'analisi numerica all'interno della formazione geomeccanica GR2b con una copertura di 60 m.

Al fine di definire le condizioni di carico sui rivestimenti (di prima fase e definitivi), è stato fatto ricorso alla modellazione numerica bidimensionale con il codice di calcolo Plaxis 2011. In particolare è stato possibile 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 priverestimenti in funzione dei tempi di maturazione dello spritz beton 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 e cunicolo cabina MT/BT – Sezione B2	GR2b	60
4	Cunicolo di collegamento locale tecnico – Sezione B2	GR2b	60

Tabella 15. Descrizioni dei modelli numerici impiegati

Nei paragrafi seguenti verrà descritta in maniera dettagliata la stratigrafia di calcolo.

11.1.2. Pozzo di aereazione

Per la valutazione del carico agente sui rivestimenti di prima fase e definitivi del pozzo di aereazione sono stati realizzati due modelli numerici in condizioni assialsimmetriche con il programma di calcolo Plaxis 2011 a differenti profondità come indicato nella tabella seguente.

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 al rivestimento definitivo un vincolo appoggio all'estremità inferiore del modello.

ANALISI	SEZIONE TIPO	FORMAZIONE GEOLOGICA	Lunghezza [m]	Profondità [m]
2	Pozzo di aereazione	Argille a Palombini	30	0-30

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci		ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
		IG51-04-E-CV-RO-GN95-BX-001-A01	Foglio 71 di 149

3	Pozzo di aereazione	Argille a Palombini	30	30-60
---	---------------------	---------------------	----	-------

Nei paragrafi seguenti verrà descritta in maniera dettagliata la stratigrafia di calcolo.

11.1.3. Condizioni idrogeologiche

Vista la sostanziale impermeabilità della formazione delle Argille a Palombini, non è stata tenuta in conto la presenza della falda nei modelli numerici realizzati; la relazione idrogeologica infatti segnala solo la presenza di possibili stillicidi durante l'esecuzione degli scavi. La messa in opera del sistema di impermeabilizzazione inoltre garantirà un opportuno drenaggio delle acque di falda eventualmente presenti a causa di un'intensa fratturazione dell'ammasso. In via cautelativa sarà comunque tenuto in conto un ipotetico carico idraulico nel modello del pozzo superficiale sommando allo sforzo normale agente nel lungo termine nei rivestimenti definitivi l'azione ricavata con la formula di Mariotte a partire dalla pressione esterna agente.

11.1.4. Modellazione dell'ammasso e degli elementi strutturali

Parametri Geotecnici d'ammasso

Il modello di rottura adottato per le argille a palombini è quello di Mohr-Coulomb i cui parametri sono stati riportati nelle tabelle seguenti. Tali parametri sono assunti in accordo con quanto mostrato nel capitolo di inquadramento geotecnico.

Per il modello del cunicolo si adopererà un unico strato con le seguenti caratteristiche meccaniche.

Formazione	Copertura	γ	ϕ	c	E_{op}	E_{ur}
	(m)	(kN/m ³)	(°)	(kPa)	(Mpa)	(Mpa)
aP GR2b	60	27	33	190	1250	2500

Tabella 16. Argille a Palombini: Parametri di Resistenza Criterio di Mohr-Coulomb – GR2b

Nell'analisi di lungo termine verrà considerato una fascia di terreno al contorno del cavo dotata delle caratteristiche meccaniche residue del gruppo geomeccanico. Il coefficiente di spinta a riposo è stato posto pari a 1.

Per i due modelli del pozzo si considerano le seguenti stratigrafie.

Formazione	Profondità	γ	ϕ	c	E_{op}	E_{ur}
	(m)	(kN/m ³)	(°)	(kPa)	(Mpa)	(Mpa)
Alterazioni aP_sup	0-5	26	28	40	80	240
Alterazione aP_inf	5-15	26	28	80	150	300
aP GR1	15-30	27	40	300	3000	6000

Tabella 17. Argille a Palombini: Parametri di Resistenza Criterio di Mohr-Coulomb – Primo modello pozzo

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-BX-001-A01 Foglio 72 di 149

Formazione	Profondità	γ	ϕ	c	E_{op}	E_{ur}
	(m)	(kN/m ³)	(°)	(kPa)	(Mpa)	(Mpa)
aP GR1	30-55	27	40	420	5400	10800
aP GR2b	>55	27	33	190	1250	2500

Tabella 18. Argille a Palombini: Parametri di Resistenza Criterio di Mohr-Coulomb – Secondo modello pozzo

Il valore del coefficiente di spinta a riposo è stato posto pari a $1 - \sin\phi$ per il primo modello e pari a 1 per il secondo.

Consolidamento dall'alto

Il consolidamento al contorno del pozzo realizzato per i primi 15 m di profondità verrà simulato nei modelli di calcolo con un terreno dotato di modulo elastico pari al doppio di quello del terreno di base, coesione pari a 500 kPa e angolo d'attrito nullo (modello alla Tresca).

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 ν , 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:

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

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

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

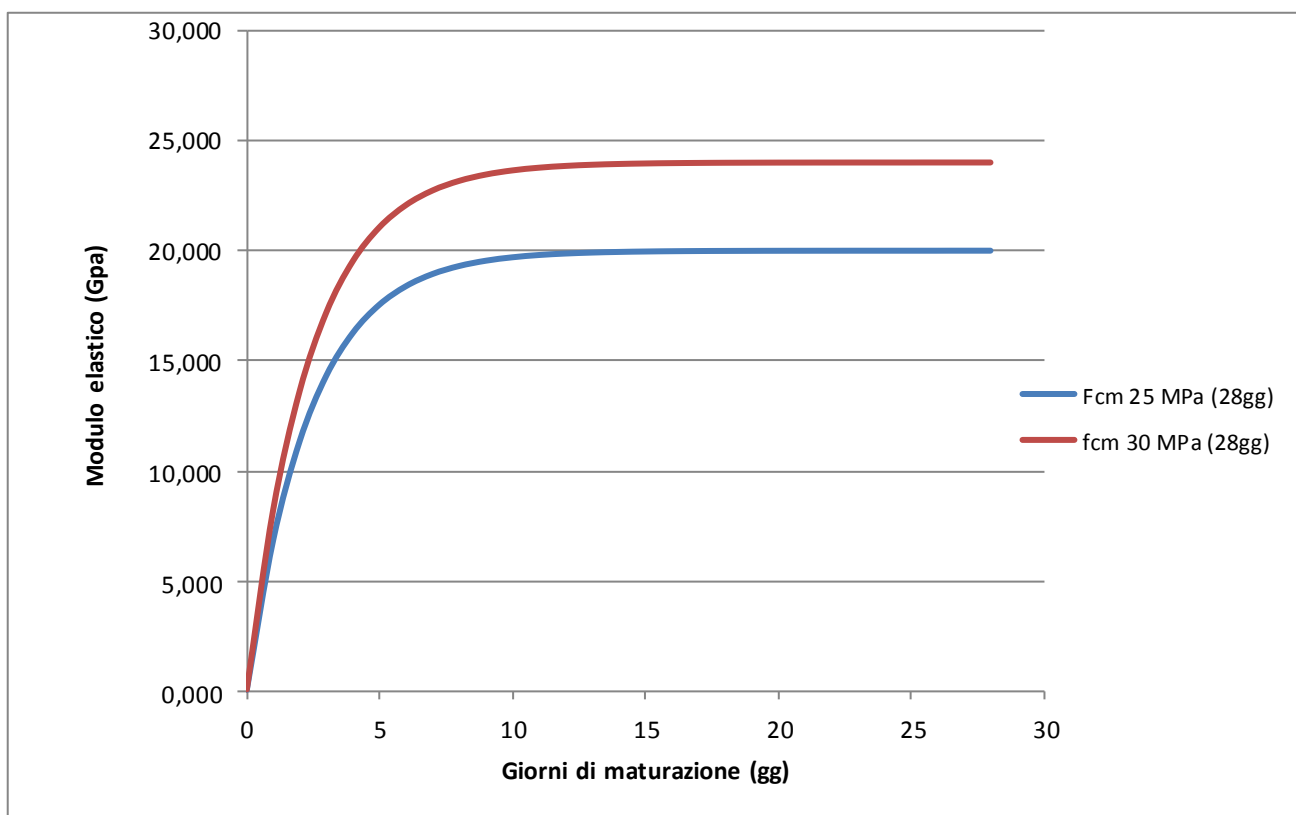
s Spessore di spritz beton impiegato

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 (*)

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-BX-001-A01

Foglio
74 di
149

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.

11.1.5. 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.

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 λ , 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 nella descrizione dei singoli modelli a cui si rimanda.

11.2. Modello 1: Sezione corrente cunicolo pozzo – Cunicolo cabina MT/BT

Il terreno è stato modellato attraverso un unico strato con una copertura in chiave calotta di 60m, avente le caratteristiche del Gruppo geomeccanico 2b delle Argille a Palombini precedentemente riportate. 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 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 19. Sezione corrente consolidata al fronte: spessori rivestimento definitivo

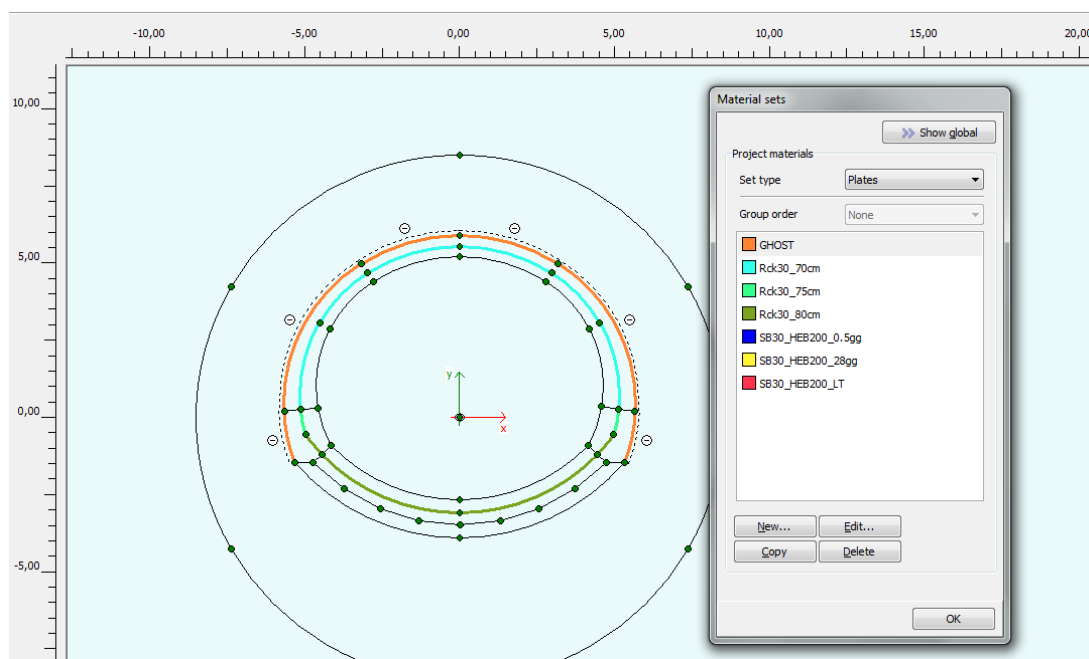


Figura 11-1. Sezione corrente: geometria di scavo e spessori

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-BX-001-A01 <table border="1" data-bbox="1420 224 1532 315"> <tr> <td>Foglio 76 di 149</td> </tr> </table>	Foglio 76 di 149
Foglio 76 di 149		

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° 54764 nodi.

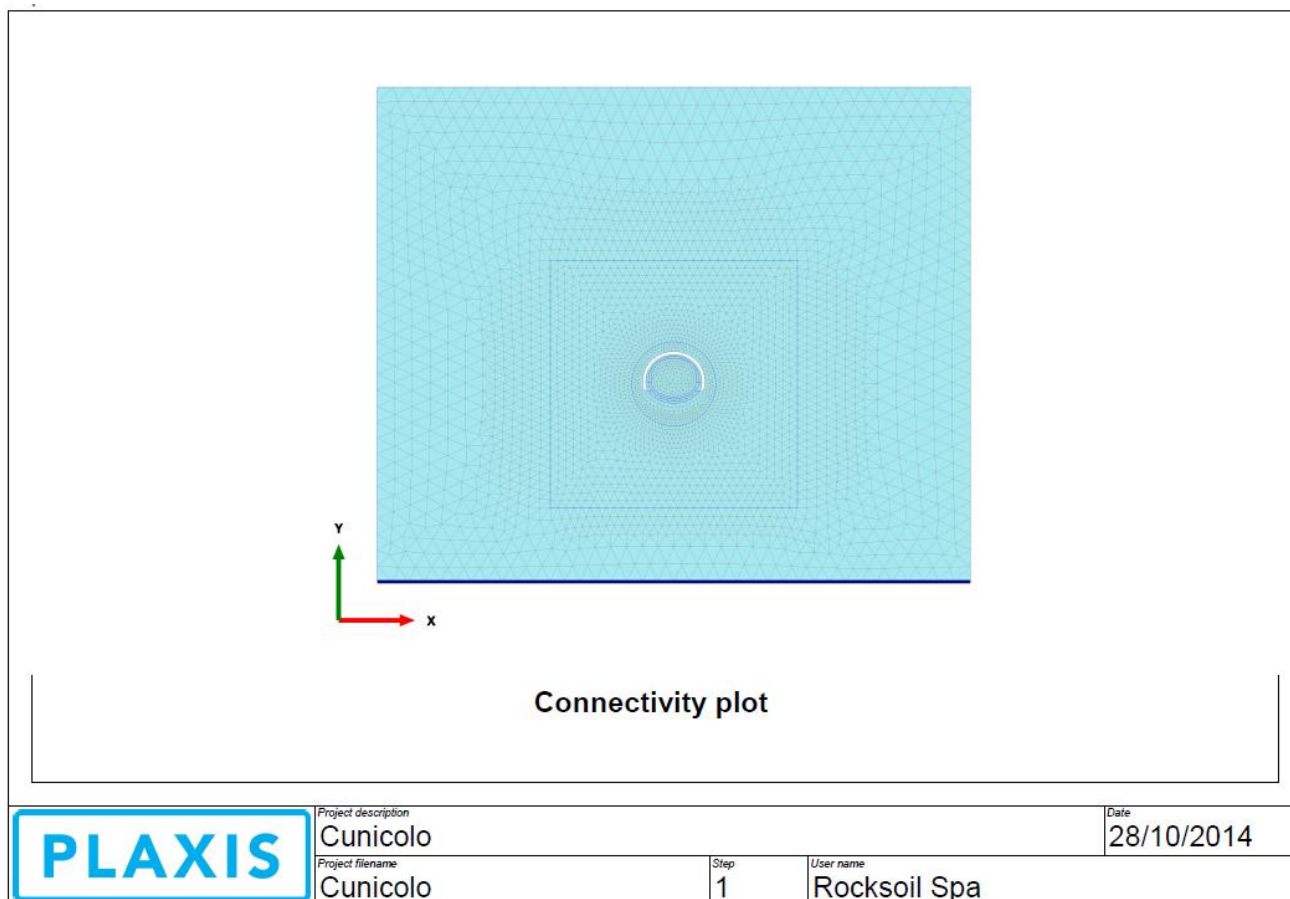


Figura 11-2. Mesh di calcolo

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-K₀” 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 (K₀). Dato che tale procedura è utilizzata

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-BX-001-A01 Foglio 77 di 149

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.

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 _{28gg} [Gpa]	20
Spessore [m]	0,3

Maturazione	E _{om}	S _{om}	EA	EI
[gg]	[Gpa]	[m]	[KN]	[KN*m ²]
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.

LAVORO COCIV - TERZO VALICO		Copertura 60m				
Sezione Cunicolo		Litotipo aP_GR2b				
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	65%	-
Phase 3	Avanzamento mezzo sfondo	0	65%	0,5	71,0%	-
Phase 4	Installazione prerivestimento e avanzamento	0,5	71,0%	1,5	80,0%	0.5 gg
Phase 5	Maturazione prerivestimento e avanzamento	1,5	80,0%	10	85,0%	28gg
Phase 6	Getto arco rovescio e murette	10	85,0%	≈ 2 diametri	95,0%	28gg
Phase 7	Getto calotte	≈ 2 diametri	95,0%	≈ 2 diametri	100%	28gg
Phase 8 LT	Analisi di lungo termine	≈ 2 diametri	100%	+∞	100%	-

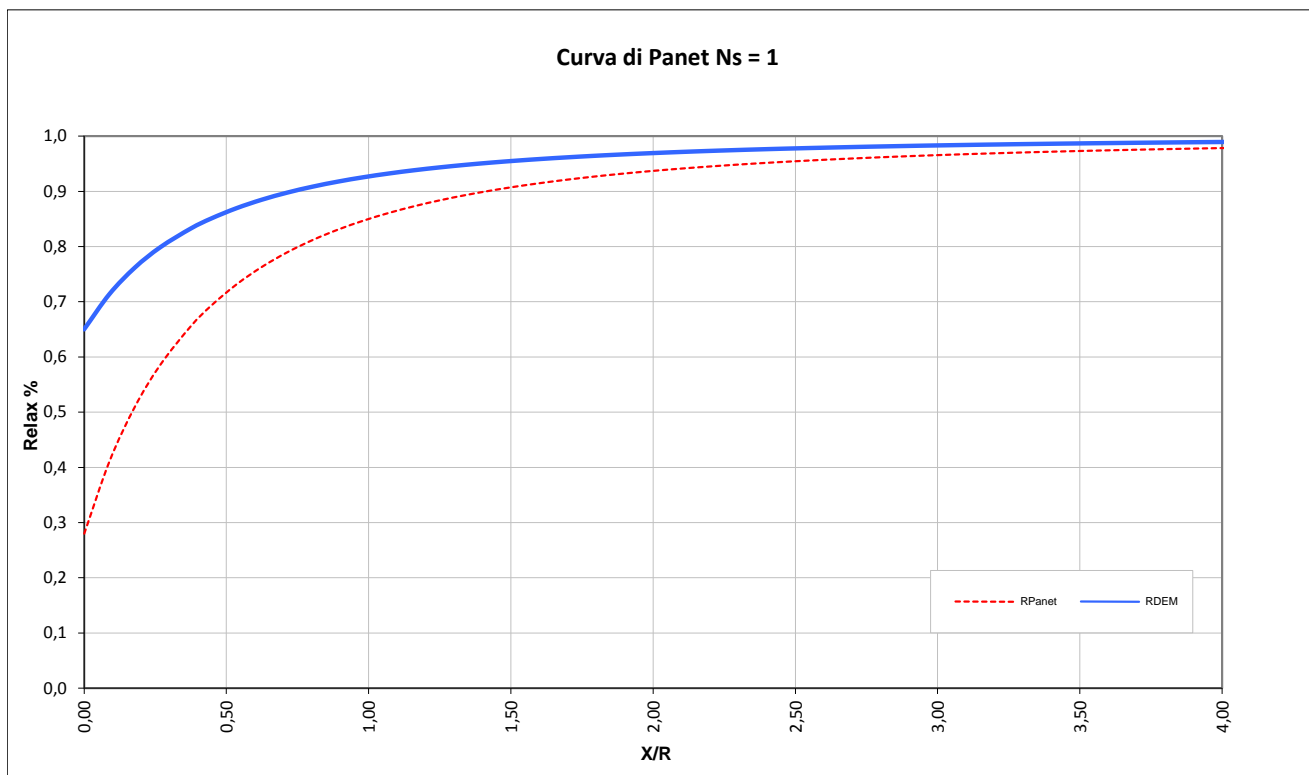


Tabella 20. Sezione corrente – Fasi di calcolo e M-STAGE

11.3. Modello 2: Pozzo di aereazione profondità 0-30 m

La sezione di calcolo modellata è rappresentativa delle reali condizioni di scavo del pozzo in esame per i primi 30 m di profondità. In funzione delle informazioni reperite dai sondaggi di progetto definitivo si è scelta la seguente stratigrafia di calcolo.

Formazione	Profondità	γ	ϕ	c	E_{op}	E_{ur}
	(m)	(kN/m ³)	(°)	(kPa)	(Mpa)	(Mpa)
Alterazioni aP_sup	0-5	26	28	40	80	240
Alterazione aP_inf	5-15	26	28	80	150	300
aP GR1	15-30	27	40	300	3000	6000

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 mezzera 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

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-BX-001-A01 Foglio 79 di 149

numerico: i valori ottenuti sono quindi stati moltiplicati per tale coefficiente in modo da giungere alle azioni sollecitanti per il dimensionamento strutturale.

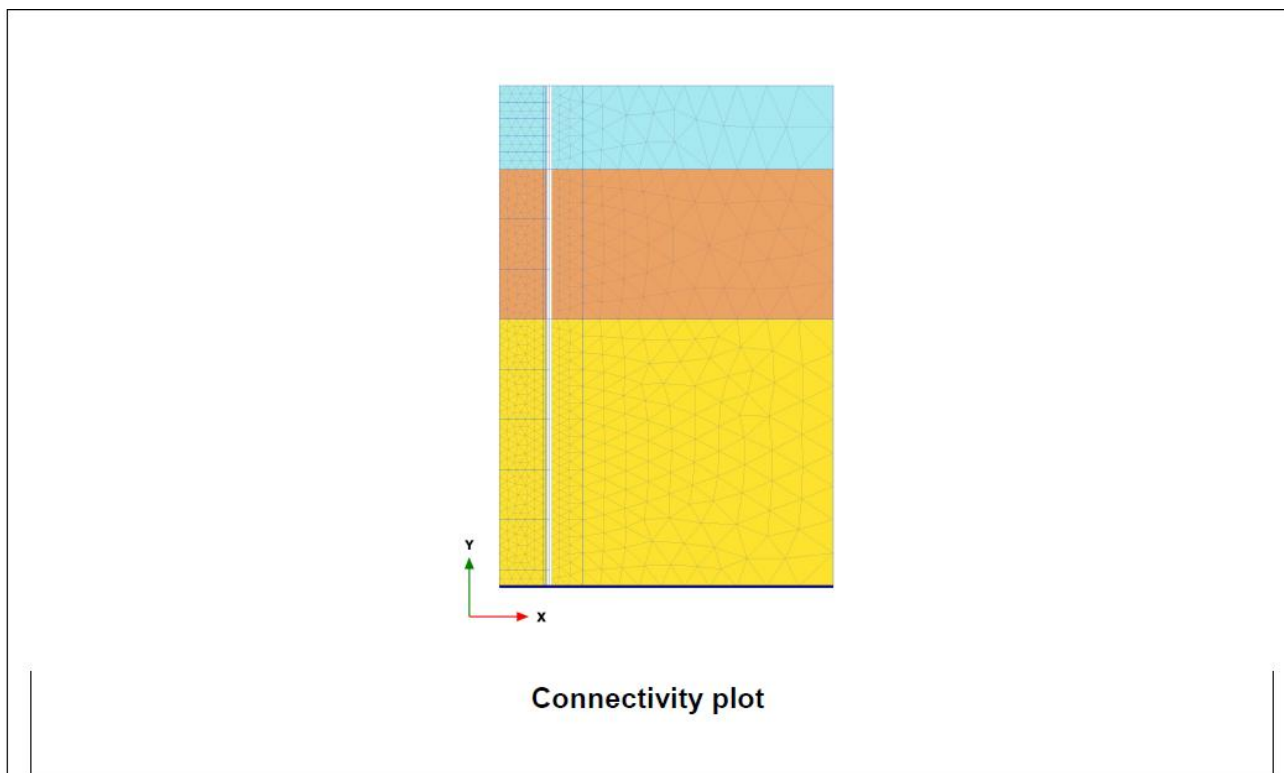
Per simulare la presenza della gru a cavalletto necessaria per l'allargamento dello scavo del pozzo, è stato inserito un carico a monte dell'imbocco del pozzo. Tale carico è stato valutato in funzione degli schemi statici di tali sistemi di gru e distribuito su una fondazione di larghezza pari a 1.5m; ne risulta quindi un carico distribuito pari a circa 65 kN/m². 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 delle Argille a Palombini 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:

C (coefficiente di intensità sismica)	0.04
ϵ (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 30 m: essa è costituita da elementi triangolari a 15 nodi per un totale di n°13847 nodi. Si ricorda che il modello è di tipo 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		28/10/2014	
Project filename		Step	User name	
Pozzo di areazione 1_GN ...		1	Rocksoil Spa	

Figura 11-3- Pozzo – mesh di calcolo

Per quanto riguarda le condizioni iniziali denominate “*Initial Phase*” si fa riferimento alla “Procedura- K_0 ” 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 resistenza del sistema di conci metallici impiegato nella modellazione è di seguito riepilogato:

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

Spritz - Beton	
E_{28gg} [Gpa]	20
Spessore [m]	0,1

Maturazione	E_{om}	S_{om}	EA	EI
[gg]	[Gpa]	[m]	[KN]	[KN*m ²]
28	24,442	0,0950	2322985	1749

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-BX-001-A01 Foglio 81 di 149

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

LAVORO COCIV - TERZO VALICO	
Opera Pozzo GN95B - modello superficiale	
TIME	DESCRIZIONE
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.

11.4. Modello 3: Pozzo di aereazione profondità 30-60 m

La sezione di calcolo modellata è rappresentativa delle reali condizioni di scavo del pozzo in esame per le profondità comprese tra 30 m e 60 m dal piano campagna. In funzione delle informazioni reperite dai sondaggi di progetto definitivo si è scelta la seguente stratigrafia di calcolo.

Formazione	Profondità	γ	ϕ	c	E_{op}	E_{ur}
	(m)	(kN/m ³)	(°)	(kPa)	(Mpa)	(Mpa)
aP GR1	30-55	27	40	420	5400	10800
aP GR2b	>55	27	33	190	1250	2500

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 mezzera 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.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-BX-001-A01 Foglio 82 di 149

Viste le fasi di scavo e l'impermeabilità della formazione delle Argille a Palombini il livello di falda è non è stato inserito nel modello di calcolo.

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:

C (coefficiente di intensità sismica)	0.04
ϵ (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 30 m: essa è costituita da elementi triangolari a 15 nodi per un totale di n°24229 nodi. Si ricorda che il modello è di tipo 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.

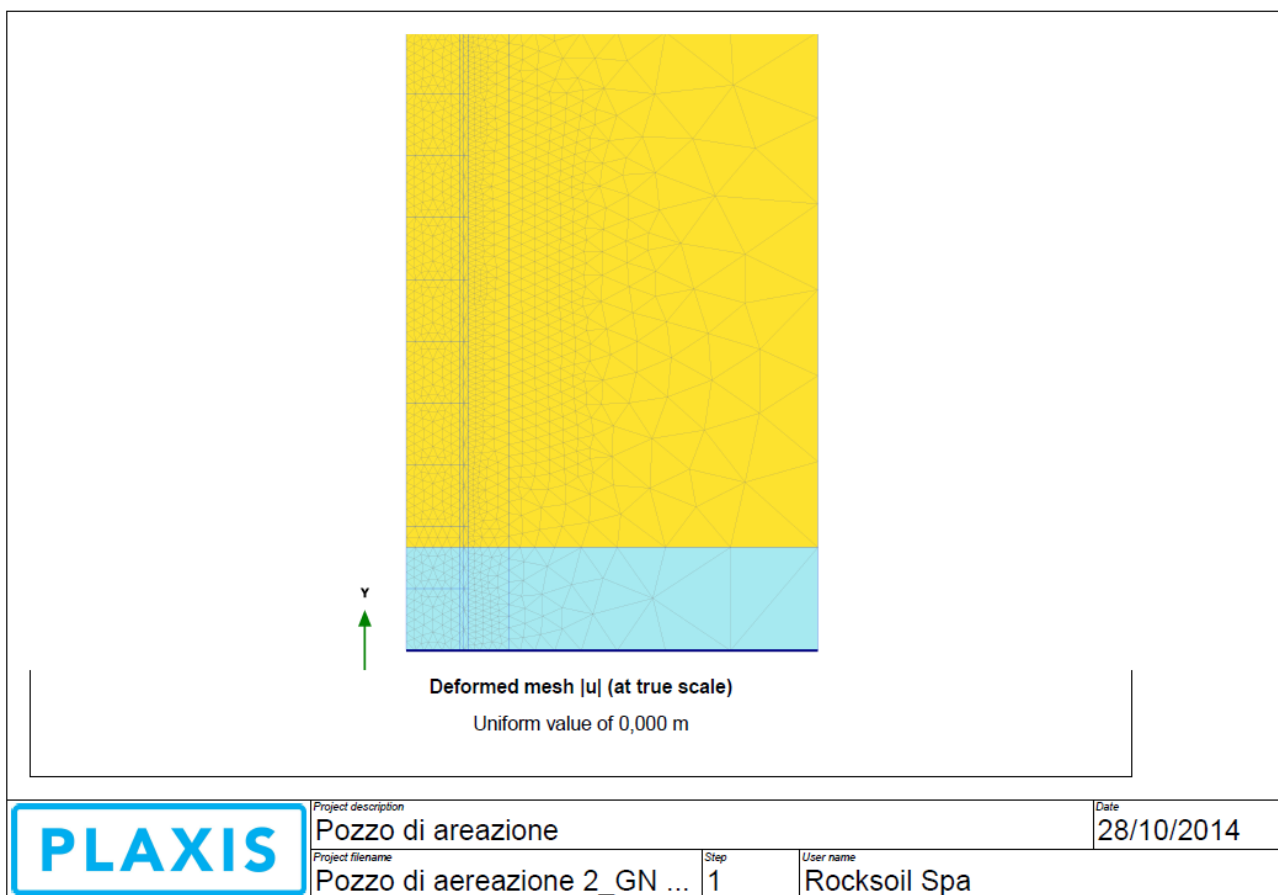


Figura 11-4 - Pozzo – mesh di calcolo

Per quanto riguarda le condizioni iniziali denominate “*Initial Phase*” si fa riferimento alla “Procedura-K₀” 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.

11.4.1. Rivestimenti di prima fase e fasi di calcolo

Le caratteristiche di resistenza del sistema di conchi metallici impiegato nella modellazione è di seguito riepilogato:

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

Spritz - Beton	
E _{28gg} [Gpa]	20
Spessore [m]	0,1

Maturazione	E _{om}	s _{om}	EA	EI
[gg]	[Gpa]	[m]	[KN]	[KN*m ²]
28	24,442	0,0950	2322985	1749

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-BX-001-A01 Foglio 84 di 149

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

LAVORO COCIV - TERZO VALICO	
Opera Pozzo GN95B - modello profondo	
TIME	DESCRIZIONE
Phase 1	Geostatico
...
Phase i	Esecuzione scavo
Phase i+1	Messa in opera sistema di prerivestimento
...	...
Phase 22	Getto rivestimento definitivo
Phase 23	Lungo termine: disattivazione prerivestimento
Phase 24	Applicazione azione sismica

Si ricorda che per gli scavi si utilizzeranno sfondi di 3.0 m.

11.5. Modello 4: Sezione corrente cunicolo locale tecnico

Il terreno è stato modellato attraverso un unico strato con una copertura in chiave calotta di 60m, avente le caratteristiche del Gruppo geomeccanico 2b delle Argille a Palombini precedentemente riportate. 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 rigidità 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 mezzera 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. Nella seguente tabella e nella successiva immagine sono mostrati gli spessori impiegati nel modello di calcolo. Si nota che la sagoma reale presenta un ringrosso in chiave calotta che non è stato tenuto in conto nella modellazione.

	Spessori impiegati (cm)
Calotta	50
Murette e piedritti	50
Arco rovescio	50

Tabella 21. Sezione corrente consolidata al fronte: spessori rivestimento definitivo

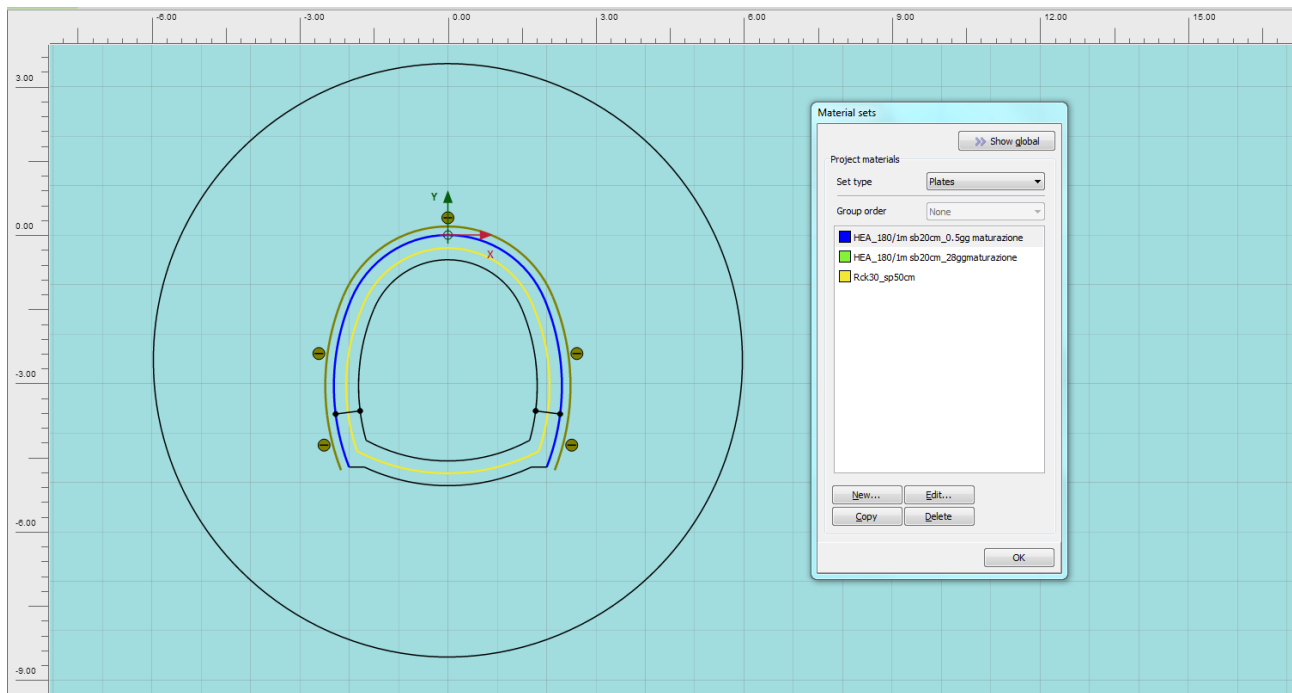


Figura 11-5. Sezione corrente: geometria di scavo e spessori

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° 188472 nodi.

Output Version 2016.1.21797.15047

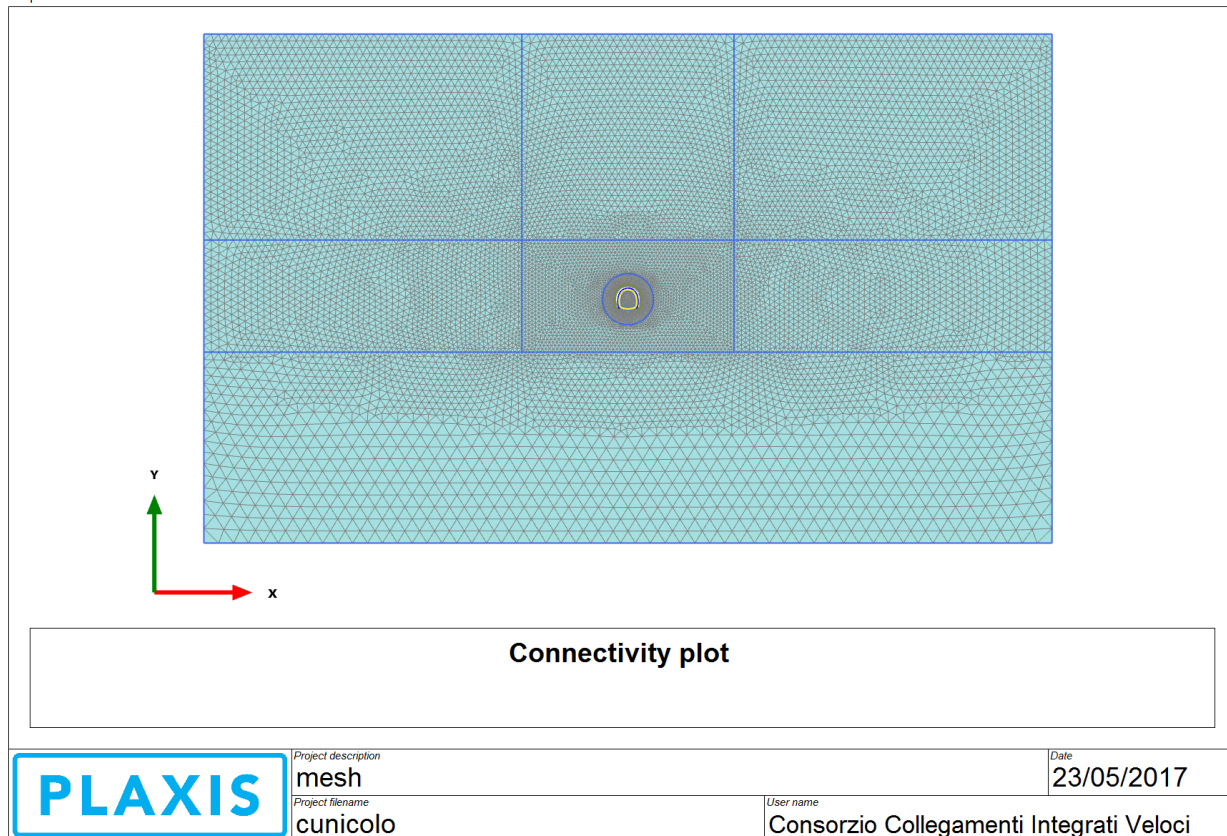


Figura 11-6. Mesh di calcolo

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-K₀” 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 (K₀). 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-BX-001-A01 Foglio 87 di 149

11.5.1. Rivestimenti di prima fase e fasi di calcolo

Si riportano le caratteristiche principali delle sezioni omogenizzate composte da centine e spritz – beton nel calcolo.

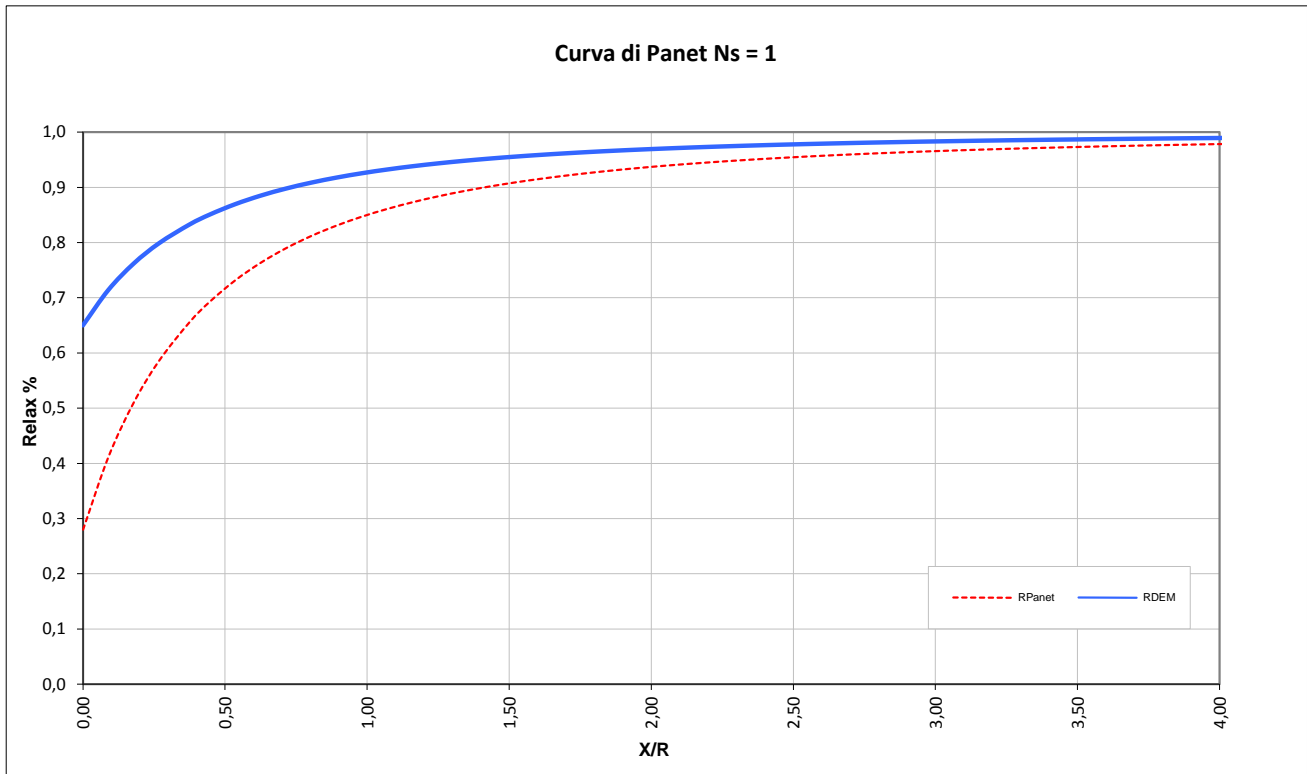
Centina	HE 180 A
n°	1,0
Passo [m]	1,0
E [Gpa]	210,0

Spritz - Beton	
E _{28gg} [Gpa]	20
Spessore [m]	0,2

Maturazione	E _{om}	S _{om}	EA	EI
[gg]	[Gpa]	[m]	[KN]	[KN*m ²]
0,5	7,232	0,2338	1690771	7701
28	22,986	0,2114	4859719	18102

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.

LAVORO COCIV - TERZO VALICO		Copertura 60m				
Sezione Cunicolo		Litotipo aP_GR2b				
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	65%	-
Phase 3	Avanzamento mezzo sfondo	0	65%	0,5	71,0%	-
Phase 4	Installazione prerivestimento e avanzamento	0,5	71,0%	1,5	80,0%	0.5 gg
Phase 5	Maturazione prerivestimento e avanzamento	1,5	80,0%	10	85,0%	28gg
Phase 6	Getto arco rovescio e murette	10	85,0%	≈ 2 diametri	95,0%	28gg
Phase 7	Getto calotte	≈ 2 diametri	95,0%	≈ 2 diametri	100%	28gg
Phase 8 LT	Analisi di lungo termine	≈ 2 diametri	100%	+∞	100%	-

**Tabella 22. 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-BX-001-A01 Foglio 89 di 149

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 (fcm \geq 25 MPa a 28gg) fcm* \geq 4 MPa a 0.5 gg fcm \geq 25 MPa a 28 gg	$\sigma_{amm} = 3.1 \text{ MPa a } 0.5\text{gg}$ $\sigma_{amm} = 19.2 \text{ MPa a } 28\text{gg}$

(*) 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-BX-001-A01 Foglio 90 di 149

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 τ 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 23. 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:

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

dove

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

L'apertura delle fessure vale:

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>IG51-04-E-CV-RO-GN95-BX-001-A01</p> <p>Foglio 91 di 149</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
Φ	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-BX-001-A01 Foglio 92 di 149

12.2. Modello 1: Sezione corrente cunicolo pozzo – cunicolo cabina MT/BT

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 inferiori al centimetro.

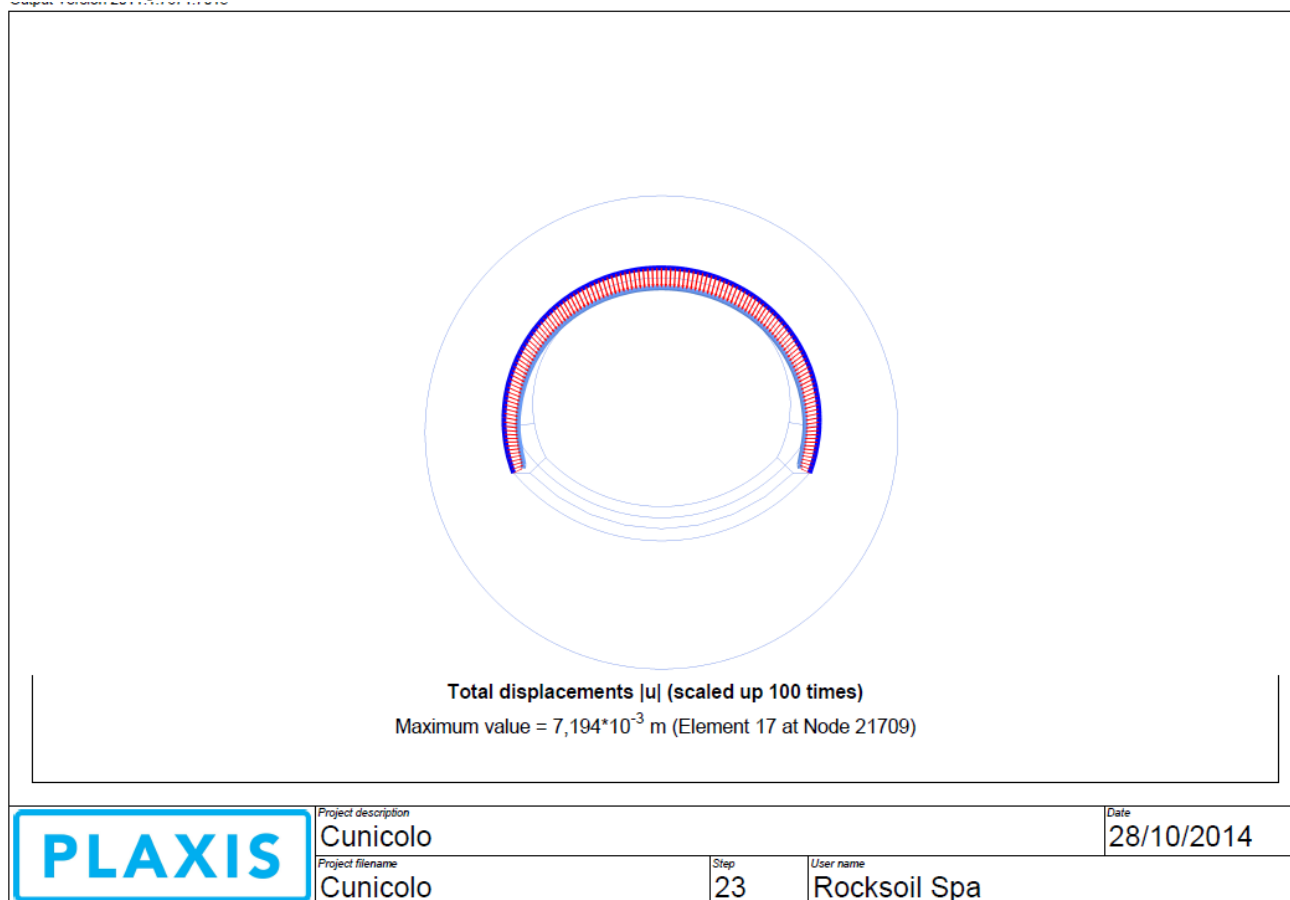


Figura 12-1. Spostamenti finali cavo (fase 8 LT)

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).

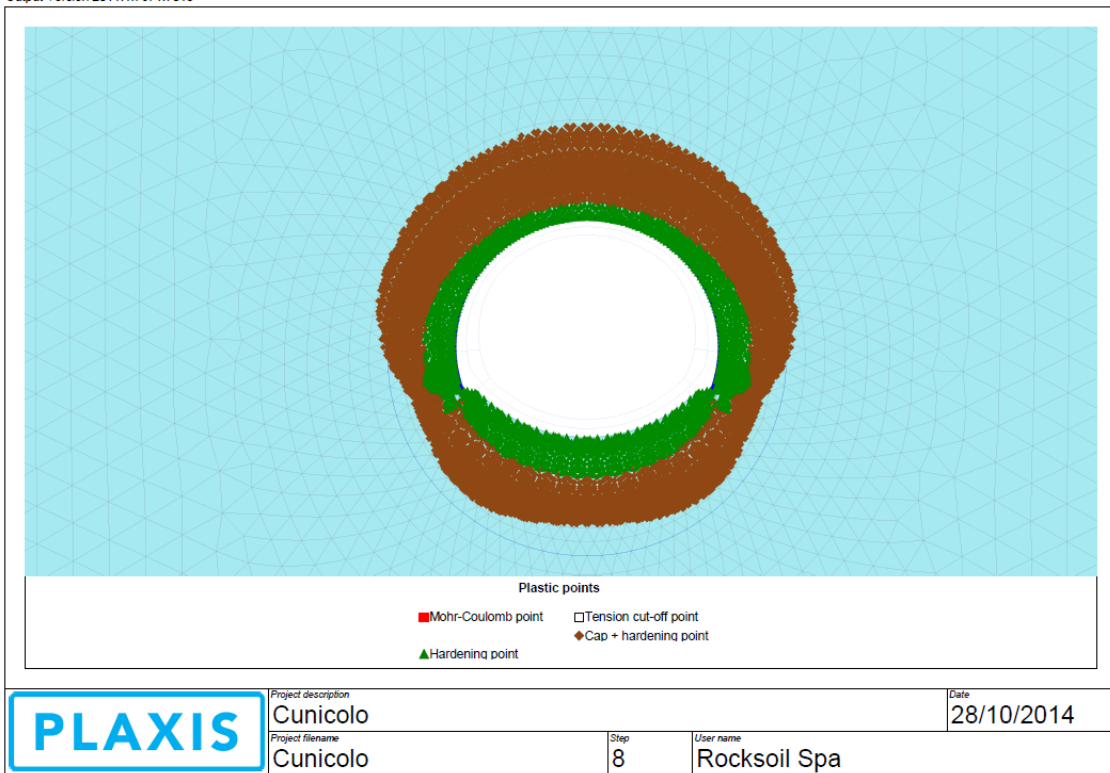


Figura 12-2. Fase 4 (installazione prerivestimento). Zone plasticizzate

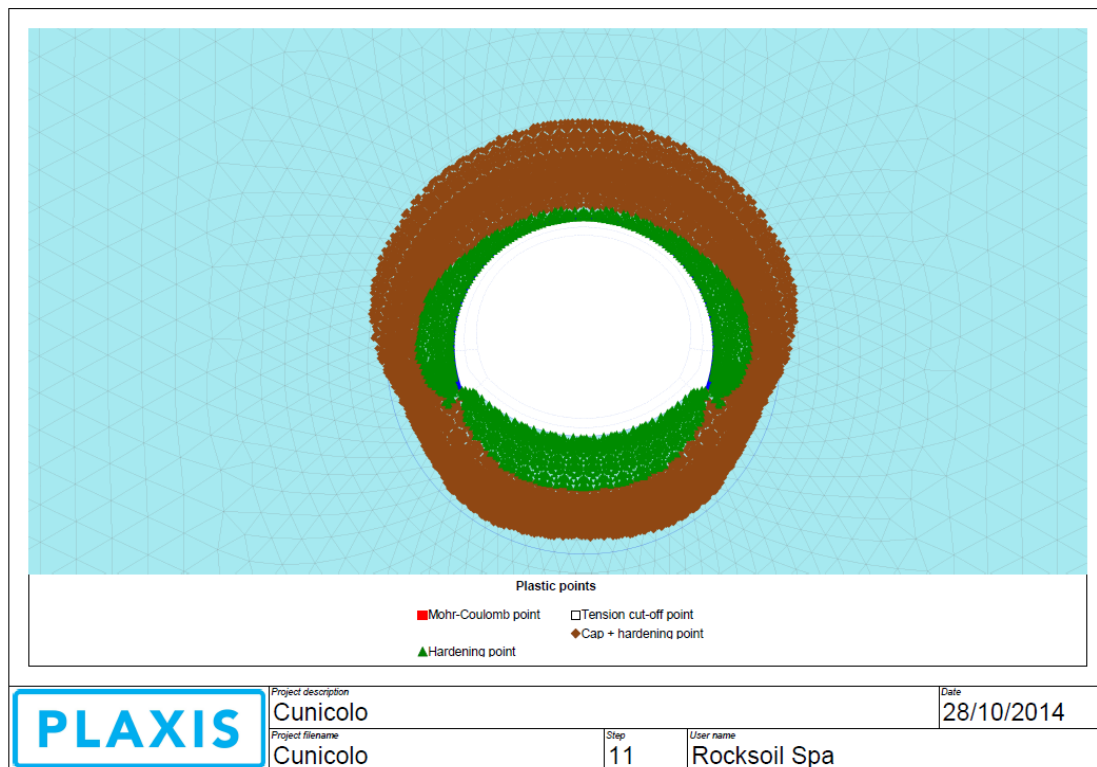
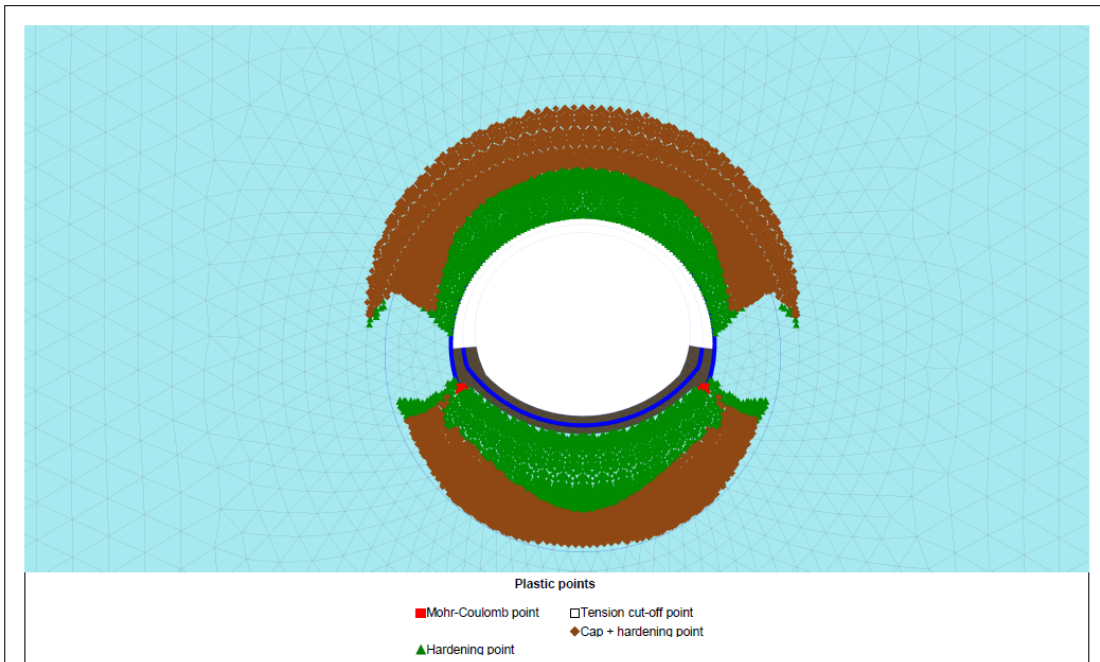
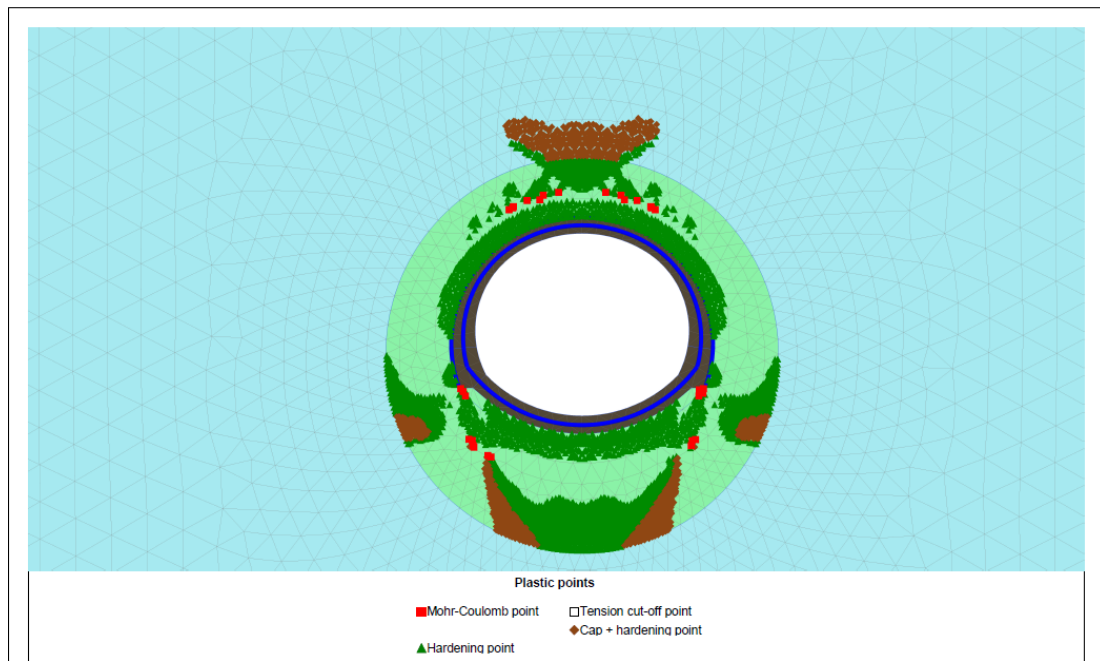


Figura 12-3. Fase 5 (fine maturazione spritz-beton). Zone plasticizzate



PLAXIS	Project description	Cunicolo		Date	28/10/2014
	Project filename	Cunicolo	Step	14	User name

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



PLAXIS	Project description	Cunicolo		Date	28/10/2014
	Project filename	Cunicolo	Step	23	User name

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-BX-001-A01 Foglio 95 di 149

Per quanto riguarda il prerivestimento, la convergenza totale media rilevata risulta inferiore al centimetro. Il rivestimento definitivo è caratterizzato invece da una deformazione media dell'ordine del millimetro.

SEZIONE	Preconvergenza (phase 2)	Δ spostamento prerivestimenti (phase 7-2)	Δ spostamento rivestimento definitivo (phase 8-7)
	[cm]	[cm]	[cm]
Chiave calotta Verticale	0.48	0.19	<0.1
Piano centri Orizzontale	0.37	0.13	<0.1
Chiave arco rovescio Verticale	0.45	-	<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 24. Caratteristiche prerivestimento

Lo stato di sollecitazione nel prerivestimento risulta compatibile con i profilati e le geometrie adottate, con momenti flettenti che raggiungono i 50 KN*m/m ed azioni assiali prossime ai 1300 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)	σ_s (MPa)	$\sigma_{amm,s}$ (MPa)	σ_{sb} (MPa)	$\sigma_{amm,sb}$ (MPa)	τ (MPa)	$\tau_{amm,s}$ (MPa)
4	0,5	27,2	190	0,6	3,1	18,4	109,7
5	28	16,7	190	1,9	19,2	33,2	109,7
6	28	41,7	190	5,8	19,2	77,6	109,7
7	28	42,7	190	5,9	19,2	77,7	109,7

Tabella 25. Valori tensionali massimi e verifiche nel prerivestimento

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-BX-001-A01 Foglio 96 di 149

Il rivestimento definitivo mostra in calotta sollecitazioni flettenti massime di 40 kNm/m e azioni assiali di circa 500 kN/m. In arco rovescio i momenti flettenti raggiungono 90 kNm/m e sforzi normali di 1500 kN/m circa.

L'armatura adottata è riportata nella Tabella 26.

FERRI ARMATURA PRINCIPALE		
	Intradosso	Estradosso
Arco rovescio	$\phi 20/20$	$\phi 20/20$
Calotta	$\phi 20/20$	$\phi 20/20$

Tabella 26. Armatura rivestimento definitivo

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 nella quale si verificano le sollecitazioni maggiori.

H	σ_c	σ_s	N	M	τ	V
[m]	[MPa]	[MPa]	[kN]	[kNm]	[MPa]	[kN]
0,7	-0,9	-12,3	-368,6	-38,6	0,036	20,2
0,75	-1,4	-19,8	-746,3	-50,9	0,241	146,4
0,8	-2,5	-34,9	-1500,6	82,1	-0,217	-140,4

Tabella 27. Valori tensionali massimi nei rivestimenti definitivi

Come si nota, le verifiche sono tutte ampiamente soddisfatte. Poiché si verifica ovunque $\tau < \tau_{co}$ non è necessario disporre armatura specifica a taglio; l'armatura sarà quella minima prescritta da normativa. In allegato sono riportate invece le verifiche sezionali per tutti i beam con i quali si è discretizzata la struttura. Si osserva che lo stato di sollecitazione nei rivestimenti definitivi fornito dal programma produce sezioni prevalentemente compresse; va ricordato però che le effettive condizioni di carico ed al contorno che si verificheranno in sito indurranno nelle strutture uno stato di sforzo tridimensionale che non è possibile cogliere con il modello realizzato: si è deciso pertanto di inserire un adeguato quantitativo di armatura al fine di assorbire le sollecitazioni che nasceranno nelle zone di collegamento con le canne delle Gallerie e in corrispondenza dello scarico del pozzo di ventilazione.

12.3. Modello 2: Pozzo di aereazione profondità 0-30m

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.

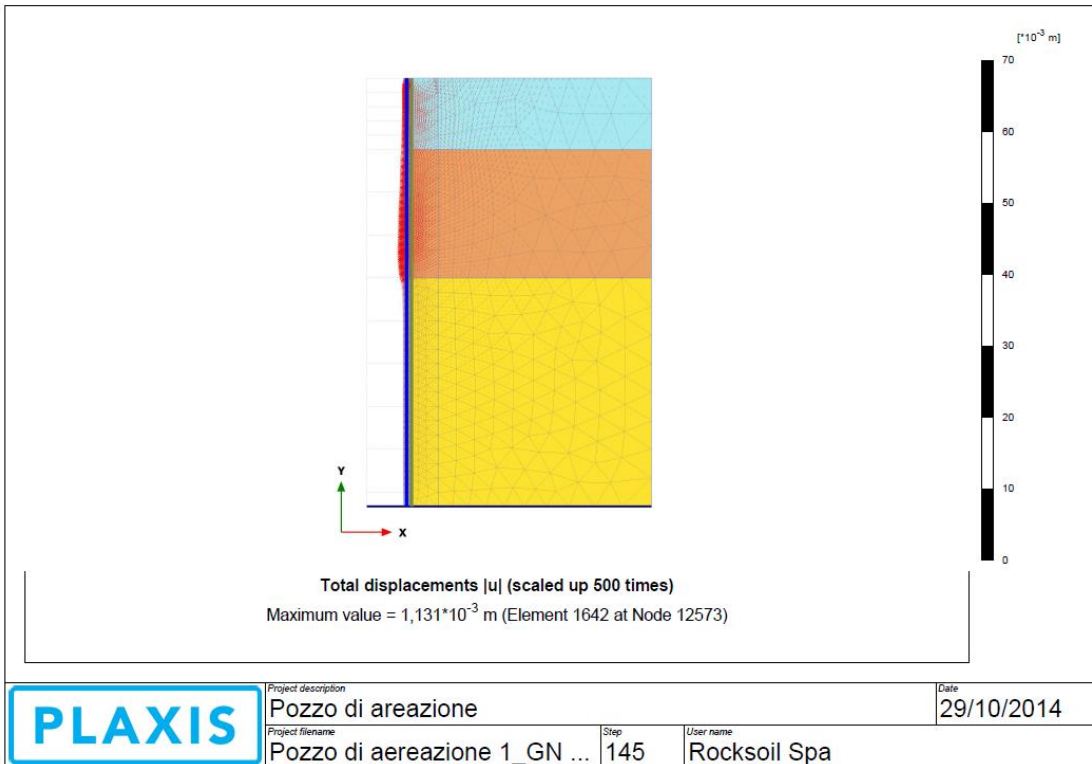


Figura 12-6. Spostamenti finali cavo (fase LT)

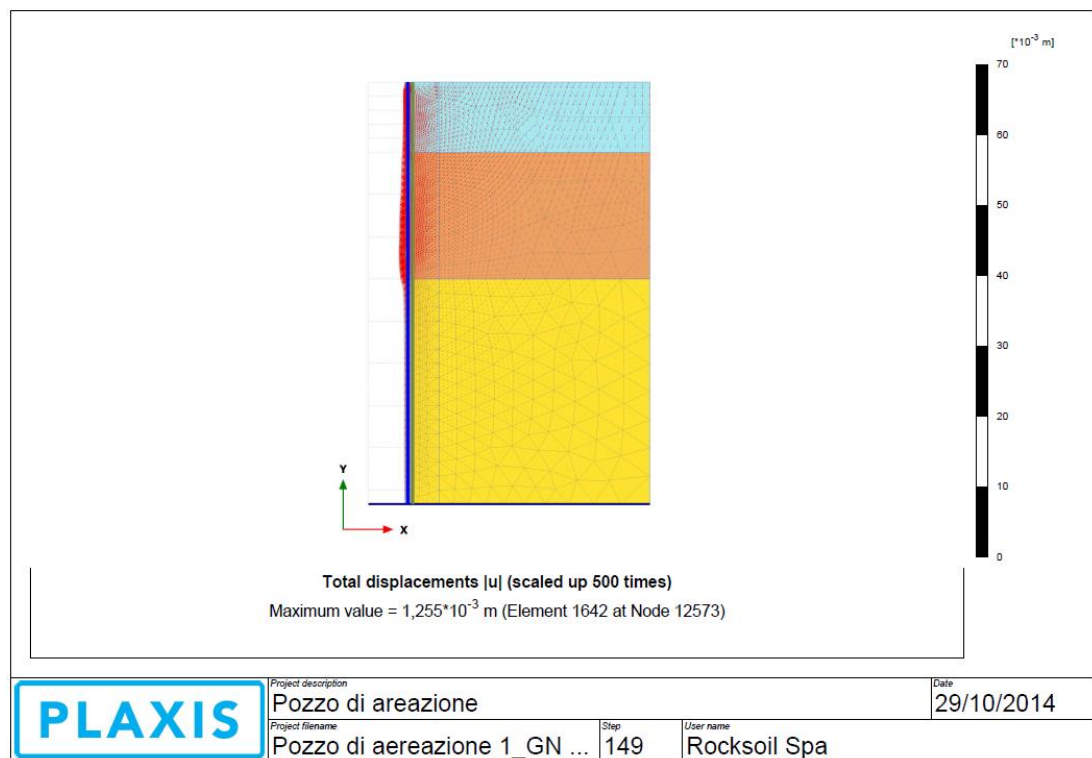


Figura 12-7. Spostamenti finali cavo (fase sismica)

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

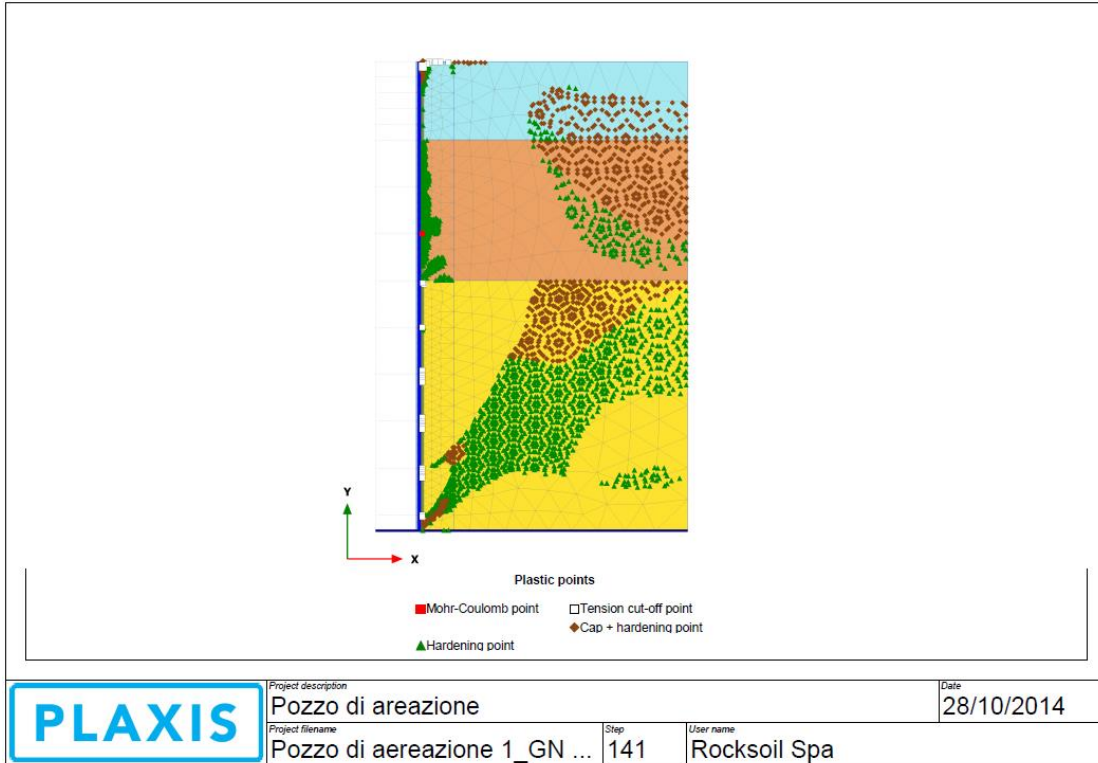


Figura 12-8. Fase LT. Zone plasticizzate

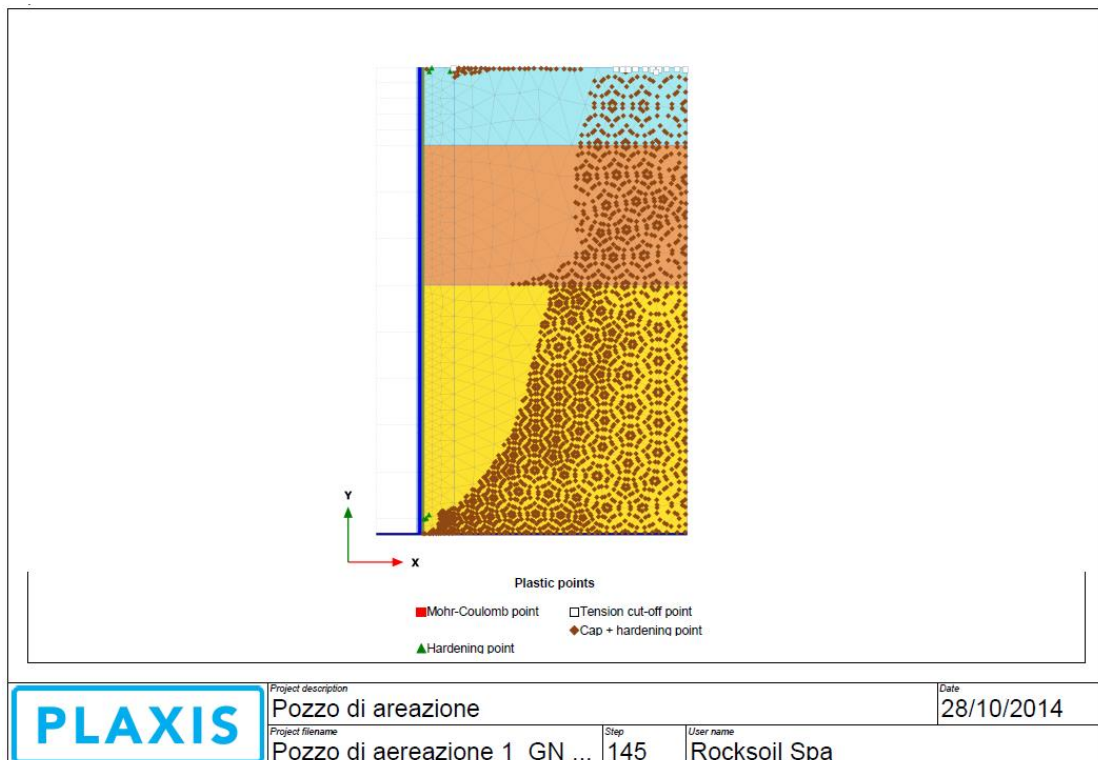


Figura 12-9. Fase sismica. Zone plasticizzate

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.

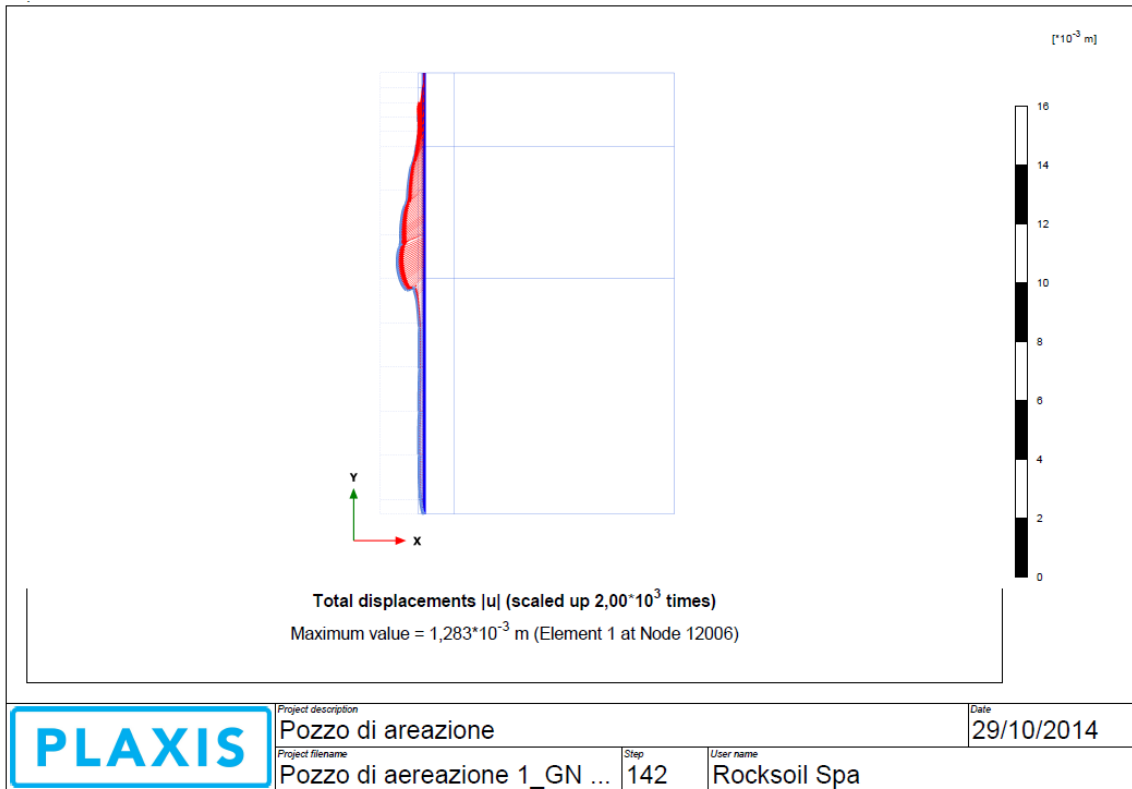
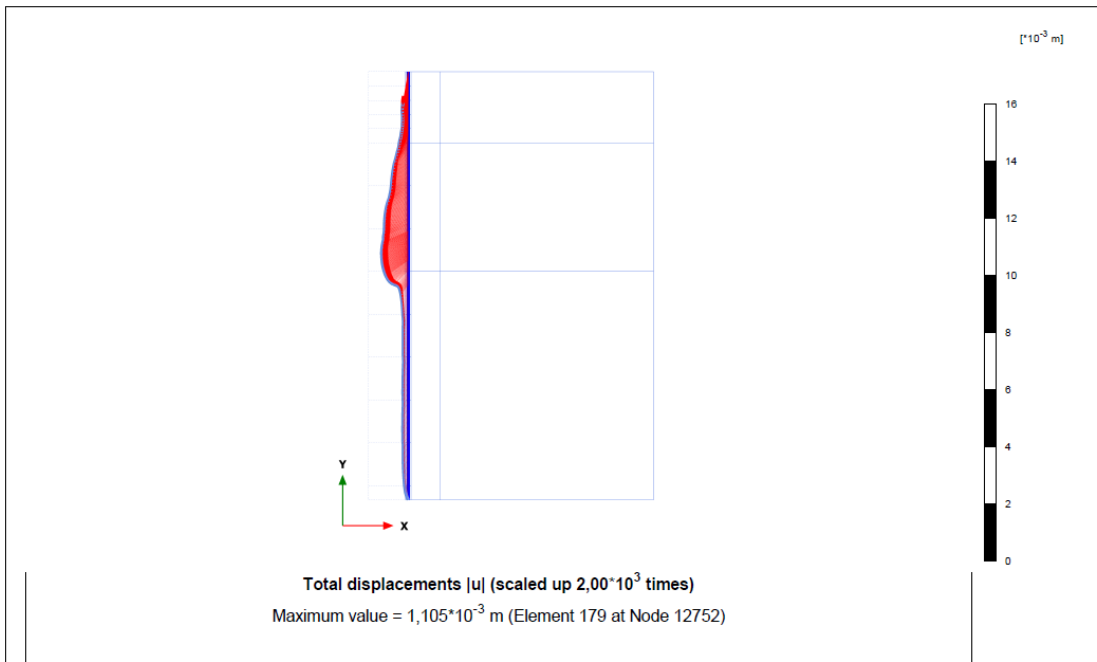
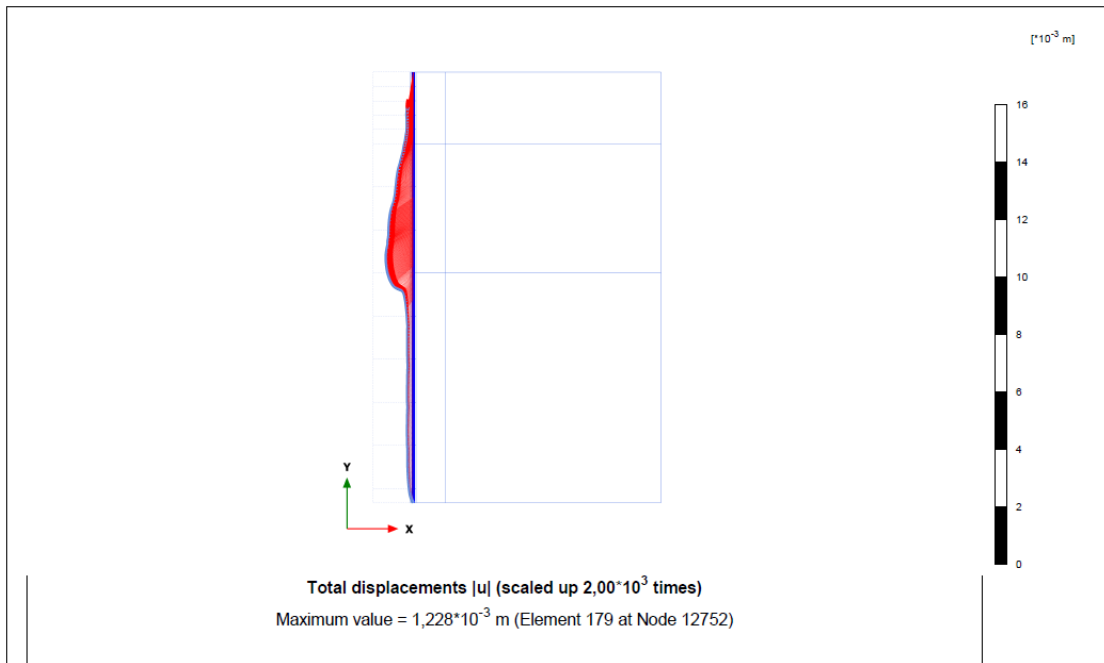


Figura 12-10. Fase fondo scavo. Spostamenti rivestimento di prima fase



PLAXIS	Project description	Pozzo di areazione	Date	29/10/2014
	Project filename	Pozzo di aereazione 1_GN ...	Step	145
			User name	Rocksoil Spa

Figura 12-11. Fase LT. Spostamenti rivestimento definitivo



PLAXIS	Project description	Pozzo di areazione	Date	29/10/2014
	Project filename	Pozzo di aereazione 1_GN ...	Step	149
			User name	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-BX-001-A01 <table border="1" data-bbox="1420 224 1532 315"> <tr> <td>Foglio 101 di 149</td> </tr> </table>	Foglio 101 di 149
Foglio 101 di 149		

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.

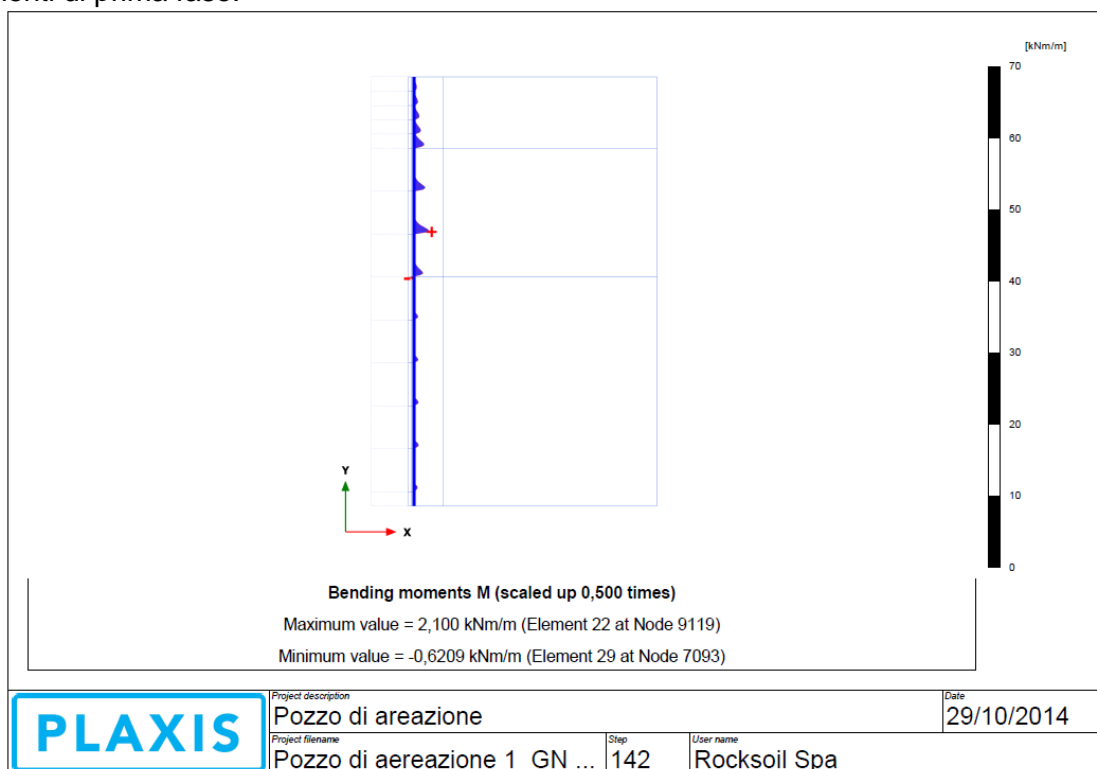
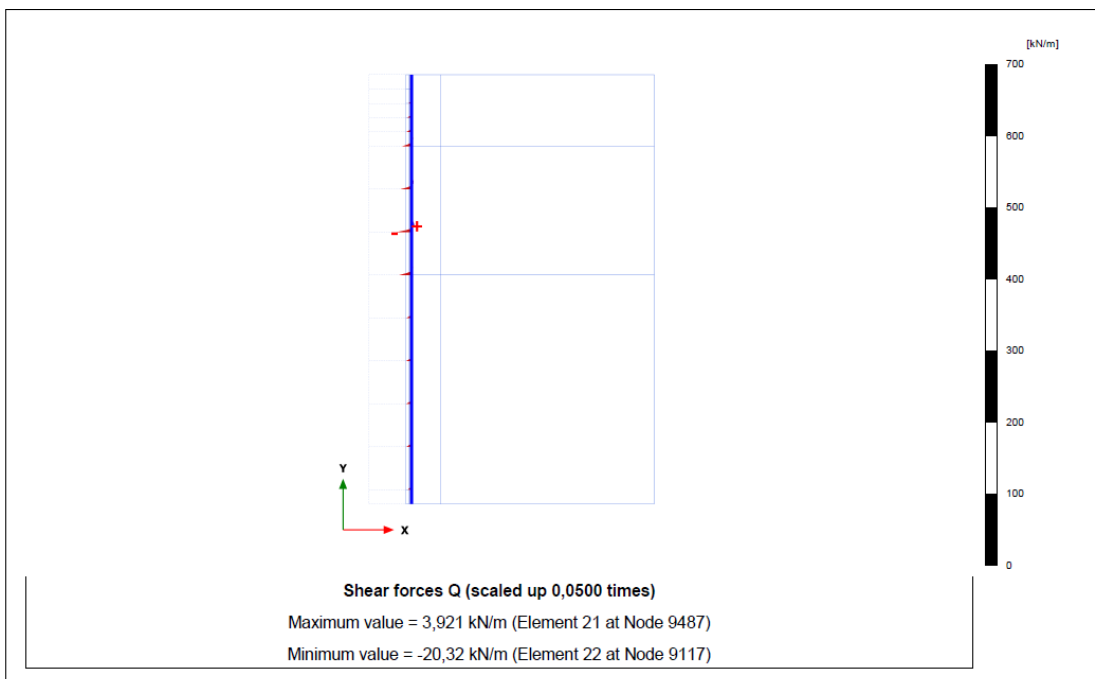
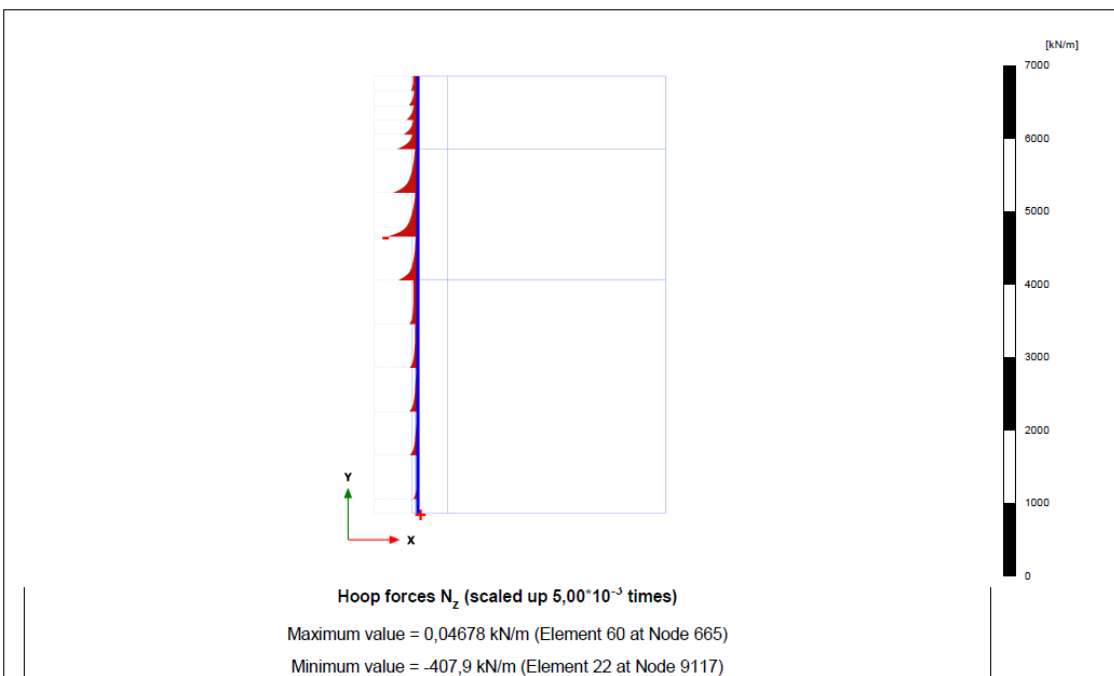


Figura 12-13. Fase 32. Momento flettente



PLAXIS	Project description	Pozzo di areazione		Date	29/10/2014
	Project filename	Pozzo di areazione 1_GN ...	Step	142	User name

Figura 12-14. Fase 32. Taglio



PLAXIS	Project description	Pozzo di areazione		Date	29/10/2014
	Project filename	Pozzo di areazione 1_GN ...	Step	142	User name

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

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-BX-001-A01 Foglio 103 di 149

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 è di 407 kN/m.

$N_{z \text{ tot}}$ [kN/m]	E_{acc} [Gpa]	$A_{centina}$ [mm ²]	A_{spritz} [mm ²]	A_{om} [mm ²]	E_{om} [Gpa]	$N_{centina}$ [kN/m]	$\sigma_{centina}$ [Mpa]	N_{spritz} [kN/m]	σ_{spritz} [Mpa]
407,89	210	1700	100000	95039,84	24,44	62,69	36,87	345,21	3,45

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 del diagramma delle sollecitazioni nell'ultima fase di calcolo.

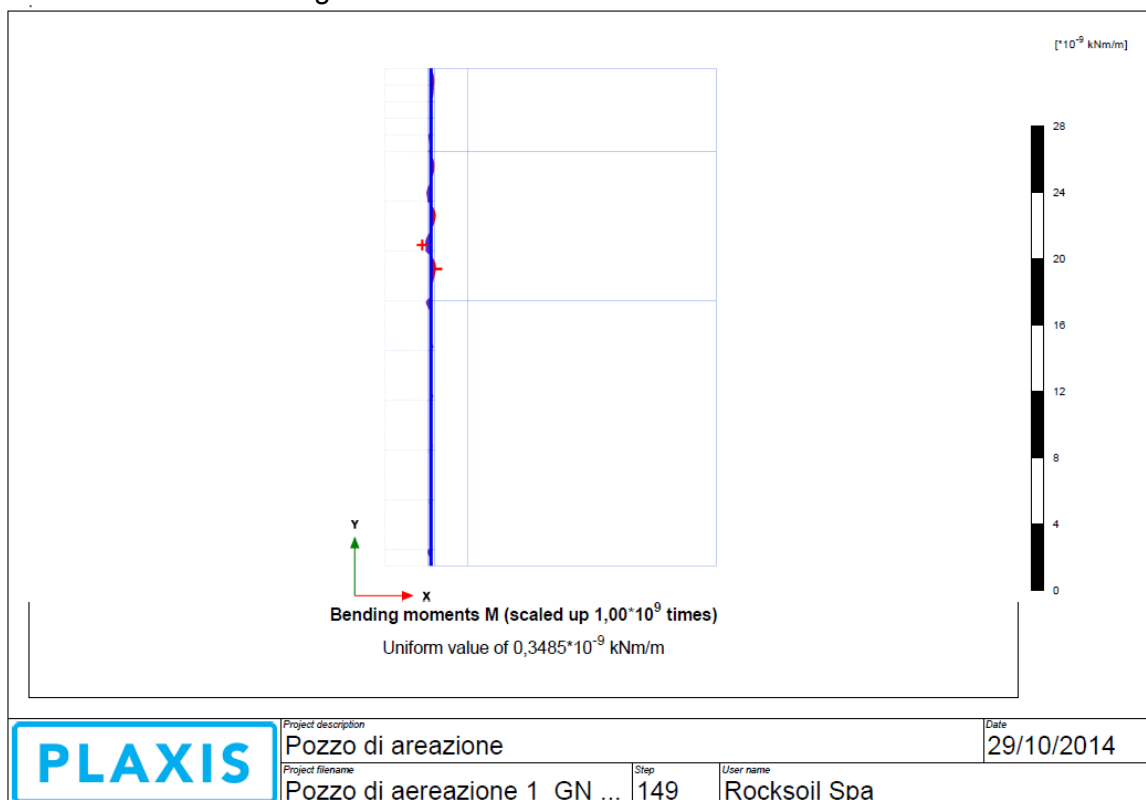
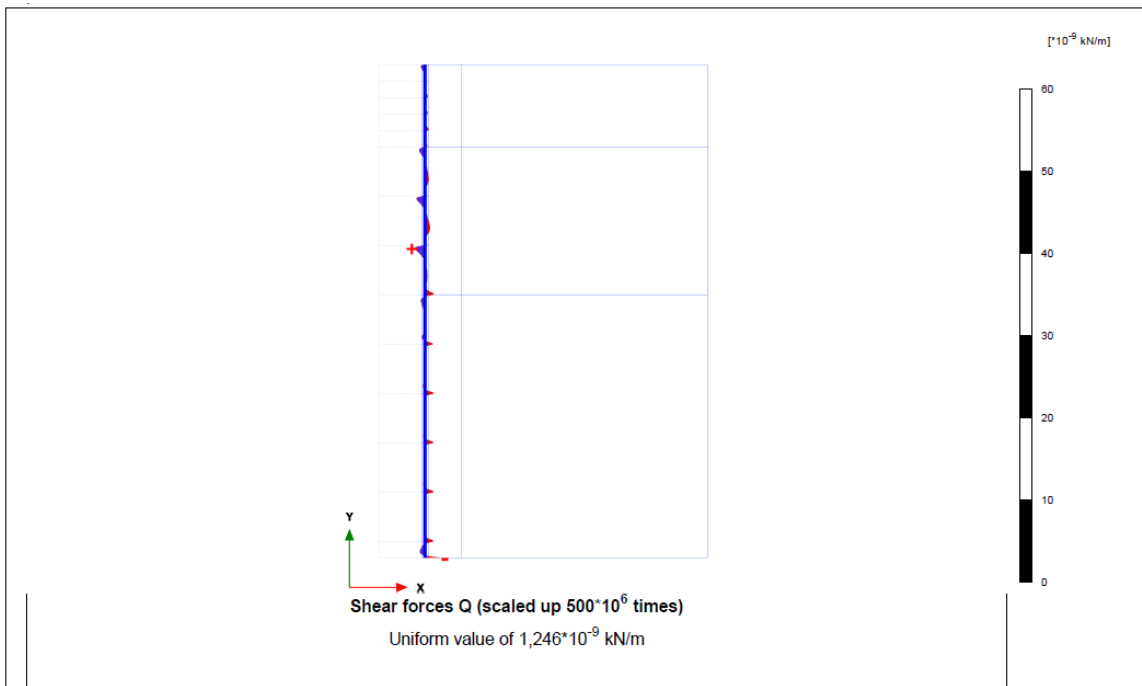
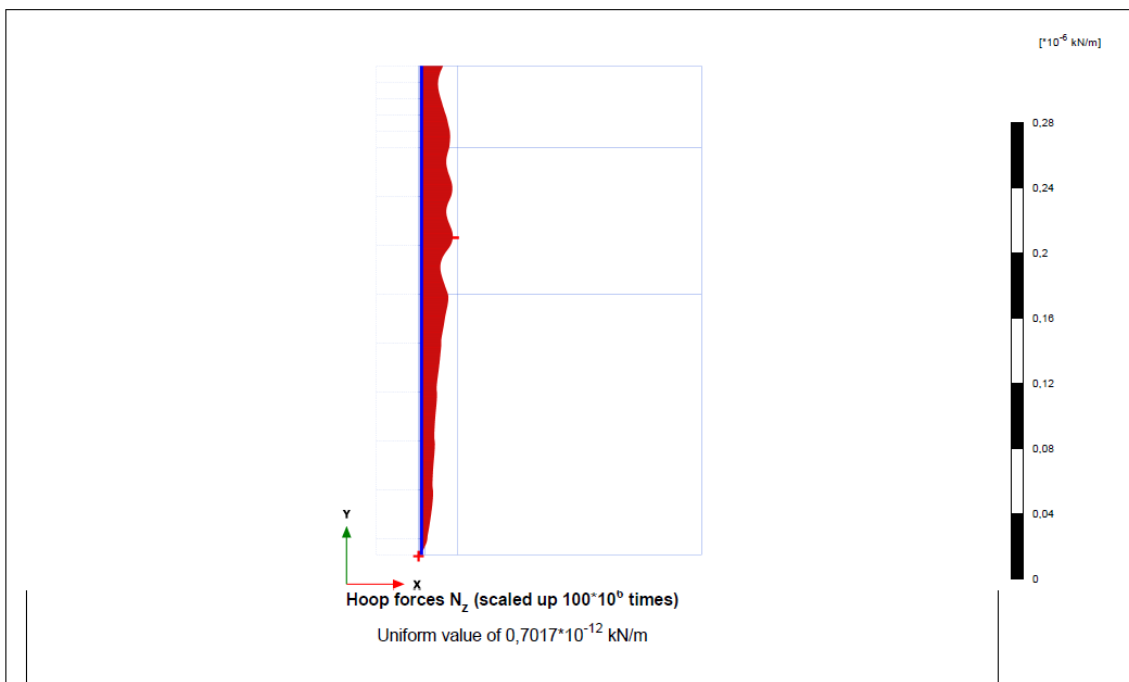


Figura 12-16. Fase sismica. Momento flettente



PLAXIS	Project description	Pozzo di areazione	Date	29/10/2014
	Project filename	Pozzo di areazione 1_GN ...	Step	149
			User name	Rocksoil Spa

Figura 12-17. Fase sismica. Taglio



PLAXIS	Project description	Pozzo di areazione	Date	29/10/2014
	Project filename	Pozzo di areazione 1_GN ...	Step	149
			User name	Rocksoil Spa

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-BX-001-A01 Foglio 105 di 149

Si ricorda che i diagrammi mostrati mostrano sollecitazioni che vanno amplificate per un fattore 10^{10} . Sui valori si nota comunque che le sollecitazioni taglianti e flettenti raggiungono valori trascurabili mentre lo sforzo normale massi fuori piano è di 192 kN. Verranno comunque disposte le seguenti bare di armatura per assorbire eventuali spinte non simmetriche.

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

Tabella 28. 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 25 m).

Nz [kN]	S [mm]	As [mm ²]	A* [mm ²]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]
192,5	400	1607,68	424115,2	0,45	6,81
942,5	400	1607,68	424115,2	2,22	33,34

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.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-BX-001-A01 <table border="1" style="float: right; margin-left: 20px;"> <tr> <td>Foglio</td> <td>106 di</td> </tr> <tr> <td></td> <td>149</td> </tr> </table>	Foglio	106 di		149
Foglio	106 di				
	149				

12.4. Modello 3: Pozzo di aereazione profondità 30-60m

12.4.1. 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.

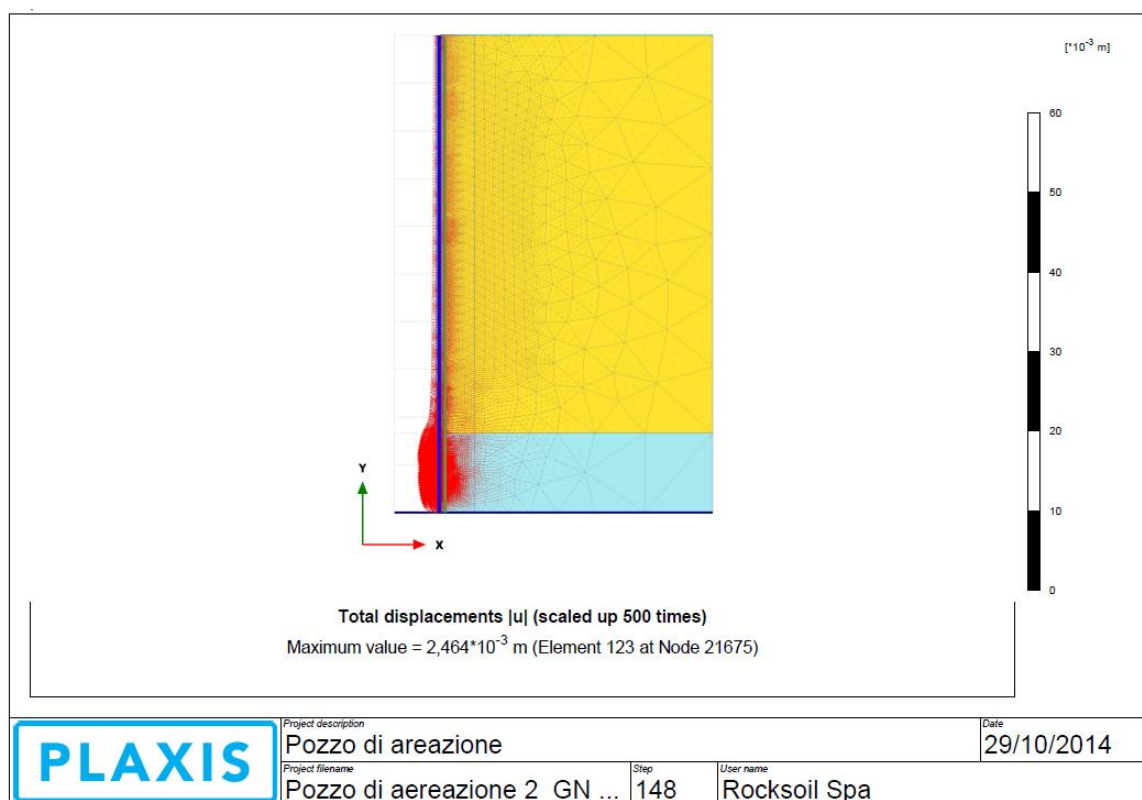
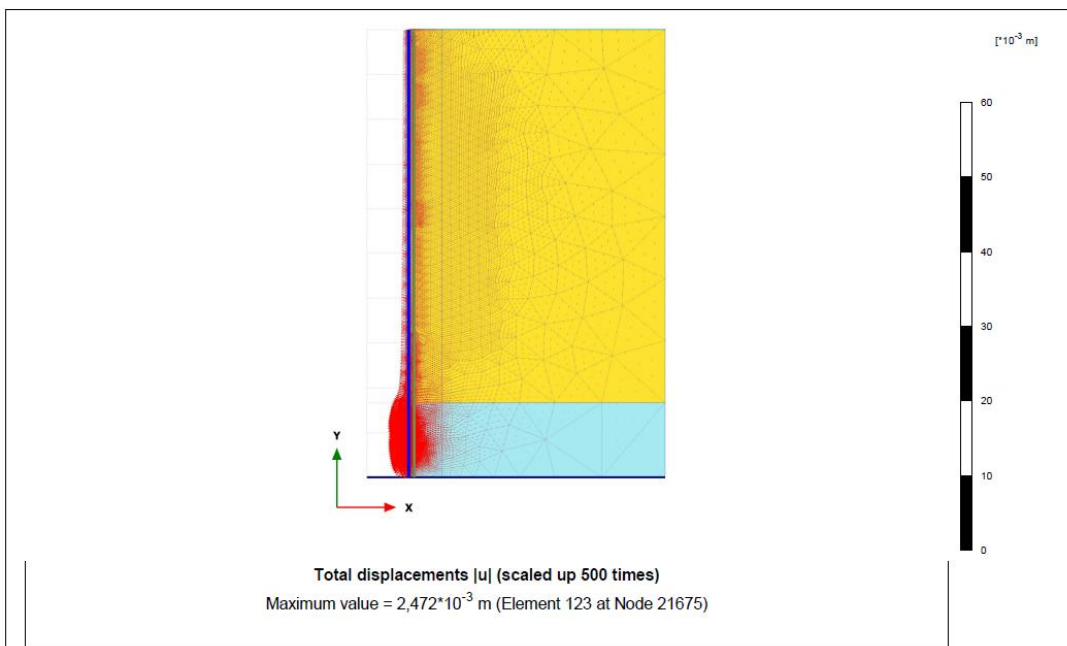


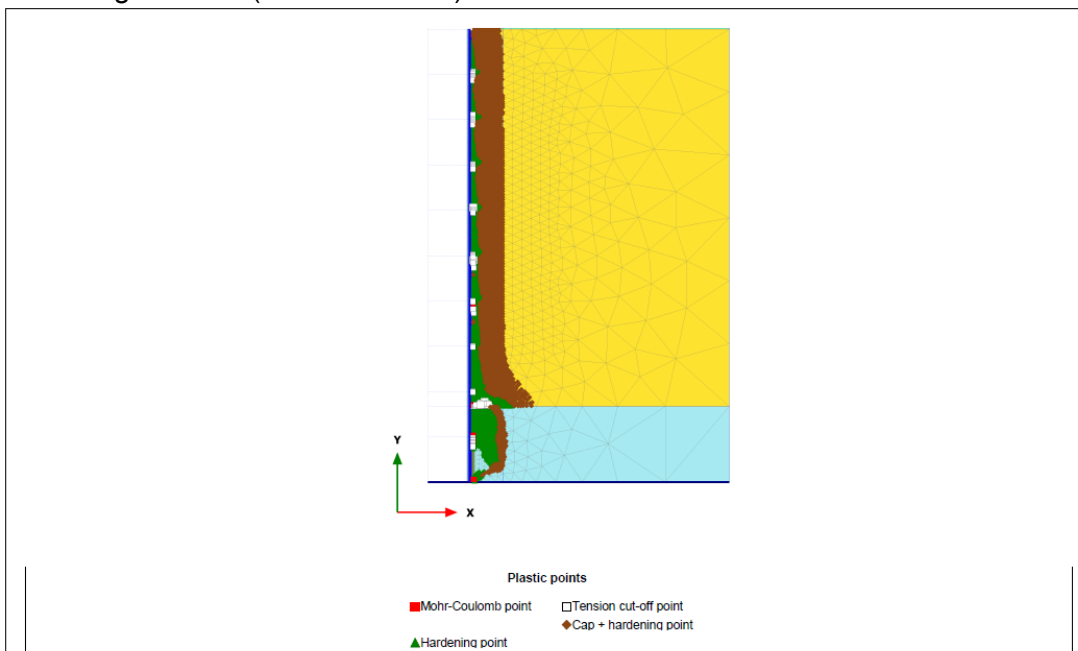
Figura 12-19. Spostamenti finali cavo (fase LT)



PLAXIS	Project description	Pozzo di areazione	Date	29/10/2014
	Project filename	Pozzo di areazione 2_GN ...	Step	151
		User name	Rocksoil Spa	

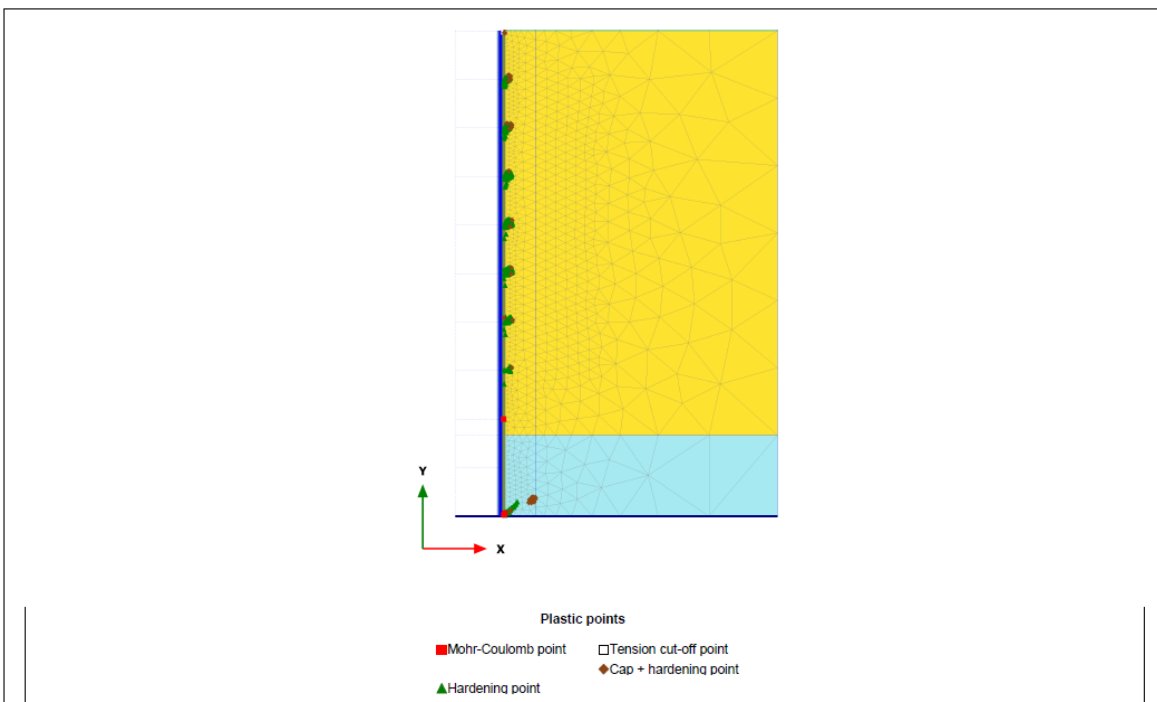
Figura 12-20. Spostamenti finali cavo (fase sismica)

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



PLAXIS	Project description	Pozzo di areazione	Date	29/10/2014
	Project filename	Pozzo di areazione 2_GN ...	Step	148
		User name	Rocksoil Spa	

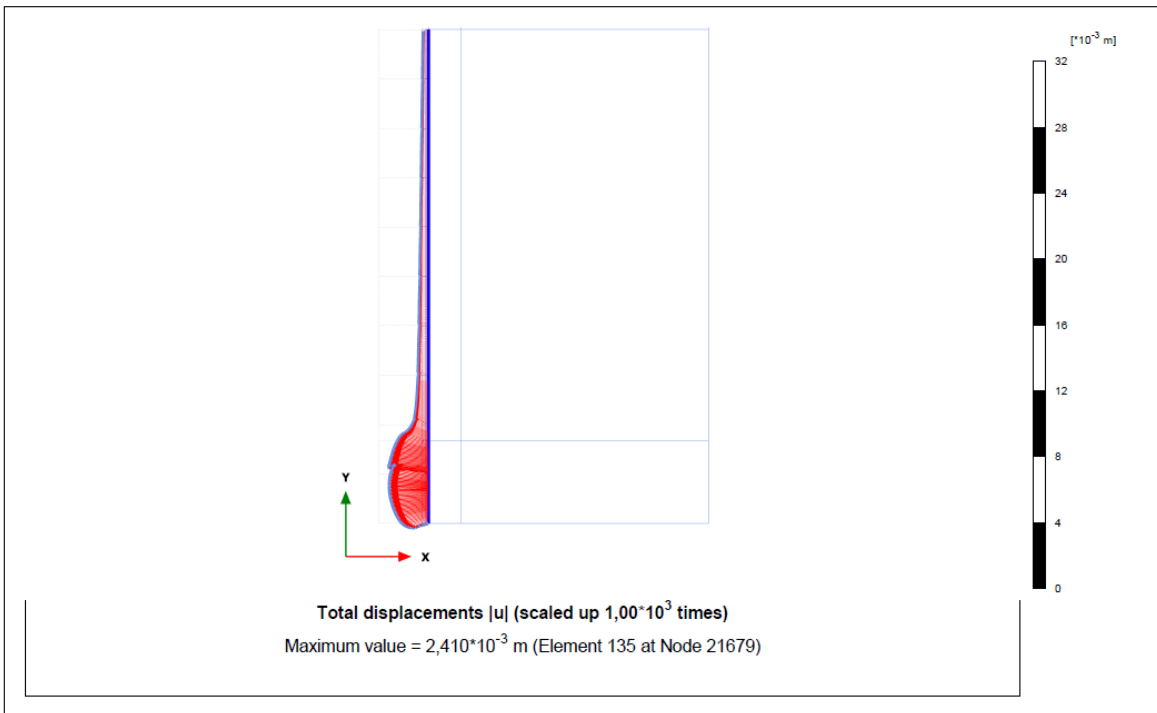
Figura 12-21. Fase LT. Zone plasticizzate



PLAXIS	Project description	Pozzo di areazione		Date	29/10/2014
	Project filename	Pozzo di areazione 2_GN ...	Step	151	User name

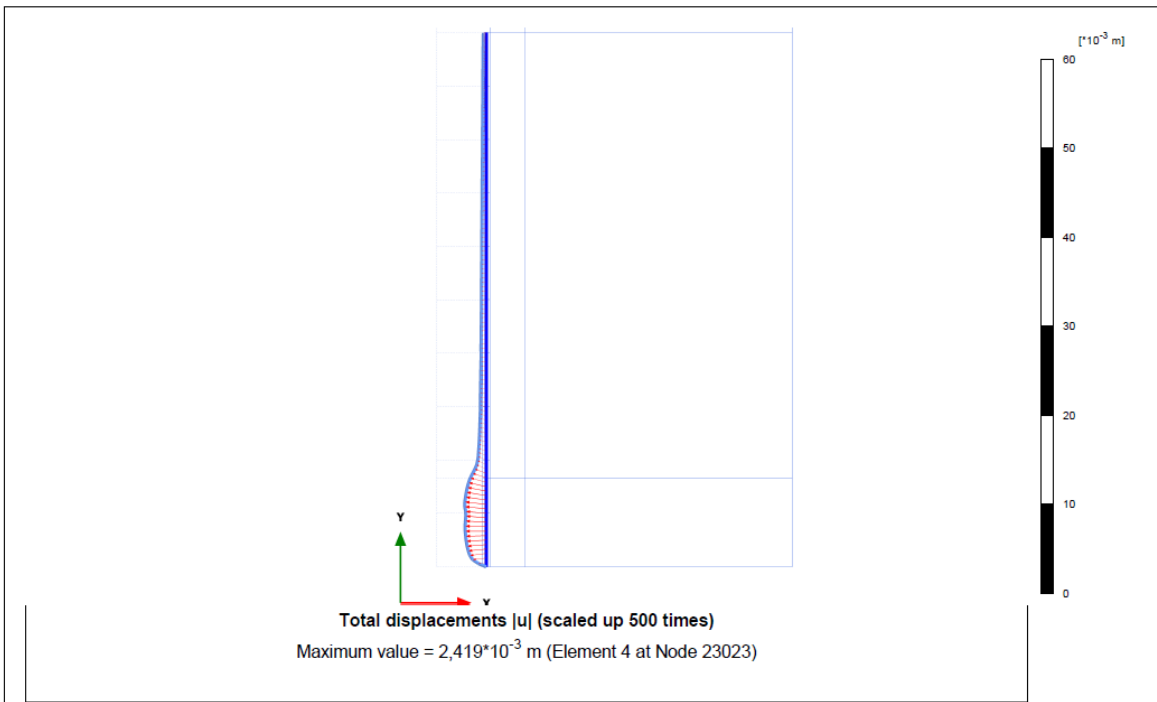
Figura 12-22. Fase sismica. Zone plasticizzate

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.



PLAXIS	Project description	Pozzo di areazione		Date	29/10/2014
	Project filename	Pozzo di areazione 2_GN ...	Step	145	User name

Figura 12-23. Fase fondo scavo. Spostamenti rivestimento di prima fase



PLAXIS	Project description	Pozzo di areazione		Date	29/10/2014
	Project filename	Pozzo di areazione 2_GN ...	Step	148	User name

Figura 12-24. Fase LT. Spostamenti rivestimento definitivo

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	Foglio 110 di 149
IG51-04-E-CV-RO-GN95-BX-001-A01		

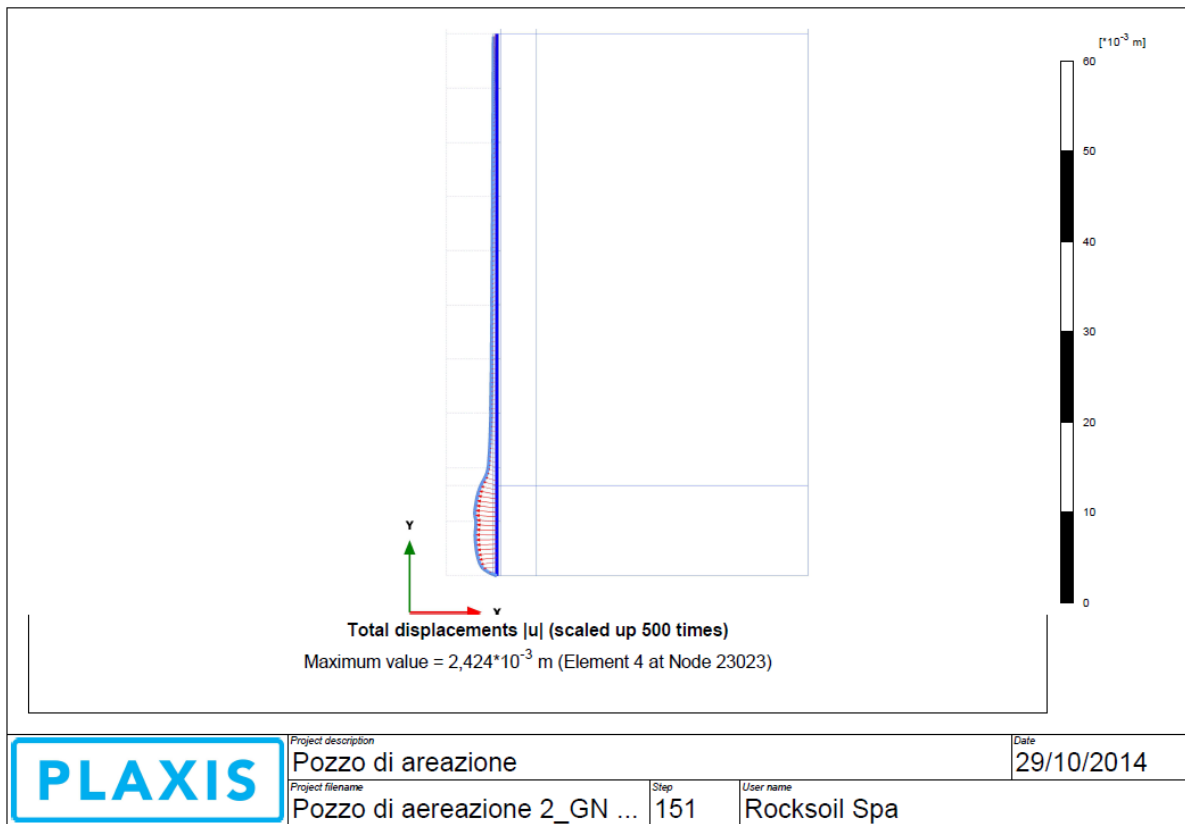


Figura 12-25. Fase sismica. Spostamenti rivestimento definitivo

12.4.2. 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.

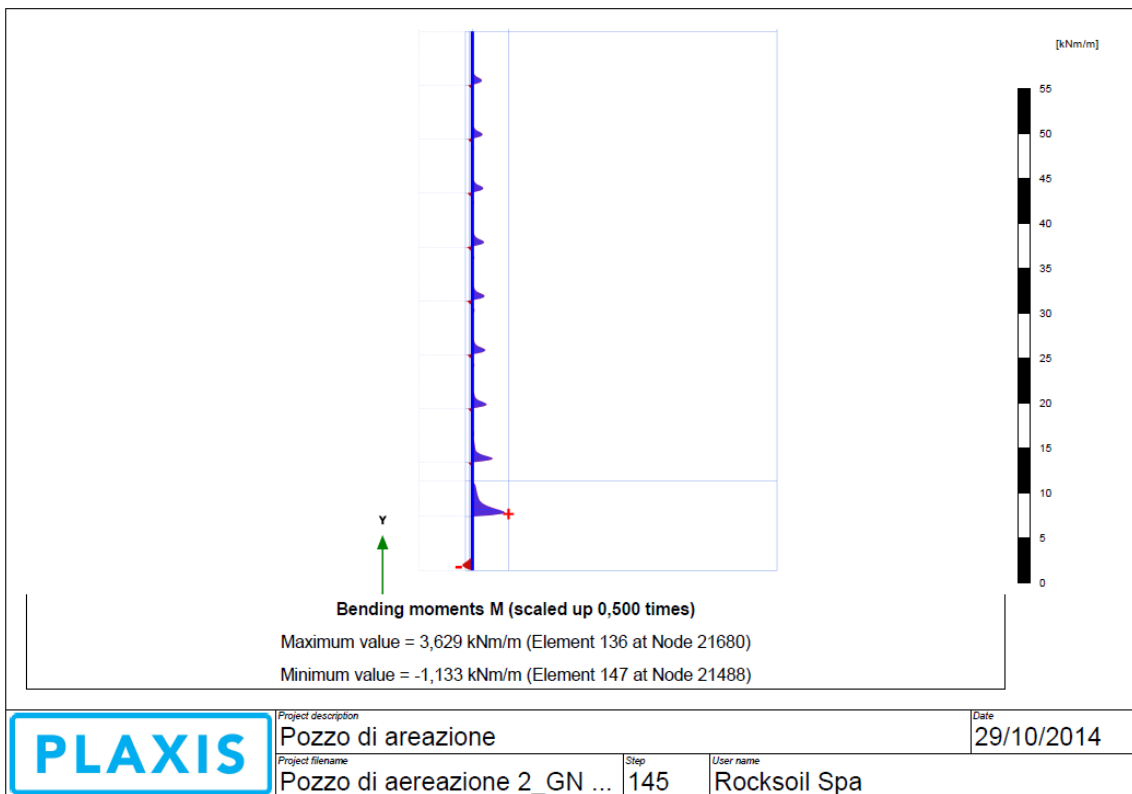


Figura 12-26. Fase 32. Momento flettente

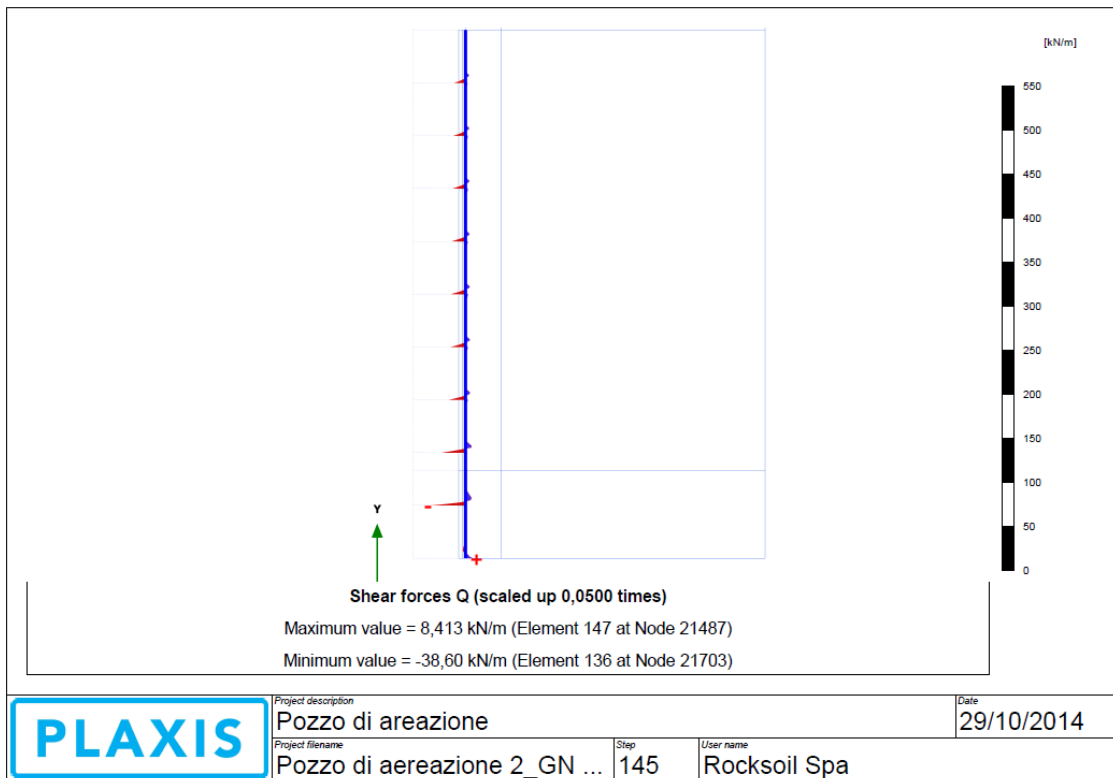


Figura 12-27. Fase 32. Taglio

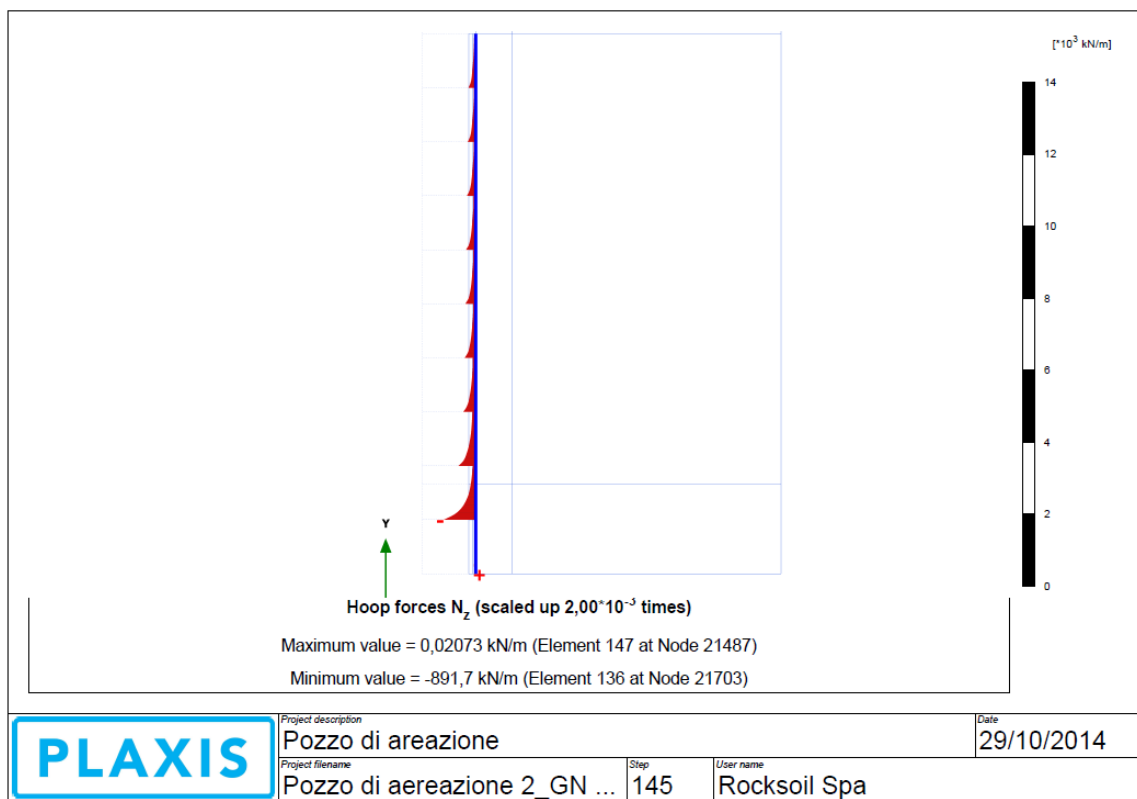


Figura 12-28. Fase 32. Sforzo normale fuori piano

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 892 kN/m.

N_z tot [kN/m]	E_{acc} [Gpa]	$A_{centina}$ [mm ²]	A_{spritz} [mm ²]	A_{om} [mm ²]	E_{om} [Gpa]	$N_{centina}$ [kN/m]	$\sigma_{centina}$ [Mpa]	N_{spritz} [kN/m]	σ_{spritz} [Mpa]
891,72	210	1700	100000	95039,84	24,44	137,04	80,61	754,68	7,55

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 del diagramma delle sollecitazioni nell'ultima fase di calcolo.

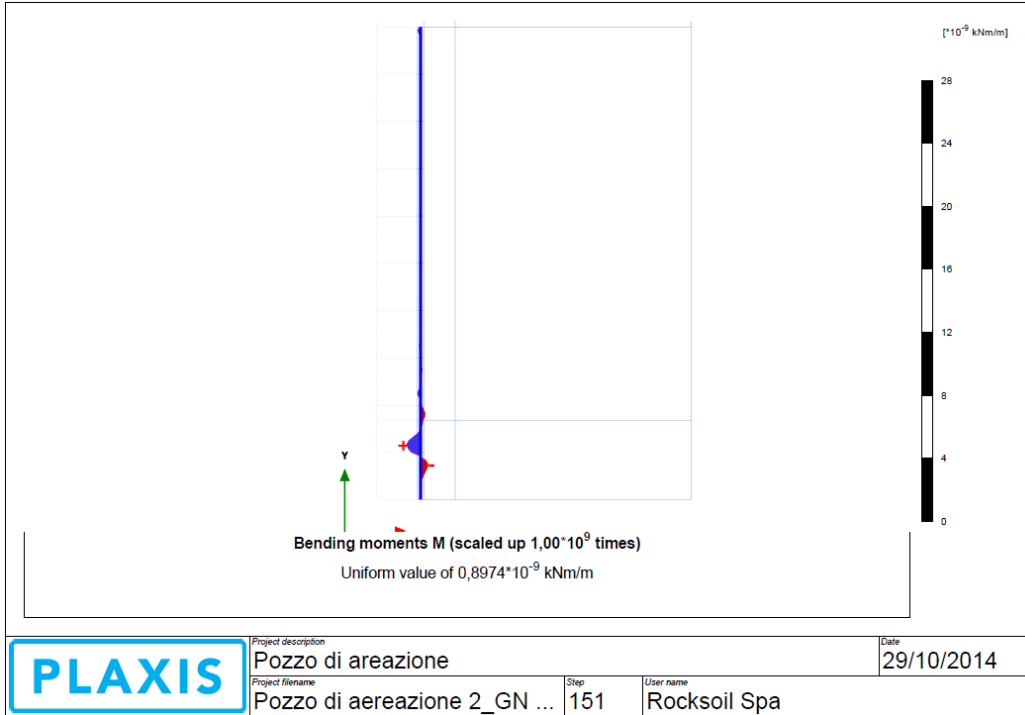


Figura 12-29. Fase sismica. Momento flettente

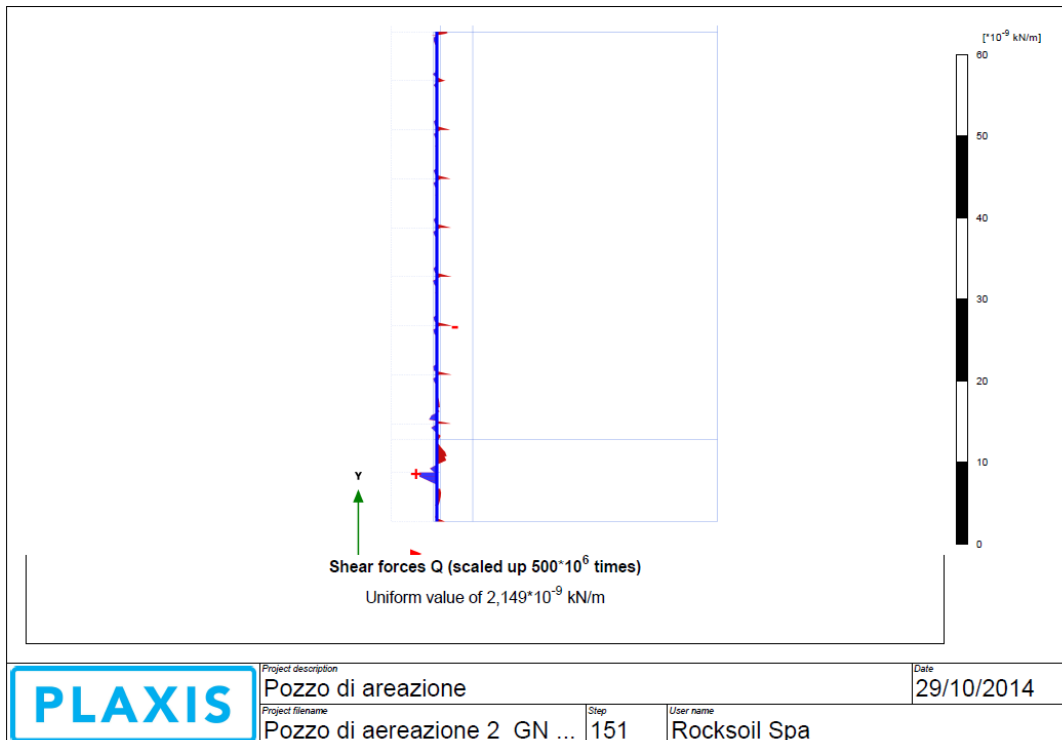


Figura 12-30. Fase sismica. Taglio

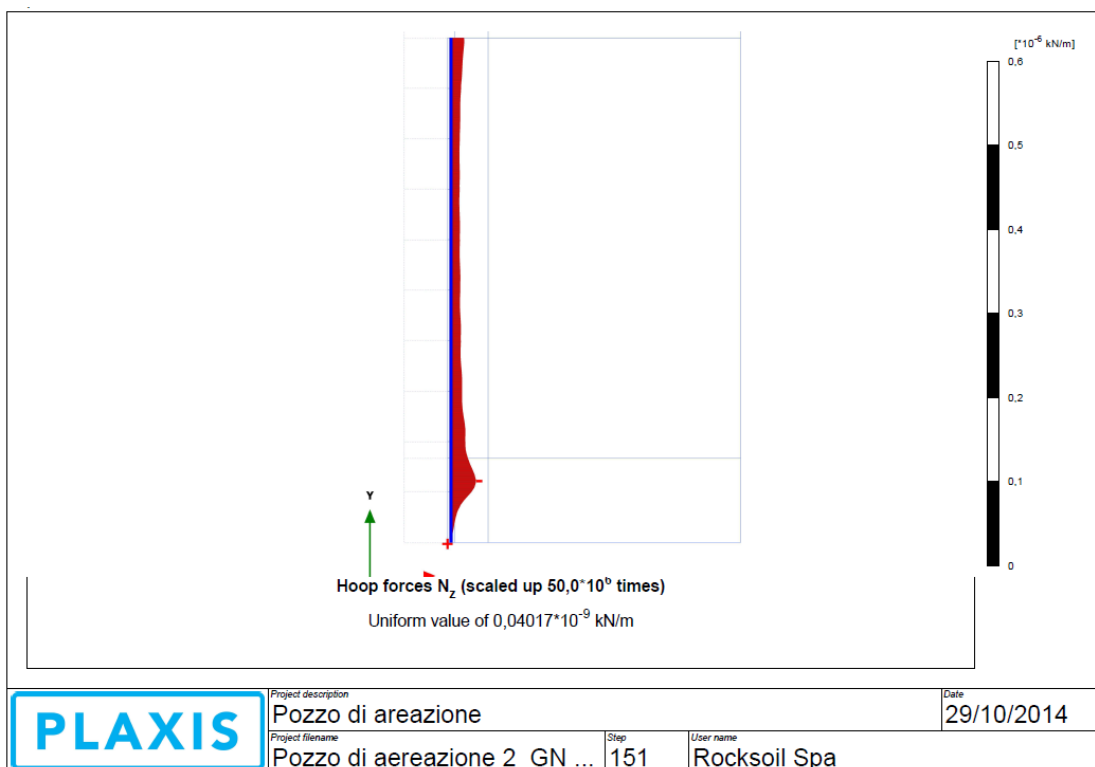


Figura 12-31. Fase sismica. Sforzo normale fuori piano

Si ricorda che i diagrammi mostrati mostrano sollecitazioni che vanno amplificate per un fattore 10^{10} . Sui valori si nota comunque che le sollecitazioni taglianti e flettenti raggiungono valori trascurabili mentre lo sforzo normale massi fuori piano è di 294 kN. Verranno comunque disposte le seguenti bare di armatura per assorbire eventuali spinte non simmetriche.

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

Tabella 29. Armatura rivestimento definitivo

Si mostra la verifica tensionale svota considerando come carico agente lo sforzo normale fuori piano.

N_z [kN]	S [mm]	A_s [mm ²]	A^* [mm ²]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]
294,1	400	1607,68	424115,2	0,69	10,40

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.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-BX-001-A01 <table border="1" style="float: right; margin-left: 20px;"> <tr> <td>Foglio</td> <td>115 di</td> </tr> <tr> <td></td> <td>149</td> </tr> </table>	Foglio	115 di		149
Foglio	115 di				
	149				

12.5. Modello 4: Sezione corrente cunicolo locale tecnico

12.5.1. 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 inferiori al centimetro.

Output Version 2016.1.21797.15047

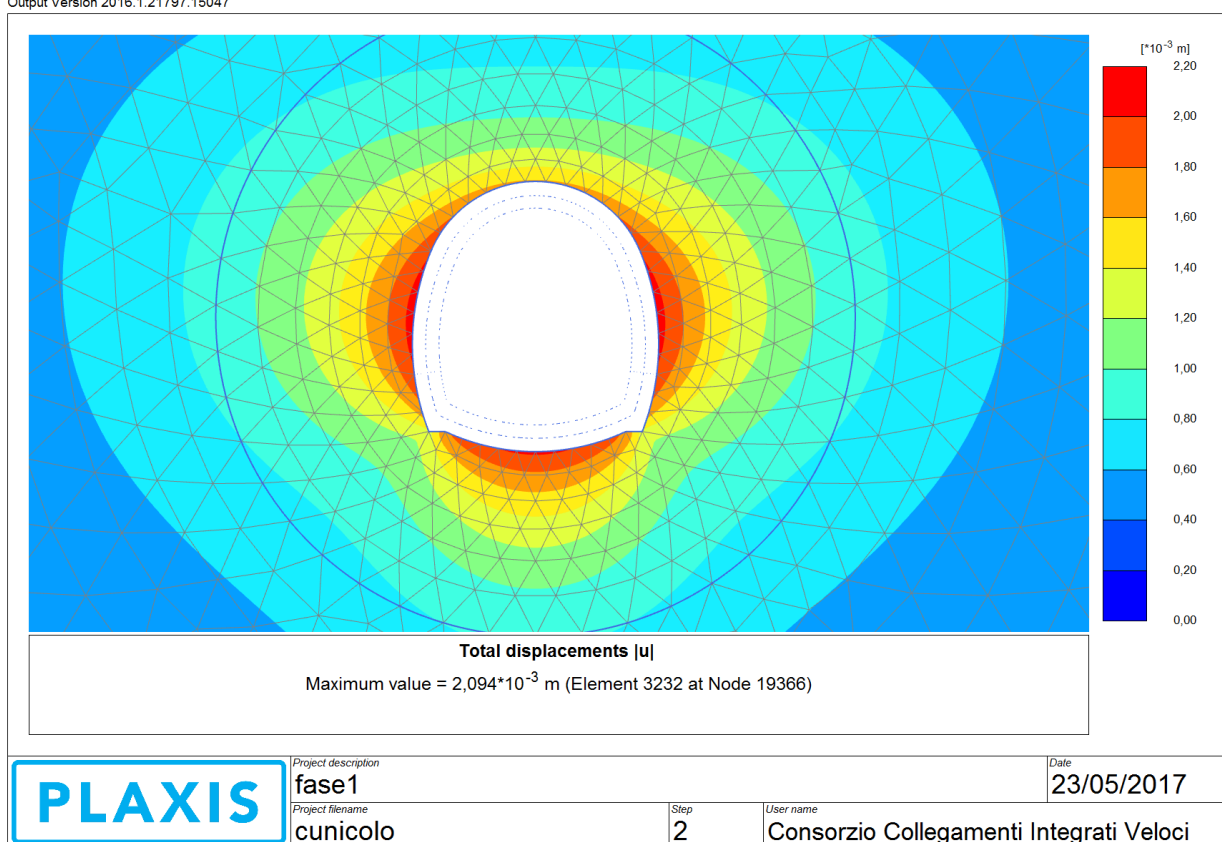


Figura 12-32. Spostamenti cavo (fase1 scavo)

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).

Output Version 2016.1.21797.15047

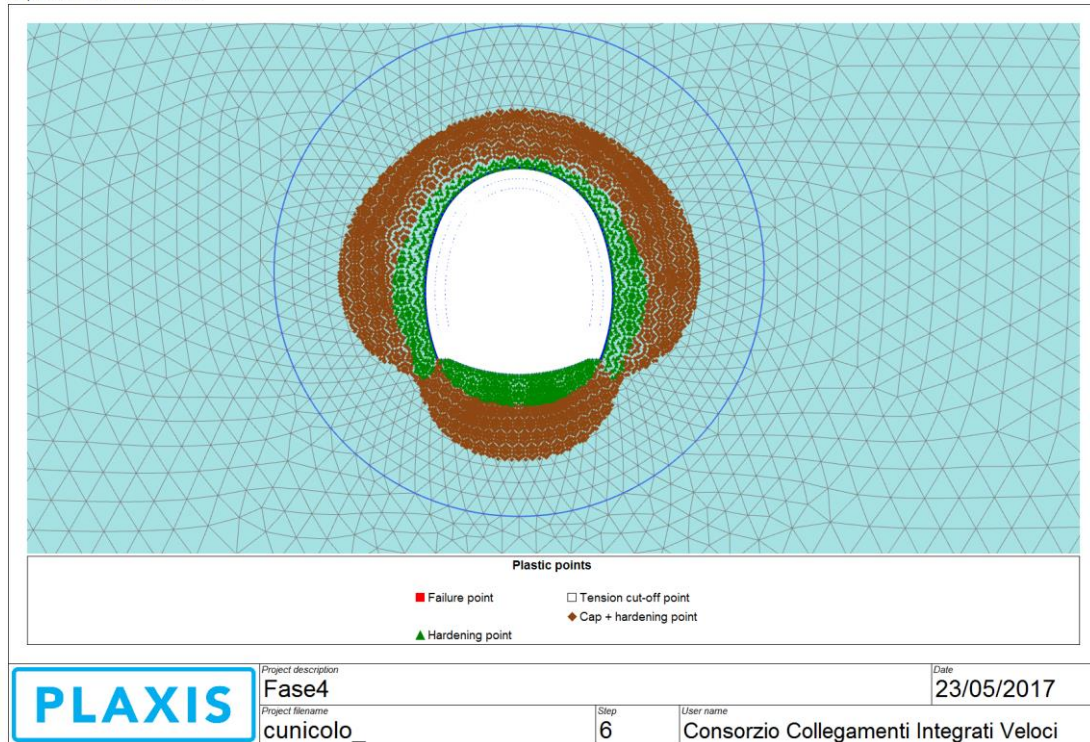


Figura 12-33. Fase 4 (installazione prerivestimento). Zone plasticizzate

Output Version 2016.1.21797.15047

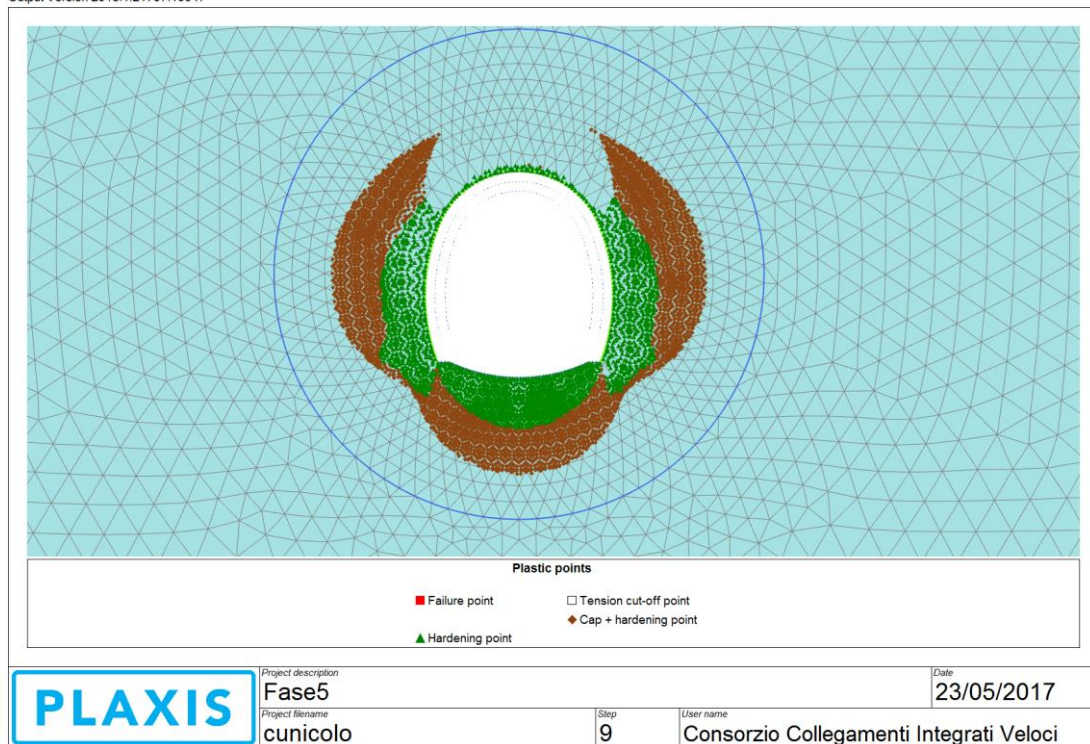


Figura 12-34. Fase 5 (fine maturazione spritz-beton). Zone plasticizzate

Output Version 2016.1.21797.15047

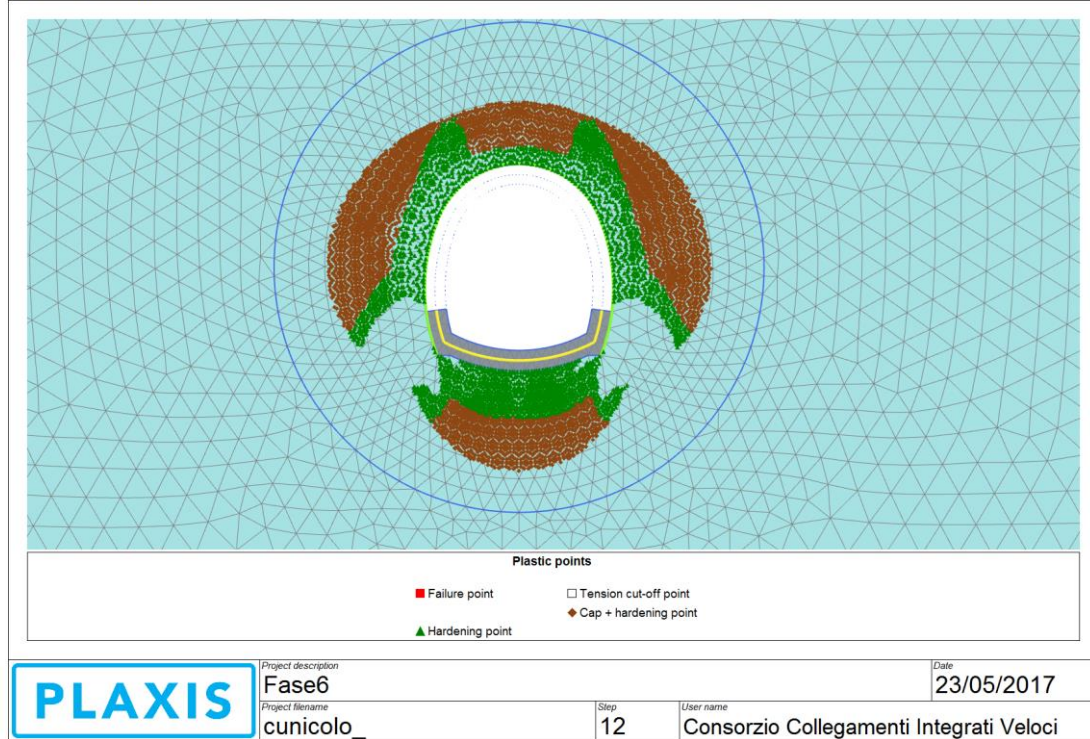


Figura 12-35. Fase 6 (getto murette e arco rovescio). Zone plasticizzate

Output Version 2016.1.21797.15047

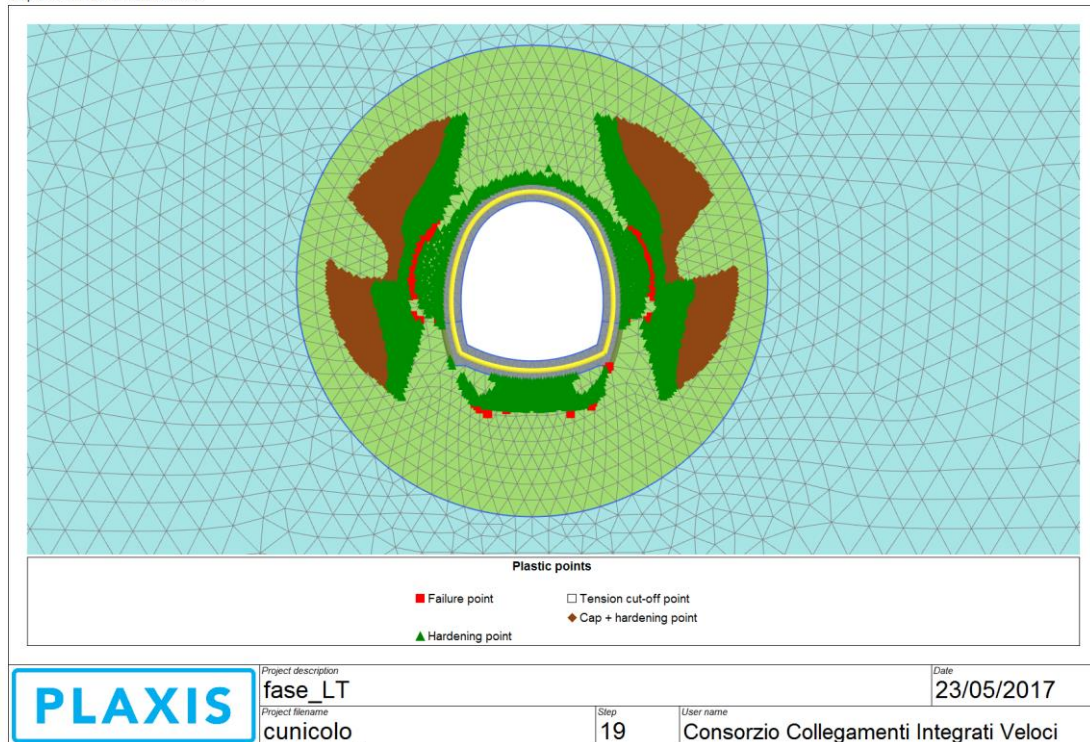


Figura 12-36. Fase 8 (LT). Zone plasticizzate

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-BX-001-A01 Foglio 118 di 149

Per quanto riguarda il prerivestimento, la convergenza totale media rilevata risulta inferiore al centimetro. Il rivestimento definitivo è caratterizzato invece da una deformazione media dell'ordine del millimetro.

SEZIONE	Preconvergenza (phase 2)	Δ spostamento prerivestimenti (phase 7-2)	Δ spostamento rivestimento definitivo (phase 8-7)
	[cm]	[cm]	[cm]
Chiave calotta Verticale	0.16	0.08	<0.1
Piano centri Orizzontale	0.2	0.19	<0.1
Chiave arco rovescio Verticale	0.2	-	<0.1

12.5.2. Analisi Tensionale

I rivestimenti di prima fase utilizzati sono descritti nella seguente tabella

Spessore spritz beton (m)	Centine (-)	Numero (-)	Passo (m)
0.2	HEA 180	1	1.0

Tabella 30. Caratteristiche prerivestimento

Lo stato di sollecitazione nel prerivestimento risulta compatibile con i profilati e le geometrie adottate, con momenti flettenti che raggiungono i 20 KN*m/m ed azioni assiali prossime ai 630 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	Fase Maturazione sb	N	M	σ_{sb}	$\sigma_{amm,sb}$	σ_s	$\sigma_{amm,s}$	V	τ_s	$\tau_{amm,s}$
[-]	(gg)	[kN/m]	[kNm/m]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[kN/m]	[MPa]	[MPa]
3	0,5	-225,20	-0,70	-0,65	3,08	-33,70	190	-20,94	-19,62	109,7
4	28	-398,91	-1,29	-1,95	19,23	-18,54	190	-33,73	-31,61	109,7
5	28	-626,45	-13,57	-4,51	19,23	-36,08	190	-72,98	-68,39	109,7

Tabella 31. Valori tensionali massimi e verifiche nel prerivestimento.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-BX-001-A01 Foglio 119 di 149

Il rivestimento definitivo mostra in calotta sollecitazioni flettenti massime di 40 kNm/m e azioni assiali di circa 900 kN/m. In arco rovescio i momenti flettenti raggiungono 80 kNm/m e sforzi normali di 370 kN/m circa.

L'armatura adottata è riportata nella Tabella 26.

FERRI ARMATURA PRINCIPALE		
	Intradosso	Estradosso
Arco rovescio	$\phi 20/20$	$\phi 20/20$
Calotta	$\phi 20/20$	$\phi 20/20$

Tabella 32. Armatura rivestimento definitivo

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 nella quale si verificano le sollecitazioni maggiori.

Zona analizzata	H	N	M	As	A's	σ_c	σ_s	V	τ
	[m]	[kN]	[kNm]	[-]	[-]	[MPa]	[MPa]	[kN]	[MPa]
Calotta	0,5	-911,97	-28,34	$\phi 20/20$	$\phi 20/20$	-2,25	-31,74	-93,90	-0,23
Calotta-Piedritto	0,5	-920,30	40,75	$\phi 20/20$	$\phi 20/20$	-2,52	-34,92	-3,44	-0,01
Piedritto - muretta	0,5	-772,681	-69,927	$\phi 20/20$	$\phi 20/20$	-2,85	-37,82	-144,57	-0,36
Muretta	0,5	-569,540	-84,466	$\phi 20/20$	$\phi 20/20$	-2,98	-37,54	-24,93	-0,06
Arco rovescio	0,5	-364,444	-84,863	$\phi 20/20$	$\phi 20/20$	-3,06	38,28	136,86	0,34

Tabella 33. Valori tensionali massimi nei rivestimenti definitivi

Come si nota, le verifiche sono tutte ampiamente soddisfatte. Poiché si verifica ovunque $\tau < \tau_{c0}$ non è necessario disporre armatura specifica a taglio; l'armatura sarà quella minima prescritta da normativa. In allegato sono riportate invece le verifiche sezionali per tutti i beam con i quali si è discretizzata la struttura.

<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-BX-001-A01</p> <p>Foglio 120 di 149</p>

13. 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 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-BX-001-A01 <table border="1" data-bbox="1420 232 1532 315"> <tr> <td>Foglio 121 di 149</td> </tr> </table>	Foglio 121 di 149
Foglio 121 di 149		

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.

13.1. 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-BX-001-A01</p>	<p>Foglio 122 di 149</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' , φ' , 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-BX-001-A01 <table border="1" data-bbox="1420 224 1532 315"> <tr> <td>Foglio 123 di 149</td> </tr> </table>	Foglio 123 di 149
Foglio 123 di 149		

- 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.

13.2. 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^a 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:

δ_o = deformazione iniziale al fronte e non misurabile in galleria

δ_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:

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>IG51-04-E-CV-RO-GN95-BX-001-A01</p>	<p>Foglio 124 di 149</p>

- 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.

13.3. 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).

13.4. 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

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-BX-001-A01 <div style="float: right;">Foglio 125 di 149</div>

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  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-BX-001-A01
	Foglio 126 di 149

13.5. 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.

13.5.1. Analisi dei rischi lungo il tracciato del cunicolo di collegamento

Il cunicolo in oggetto si sviluppa interamente nella Formazione delle Argille a Palombini la quale risulta costituita da argilloscisti di colore grigio-scuro appartenenti all'Unità tettonometamorfica Figogna. Le due facies che appartengono a tale formazione si distinguono tra loro per la presenza (Argilloscisti di Costaggiutta) o l'assenza (Argilloscisti di Murta) di calcari cristallini (Palombini). Nella zona di interesse non sono presenti faglie.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-BX-001-A01 <div style="float: right;">Foglio 127 di 149</div>

In particolare:

Instabilità del fronte e/o del cavo: fenomeni di instabilità del fronte e/o del cavo della galleria dipendono sostanzialmente dalla presenza di tratte del tracciato caratterizzate da parametri geomeccanici scadenti, come nelle zone caratterizzate da contesti tettonizzati. Sulla base dei risultati ottenuti, le analisi più penalizzanti hanno evidenziato un comportamento tendente alla categoria "B", ovvero stabile a breve termine. Si predispongono dunque opportuni rivestimenti di prima e seconda fase e si predispone l'impiego eventuale di chiodature al contorno da applicare in presenza di situazioni particolarmente gravose.

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 non essendo presenti zone di faglia lungo il tracciato del cunicolo.

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.

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

Il pozzo in oggetto si sviluppa nella Formazione delle Argille a Palombini per la maggior parte della sua lunghezza. Tale formazione risulta costituita da argiloscisti di colore grigio-scuro appartenenti all'Unità tettonometamorfica Figogna. Le due facies che appartengono a tale formazione si distinguono tra loro per la presenza (Argiloscisti di Costaggiutta) o l'assenza (Argiloscisti di Murta) di calcari cristallini (Palombini). Nella zona di interesse non sono presenti faglie. La parte iniziale del pozzo per una profondità di circa 10-15 metri si sviluppa all'interno di materiale alterato.

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. Per questi contesti si predispongono opportuni rivestimenti di prima e seconda fase oltre alla presenza di interventi di presostegno dello scavo realizzati da piano campagna.

Carico idraulico: in base a quanto riportato nell'inquadramento idrogeologico ed evidenziato nel profilo geomeccanico, in linea generale si prevede possa essere presente un carico idraulico agente sul rivestimento definitivo unicamente per i primi 30m di scavo.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-BX-001-A01 Foglio 128 di 149

Venute d'acqua concentrate: Per quanto riguarda l'assetto idrogeologico, non si prevede la possibilità di venute d'acqua concentrate non essendo presenti zone di faglia lungo il tracciato del pozzo.

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

13.6.1. Cunicolo sezione corrente e 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 delle Argilliti a Palombini, qualora l'ammasso risulti caratterizzato da valori di resistenza e deformabilità attribuibili maggiormente alterate del gruppo geomeccanico 2 della formazione, ovvero con parametri prossimi al limite inferiore del range.

L'ammasso mostra scadenti proprietà geomeccaniche a causa del forte detensionamento indotto dallo scavo delle canne della Galleria di linea. L'RQD è variabile tra il 20 e il 45%; si individua ancora chiaramente la foliazione regolarmente e fittamente spaziata ma con struttura più intensamente piegata, fino alla microscala. Le superfici dei giunti sono alterate e la circolazione idrica è scarsa. I palombini, quando presenti (non oltre il 20-30%), risultano fratturati ed alterati.

In queste condizioni il fronte di scavo presenta un comportamento stabile a breve termine. L'avanzamento avviene 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 45), è possibile variare l'intensità degli interventi prevedendo un passo centine di 1.40 m e un numero di consolidamenti al fronte pari a 40.

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 35), si potrà ridurre il passo centine a 0.80m ed eventualmente aumentare il numero di consolidamenti al fronte fino a 90.

Argilliti a Palombini				
B2 Cunicolo sezione corrente e cabina MT/BT				
		MIN.	MEDI	MAX.
B2 allargata	Centine (HEB)	200	200	200
	Passo centine (m)	1.4	1	0.8
	Spessore sb (cm)	30	30	30
	Consolidamento fronte (n°)	40	72	90
	Consolidamento fronte L (m)	15	15	15

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-BX-001-A01 <table border="1" data-bbox="1420 224 1532 315"> <tr> <td>Foglio 129 di 149</td> </tr> </table>	Foglio 129 di 149
Foglio 129 di 149		

Qualora le condizioni geomeccaniche lo consentano si potrà procedere ad aumentare il campo di scavo riducendo la sovrapposizione utile.

13.6.2. Cunicolo di collegamento locale tecnico

Campo di applicazione

La sezione di tipo corrente, i cui interventi sono stati descritti al 9.2, si applica nella formazione delle Argilliti a Palombini, qualora l'ammasso risulti caratterizzato da valori di resistenza e deformabilità attribuibili maggiormente alterate del gruppo geomeccanico 2 della formazione, ovvero con parametri prossimi al limite inferiore del range.

L'ammasso mostra scadenti proprietà geomeccaniche a causa del forte detensionamento indotto dallo scavo delle canne della Galleria di linea. L'RQD è variabile tra il 20 e il 45%; si individua ancora chiaramente la foliazione regolarmente e fittamente spaziata ma con struttura più intensamente piegata, fino alla microscala. Le superfici dei giunti sono alterate e la circolazione idrica è scarsa. I palombini, quando presenti (non oltre il 20-30%), risultano fratturati ed alterati.

In queste condizioni il fronte di scavo presenta un comportamento stabile a breve termine. L'avanzamento avviene 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 45), è possibile variare l'intensità degli interventi prevedendo un passo centine di 1.40 m e un numero di consolidamenti al fronte pari a 25.

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 35), si potrà ridurre il passo centine a 0.80m ed eventualmente aumentare il numero di consolidamenti al fronte fino a 45.

Argilliti a Palombini				
B2 Cunicolo locale tecnico				
		MIN.	MEDI	MAX.
B2 allargata	Centine (HEA)	180	180	180
	Passo centine (m)	1.4	1	0.8
	Spessore sb (cm)	20	20	20
	Consolidamento fronte (n°)	25	35	45
	Consolidamento fronte L (m)	18	18	18
	Consolidamento fronte Sovr. (m)	6	6	6

Qualora le condizioni geomeccaniche lo consentano si potrà procedere ad aumentare il campo di scavo riducendo la sovrapposizione utile.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-BX-001-A01 <table border="1" style="float: right; margin-left: 20px;"> <tr> <td>Foglio</td> <td>130 di</td> </tr> <tr> <td></td> <td>149</td> </tr> </table>	Foglio	130 di		149
Foglio	130 di				
	149				

13.6.3. Pozzo di ventilazione

Campo di applicazione

Lo scavo del pozzo di ventilazione attraverserà prevalentemente la formazione delle Argille a Palombini con un ammasso dotato di discrete caratteristiche meccaniche, solo nella zona superficiale si prevede la presenza di un terreno argilloso probabilmente appartenente all'alterazione delle argilliti.

In profondità l'ammasso avrà un RQD superiore al 45-50%: è possibile individuare chiaramente la foliazione regolarmente spaziata ma la struttura non è intensamente piegata fino alla microscala. Le superfici dei giunti non sono alterate e la circolazione idrica è scarsa o assente. La presenza dei palombini può superare il 50% fino a condizionare il comportamento generale dell'ammasso; gli strati calcarei sono però poco fratturati e poco alterati.

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.

13.7. Soglie di attenzione e allarme

Si riportano in

CUNICOLO DI COLLEGAMENTO - SOGLIE DI ATTENZIONE E ALLARME				
CARATT. GALLERIA	SOGLIA ATTENZIONE	SOGLIA ALLARME	SOGLIA ATTENZIONE	SOGLIA ALLARME
SEZ.TIPO	CONV. DIAMETRALE (cm)	CONV. DIAMETRALE (cm)	ESTRUSIONE (cm)	ESTRUSIONE (cm)
- Sezione corrente cunicolo	≤3	3-5	<2	<4
- Locale Tecnico				

Tabella 34 le soglie di attenzione e allarme relative alle differenti sezioni tipo.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-BX-001-A01 Foglio 131 di 149

CUNICOLO DI COLLEGAMENTO - SOGLIE DI ATTENZIONE E ALLARME				
CARATT. GALLERIA	SOGLIA ATTENZIONE	SOGLIA ALLARME	SOGLIA ATTENZIONE	SOGLIA ALLARME
SEZ.TIPO	CONV. DIAMETRALE (cm)	CONV. DIAMETRALE (cm)	ESTRUSIONE (cm)	ESTRUSIONE (cm)
- Sezione corrente cunicolo	≤ 3	3-5	< 2	< 4
- Locale Tecnico				

Tabella 34 - Soglie di attenzione e allarme cunicolo di collegamento

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.

POZZO DI AEREAZIONE - SOGLIE DI ATTENZIONE E ALLARME				
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 35 - Soglie di attenzione e allarme trave di coronamento dello scavo

13.8. 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.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-BX-001-A01 <table border="1" data-bbox="1420 232 1532 315"> <tr> <td>Foglio 132 di 149</td> </tr> </table>	Foglio 132 di 149
Foglio 132 di 149		

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

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.

13.9. 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.

La geometria dell'intervento consentirà di realizzare un trattamento sufficientemente diffuso dell'ammasso al contorno del pozzo, così da creare un volume di terreno compattato dotato di migliori caratteristiche meccaniche rispetto a quelle del terreno di base. 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÷2.0;
- Rapporto bentonite/acqua = 0.05/0.08;
- Densità = 1.28÷1.32 g/cm³.

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÷1.8 g/cm³;

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-BX-001-A01 <table border="1" data-bbox="1420 224 1532 315"> <tr> <td>Foglio 133 di 149</td> </tr> </table>	Foglio 133 di 149
Foglio 133 di 149		

- 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 dapprima uno strato di circa 2-3 m di coltre superficiale classificabile come sabbia limosa, poi in profondità un terreno argilloso poco permeabile dotato di discrete caratteristiche meccaniche. È probabile che siano presenti strati appartenenti all'alterazione delle argilliti dove si incontrerà invece una roccia fortemente fratturata: in tali condizioni l'efficacia dell'iniezione sarà legata alla capacità della miscela di riempire le fessure dell'ammasso.

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.

13.9.1. Controlli preliminari all'esecuzione del trattamento

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 kg/cm² (a 28 gg);

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

- resa volumetrica > 95 %;
- resistenza a compressione > 30 kg/cm².
- peso specifico 1.5 - 1.8 t/m³;
- viscosità Marsh iniziale 35 - 45 sec;
- pressofiltrazione a 7 atm:

a 30"	<10 cm ³
a 1'	<15 cm ³
a 2'	<22 cm ³
a 4'	<32 cm ³

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-BX-001-A01 <table border="1" data-bbox="1420 232 1532 315"> <tr> <td>Foglio 134 di 149</td> </tr> </table>	Foglio 134 di 149
Foglio 134 di 149		

- a 8' <math><48\text{ cm}^3</math>
- a 15' <math><65\text{ cm}^3</math>
- a 30' <math><100\text{ cm}^3</math>

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

13.9.2. Controlli durante il campo prova

Dovranno essere identificate e segnalate per ogni trattamento eventuali refluentamenti 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)

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;

<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-BX-001-A01</p>	<p>Foglio 135 di 149</p>

- 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).

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-BX-001-A01	Foglio 136 di 149

14. MONITORAGGIO CUNICOLO DI COLLEGAMENTO

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

14.1. 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 del cunicolo 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.

14.1.1. *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-BX-001-A01</p>	<p>Foglio 137 di 149</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  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-BX-001-A01 <table border="1" data-bbox="1420 232 1532 315"> <tr> <td>Foglio 138 di 149</td> </tr> </table>	Foglio 138 di 149
Foglio 138 di 149		

- 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-BX-001-A01	Foglio 139 di 149

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-BX-001-A01</p> <p>Foglio 140 di 149</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.

14.1.2. 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-BX-001-A01	Foglio 141 di 149

- 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.

14.1.3. 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.

14.1.4. 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.

14.2. Misure di convergenza a cinque punti

14.2.1. 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-BX-001-A01 <table border="1" data-bbox="1420 232 1532 315"> <tr> <td>Foglio 142 di 149</td> </tr> </table>	Foglio 142 di 149
Foglio 142 di 149		

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).

14.2.2. *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.

14.2.3. *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 del cunicolo di collegamento.

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.

14.2.4. *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  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-BX-001-A01 <table border="1" data-bbox="1420 224 1532 315"> <tr> <td>Foglio 143 di 149</td> </tr> </table>	Foglio 143 di 149
Foglio 143 di 149		

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

14.2.5. 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.

14.3. 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 preinvestimenti. 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.

14.3.1. Installazione delle barrette estensimetriche a corda vibrante a saldare

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

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-BX-001-A01 <table border="1" data-bbox="1420 230 1532 315"> <tr> <td>Foglio 144 di 149</td> </tr> </table>	Foglio 144 di 149
Foglio 144 di 149		

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

14.3.2. *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 delle caratteristiche della centina.

Profilo centine	Soglia di carico	Sezione
HEB 200	0 – 200 ton	Cunicolo sezione corrente
HEA 180		

- Frequenza dei rilevamenti e restituzione dei dati

E' prevista l'installazione di n. 2 sezioni strumentate 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-BX-001-A01 <table border="1" data-bbox="1420 235 1532 315"> <tr> <td>Foglio 145 di 149</td> </tr> </table>	Foglio 145 di 149
Foglio 145 di 149		

15. 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.

15.1. Misure topografiche

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

15.1.1. 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 15 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.

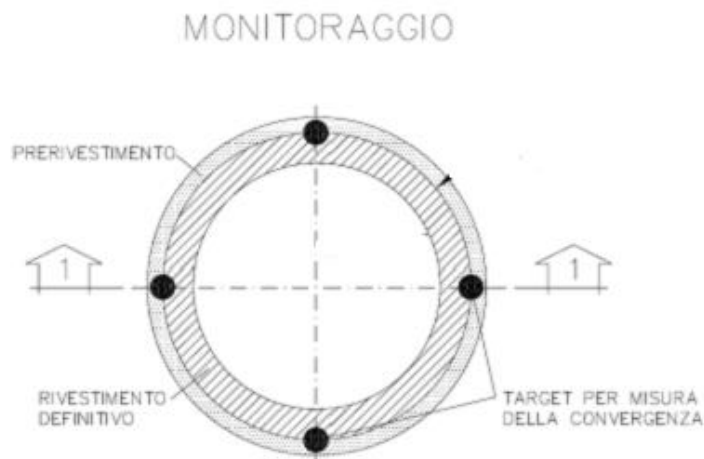


Figura 15-1. – Disposizione mire topografiche

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG51-04-E-CV-RO-GN95-BX-001-A01 <table border="1" data-bbox="1420 235 1532 315"> <tr> <td>Foglio 146 di 149</td> </tr> </table>	Foglio 146 di 149
Foglio 146 di 149		

15.1.2. 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.

15.1.3. 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: $\pm 3 \text{ mm} + 2 \text{ ppm}$.

15.1.4. 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-BX-001-A01</p>	<p>Foglio 147 di 149</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.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>IG51-04-E-CV-RO-GN95-BX-001-A01</p>	<p>Foglio 148 di 149</p>

16. CONCLUSIONI

Nella presente relazione sono stati mostrati i dimensionamenti delle strutture connesse alla realizzazione del pozzo di ventilazione afferente alla WBS GN95B.

L'opera sorge all'incirca all'altezza della progressiva pk 4+040,42 BD Galleria di Interconnessione Voltri e presenta uno sviluppo verticale di circa 60m. Al suo termine il collegamento con le gallerie di linea è garantito da un cunicolo di lunghezza totale di circa 18 m analizzato nella presente relazione.

Nella WBS rientrano inoltre sia il cunicolo della cabina MT/BT alla pk 3+960.00 BDI, che il locale tecnico alla pk 4+015.42 BD.

Per lo scavo del pozzo è previsto l'attraversamento di una parte iniziale di materiale alterato seguito dalla formazione della Argille a Palombini fino alla quota di fondo scavo.

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.

<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-BX-001-A01</p>	<p>Foglio 149 di 149</p>

17. ALLEGATI DI CALCOLO