

LIASON LYON - TURIN / COLLEGAMENTO TORINO - LIONE

Partie commune franco-italienne
Section transfrontalière

Parte comune italo-francese
Sezione transfrontaliera

**NOUVELLE LIGNE LYON TURIN – NUOVA LINEA TORINO LIONE
PARTIE COMMUNE FRANCO-ITALIENNE – PARTE COMUNE ITALO-FRANCESE**

**PARTE IN TERRITORIO ITALIANO – PROGETTO IN VARIANTE
(OTTEMPERANZA ALLA PRESCRIZIONE N. 235 DELLA DELIBERA CIPE 19/2015)**

CUP C11J05000030001 – PROGETTO DEFINITIVO

GENIE CIVIL – OPERE CIVILI

TUNNEL DE BASE – TUNNEL DI BASE

GALERIE DE LA MADDALENA – GALLERIA DELLA MADDALENA

GALERIE MADDALENA 2 – GENIE CIVIL – GALLERIA MADDALENA 2 – OPERE CIVILI

**RAPPORT TECHNIQUE ET DE CALCUL DES SOUTÈNEMENTS – RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO
DEI SOSTEGNI**

Indice	Date/ Data	Modifications / Modifiche	Etabli par / Concepito da	Vérifié par / Controllato da	Autorisé par / Autorizzato da
0	15/10/2016	Première diffusion PRV / Prima emissione PRV	M. JANUTOLO (BG) G. QUESTI (BG) C. SALOT (BG)	F. MAGNORFI C. OGNIBENE	L. CHANTRON A. MORDASINI
A	27/01/2017	Révision suite aux commentaires TELT / Revisioni a seguito commenti TELT	M. JANUTOLO (BG) G. QUESTI (BG) C. SALOT (BG)	F. MAGNORFI C. OGNIBENE	L. CHANTRON A. MORDASINI
B	16/03/2017	Passage au statut AP / Passaggio allo stato AP	M. JANUTOLO (BG) G. QUESTI (BG) C. SALOT (BG)	F. MAGNORFI C. OGNIBENE	L. CHANTRON A. MORDASINI



CODE DOC	P	R	V	C	3	A	T	S	3	7	5	4	1	B
	Phase / Fase		Sigle étude / Sigla		Émetteur / Emittente			Numero			Indice			

A	P	N	O	T
Statut / Stato		Type / Tipo		

ADRESSE GED INDIRIZZO GED	C3A	//	//	26	48	21	10	02
------------------------------	------------	-----------	-----------	-----------	-----------	-----------	-----------	-----------

ECHELLE / SCALA



TELT sas – Savoie Technolac - Bâtiment "Homère"
13 allée du Lac de Constance – 73370 LE BOURGET DU LAC (France)
Tél. : +33 (0)4.79.68.56.50 – Fax : +33 (0)4.79.68.56.75
RCS Chambéry 439 556 952 – TVA FR 03439556952
Propriété TELT Tous droits réservés – Proprietà TELT Tutti i diritti riservati

Ce projet est cofinancé par l'Union européenne (DG-TREN)



Questo progetto è cofinanziato dall'Unione europea (TEN-T)

SOMMAIRE / INDICE

1. INTRODUZIONE	7
2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	7
3. QUADRO GEOLOGICO, IDROGEOLOGICO E GEOMECCANICO	8
4. DEFINIZIONE DEI SOSTEGNI MESSI IN OPERA	9
4.1 Scavo tradizionale Maddalena 2	9
4.1.1 Sezione tipo S1	9
4.1.2 Sezione tipo S2	10
4.1.3 Sezione di attacco.....	10
4.2 Scavo meccanizzato Maddalena 2	11
4.3 Sezioni di innesto.....	11
4.3.1 Fasaggio di scavo	11
4.3.2 Disposizioni per ridurre l'effetto dello scavo con esplosivo sul tunnel principale e considerazioni in merito.....	13
4.4 Galleria di connessione 2.....	14
4.5 Ramo RLS	15
5. CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI SULLA STRUTTURA	15
5.1 Sezioni di calcolo.....	15
5.2 Parametri geotecnici	17
5.2.1 Parametri dei depositi lacustri e glaciali (sezione tipo S2).....	17
5.2.2 Parametri dei micascisti di Clarea (sezione di innesto)	17
5.3 Calcolo dei carichi su sostegni e rivestimenti.....	18
6. DESCRIZIONE DEL MODELLO NUMERICO	18
6.1 Generalità.....	18
6.2 Sezione tipo S2	18
6.3 Sezione di innesto	19
6.4 Parametri del terreno (sezione tipo S2)	19
6.4.1 Depositi fluvioglaciali.....	19
6.4.2 Depositi glaciali indifferenziati.....	20
6.5 Sostegni.....	21
6.5.1 Sezione tipo S2	21
6.5.2 Sezione di innesto	23
7. VERIFICA DEI SOSTEGNI DELLA SEZIONE TIPO S2.....	24
7.1 Materiali e resistenze di calcolo	24
7.2 Verifica a pressoflessione	24
7.3 Depositi fluvioglaciali	25
7.4 Depositi glaciali indifferenziati	29
8. VERIFICA DELLO STATO TENSIONALE SOTTO LA SCAMPANATURA	33
8.1 Depositi Fluvioglaciali.....	33
8.2 Depositi Glaciali indifferenziati	34
9. VERIFICA DEI SOSTEGNI DELLA SEZIONE DI INNESTO.....	35
9.1 Materiali e resistenze di calcolo	35

Rapport technique et calcul des soutènements / Relazione tecnica e di calcolo dei sostegni

9.2	Comportamento dell'ammasso roccioso	36
9.3	Verifiche effettuate	39
9.4	Verifica dei conci.....	39
9.4.1	Verifica dell'anello di conci	40
9.5	Verifica dei bulloni nella zona dell'allargamento	43
9.6	Verifica dei bulloni di sostegno dei conci	44
9.7	Verifica del sostegno dell'allargamento.....	45
9.8	Verifica degli ancoraggi nel setto	47
10.	VERIFICA DELLA SEZIONE TIPO S1	48
10.1	Materiali e resistenze di calcolo	48
10.2	Verifica della capacità portante	48
11.	VERIFICA DELLA STABILITÀ DEL FRONTE DI SCAVO.....	50
11.1	Metodo di verifica.....	50
11.2	Depositi fluvioglaciali: verifica dello strozzo in corrispondenza dello strozzo.....	52
11.3	Depositi fluvioglaciali: sezione tipo S2.....	53
11.4	Depositi glaciali indifferenziati: sezione tipo S2.....	55
11.5	Sezione di innesto	56
12.	VERIFICA DEGLI INFILAGGI.....	57
13.	CONCLUSIONI	60
ALLEGATO 1: PROFILO GEOLOGICO-GEOMECCANICO DELLA GALLERIA MADDALENA 2 CON RIPARTIZIONE DELLE SEZIONI TIPO		61
ALLEGATO 2: CALCOLO DEI CARICHI ATTIVI SECONDO TERZAGHI		62

LISTE DES FIGURES / INDICE DELLE FIGURE

Figura 1:	Rinforzo del setto in roccia.....	13
Figura 2:	Confronto tra galleria di connessione 2 (in nero) e sezione E-E dell'area di sicurezza di Clarea (in rosso)	16
Figura 3:	Confronto tra ramo RLS (in nero) e sezione R-R dell'area di sicurezza di Clarea (in rosso)	17
Figura 4:	Modello numerico della sezione S2 con il sostegno.....	22
Figura 5:	Modello numerico del rivestimento della sezione S2.....	22
Figura 6:	Vista del modello 3D	24
Figura 7:	Sollecitazione al momento, S2 L1, FG.....	25
Figura 8:	Sollecitazione allo sforzo normale, S2 L1, FG.....	26
Figura 9:	Diagramma di interazione M-N, S2 L1, FG 35 cm	27
Figura 10:	Diagramma di interazione M-N, S2 L1, FG 50 cm	27
Figura 11:	Diagramma di interazione M-N, S2 L1, FG centine	28
Figura 12:	Spostamenti, S2, FG	28
Figura 13:	Zone plastiche, S2, FG.....	29
Figura 14:	Sollecitazione a momento, S2 L1, GI.....	30
Figura 15:	Sollecitazione allo sforzo normale, S2 L1, GI.....	30
Figura 16:	Diagramma di interazione M-N, S2 L1, GI 35 cm	31
Figura 17:	Diagramma di interazione M-N, S2 L1 nelle scampanature, GI 50 cm	32
Figura 18:	Spostamenti, S2, GI	32
Figura 19:	Zone plastiche, S2, GI	33

Figura 20: Verifica degli stati tensionali sotto la scampanatura, S2, FG	34
Figura 21: Verifica degli stati tensionali sotto la scampanatura, S2, GI.....	35
Figura 22: Spostamenti (a sinistra) e zone plastiche (a destra) nella sezione di innesto.....	36
Figura 23: Spostamenti e zone plastiche nella sezione di innesto in prossimità del setto	37
Figura 24: Spostamenti e zone plastiche nella sezione di biforcazione	37
Figura 25: Plasticizzazione del setto roccioso, vista dall'esterno.....	37
Figura 26: Plasticizzazione del setto roccioso, in varie sezioni. La dimensione degli elementi è di circa 1.8 m in direzione longitudinale.....	38
Figura 27: Spostamenti sezione di innesto	38
Figura 28: Zone plastiche sezione di innesto	39
Figura 29: Sollecitazione a momento, conci sezione di innesto	40
Figura 30: Sollecitazione a sforzo normale, conci sezione di innesto	40
Figura 31: Diagramma di interazione M-N, sezione di innesto, conci con armatura	41
Figura 32: Sollecitazione a momento, conci sezione di innesto	42
Figura 33: Sollecitazione a sforzo normale, conci sezione di innesto	42
Figura 34: Diagramma di interazione M-N, sezione di innesto, conci con armatura	43
Figura 35: Sollecitazione a sforzo normale, bulloni sezione di innesto.....	44
Figura 36: Sollecitazione a sforzo normale, bulloni conci, sezione di innesto	45
Figura 37: Sollecitazione a momento, sostegno allargamento, sezione di innesto	46
Figura 38: Sollecitazione a sforzo normale, sostegno allargamento, sezione di innesto	46
Figura 39: Diagramma di interazione M-N, sezione di innesto, cls proiettato	47
Figura 40: Sforzi normali negli ancoraggi	48
Figura 41: Modello di calcolo della pressione sul fronte di scavo del tunnel.....	50
Figura 42: Schema delle forze che agiscono sul fronte.....	51
Figura 43: Fronte di testata: in rosa la superficie di scavo, in verde i bulloni considerati.....	52
Figura 44: Zone plastiche al fronte	56
Figura 45: Spostamenti al fronte (estrusione)	57
Figura 46: Schema statico considerato per la verifica degli infilaggi.....	58
Figura 47: Schema per il calcolo della pressione.....	58
Figura 48: Verifica degli infilaggi.....	59
Figura 49: Carichi attivi secondo Terzaghi, depositi FG	62
Figura 50: Carichi attivi secondo Terzaghi, depositi GI.....	63

LISTE DES TABLEAUX / INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1: Sollecitazioni nella sezione mista	26
Tabella 2: Sollecitazioni nel cls	26
Tabella 3: Sollecitazioni nella centina	26
Tabella 4: Sollecitazioni nella sezione mista	31
Tabella 5: Sollecitazioni nel cls	31
Tabella 6: Sollecitazioni nella centina	31
Tabella 7: Stati tensionali determinanti sotto la scampanatura, S2, FG	33
Tabella 8: Stati tensionali determinanti sotto la scampanatura, S2, GI	34
Tabella 9: Sollecitazioni nei conci in fase provvisoria	41
Tabella 10: Sollecitazioni nei conci al completamento dello scavo	42
Tabella 11: Sollecitazioni nei conci al completamento dello scavo, nella zona di biforcazione.....	43
Tabella 10: Sollecitazioni nel cls	46
Tabella 13: Pressione agente sugli infilaggi secondo Terzaghi	59

Rapport technique et calcul des soutènements / Relazione tecnica e di calcolo dei sostegni

RESUME / RIASSUNTO

La présente note décrit le dimensionnement et la vérification des soutènements des galeries Maddalena 2 et de connexion 2.

Les profils types sont différents en fonction de la géologie rencontrée et des méthodes d'excavation (creusement traditionnel ou mécanisé).

Les calculs ont été réalisés pour les sections courantes et pour les entonnements entre Maddalena 2 et la galerie de connexion 2 ou le Tunnel de Base.

Les calculs ont été réalisés à l'aide du logiciel Zsoil, en tenant compte du phasage de creusement.

La presente relazione descrive il dimensionamento e la verifica dei sostegni delle gallerie Maddalena 2 e di connessione 2.

Le sezioni tipo sono diverse in funzione della geologia incontrata e dei metodi di scavo (scavo tradizionale o meccanizzato).

I calcoli sono stati realizzati per le sezioni correnti e le sezioni di innesto tra Maddalena 2 e la galleria di connessione 2 o il Tunnel di Base.

I calcoli sono stati effettuati con l'ausilio del software Zsoil, tenendo conto del fasaggio di scavo.

1. Introduzione

La variante progettuale a seguito della prescrizione n. 235 in fase di approvazione del Progetto Definitivo da parte del CIPE ha come conseguenze la sostituzione della galleria di ventilazione di Val Clarea prevista nel Progetto Definitivo Approvato con una nuova galleria denominata Maddalena 2 (con portale situato alla Maddalena, in comune di Chiomonte) e lo scavo di questa galleria con una TBM scudata che si innesta poi nel Tunnel di Base proseguendo sul Binario Pari dello stesso fino al portale di Susa.

Siccome la TBM si innesta sul Tunnel di Base alla pk 53+514 mentre l'area di sicurezza di Clarea è prevista più a monte, la galleria di connessione 2 permette di congiungere la galleria Maddalena 2 con la caverna tecnica dell'area di sicurezza.

Fino all'innesto con la galleria di connessione 2 (PM 2035), la galleria Maddalena 2 presenta la funzione di ventilazione dell'area di sicurezza di Clarea e di estrazione fumi del Tunnel di Base. Queste funzioni continuano con la galleria di connessione 2, mentre nella tratta rimasta di Maddalena 2 si effettua lo stoccaggio irreversibile delle rocce verdi e non sarà più accessibile in fase di esercizio.

L'obiettivo del presente documento è il dimensionamento dei sostegni di prima fase delle gallerie Maddalena 2 e di connessione 2.

2. Documenti di riferimento

2.1 Quadro normativo di riferimento

Il quadro normativo di riferimento è trattato nell'allegato 4.1 del Dossier Preliminare della Sicurezza (documento PRF_C1_0003_00-00-00_10-03).

2.2 Documenti di progetto

- PRV_C3A_7540_26-48-21 Relazione tecnica descrittiva
- PRV_C3A_7543_26-48-21 Sezione corrente – sezione tipo sostegno S2
- PRV_C3A_7544_26-48-21 Sezione corrente – sezione tipo sostegno S1
- PRV_C3A_7468_26-48-21 Zona di innesto con connessione 2 – sezione tipo sostegno 1/3
- PRV_C3A_7545_26-48-21 Zona di innesto con connessione 2 – sezione tipo sostegno 2/3
- PRV_C3A_7469_26-48-21 Zona di innesto con connessione 2 – sezione tipo sostegno 3/3
- PRV_C3A_7546_26-48-21 Zona di innesto con il TdB – sezione tipo sostegno
- PRV_C3A_7547_26-48-21 Ramo RLS – sezione tipo sostegno S1
- PRV_C3A_7548_26-48-21 Ramo RLS – sezione tipo sostegno S2
- PRV_C3A_7549_26-48-21 Ramo RLS – sezione tipo sostegno S3
- PRV_C3A_7635_26-48-23 Sezione corrente – sezione tipo sostegno S1
- PRV_C3A_7636_26-48-23 Sezione corrente – sezione tipo sostegno S2
- PRV_C3A_7637_26-48-23 Sezione corrente – sezione tipo sostegno S3
- PRV_C3A_7588_26-48-35 Sezione della berlinese in corrispondenza della galleria
- PRV_C3A_7531_26-48-35 Dima d'attacco e rinforzo fronte di scavo galleria.
- PRV_C3A_7550_26-48-21 Carpenteria – sezione corrente TBM.
- PRV_C3A_3730_26-46-20 Relazione tecnica e di calcolo dei sostegni
- PRV_C3A_3731_26-46-20 Relazione di calcolo del rivestimento definitivo

- PRV_C3A_3949_26-19-00 Relazione tecnica e di calcolo
- PRV_C3A_3950_26-19-00 Relazione di calcolo del rivestimento con conci prefabbricati.

3. Quadro geologico, idrogeologico e geomeccanico

3.1 Galleria Maddalena 2

La galleria attraversa nei primi 127 m circa i depositi lacustri e glaciali (copertura quaternaria). Tali depositi si compongono in depositi glaciali di fondo o fluvioglaciali (*fg*), che si prevede di incontrare nei primi 52 m (con copertura massima di 19.5 m), e in depositi glaciali indifferenziati (*gi*), nei successivi 75 m (con copertura massima di 68 m). Il passaggio da una litologia e l'altra è considerato in maniera conservativa (ai fini dei calcoli) in calotta, quando la litologia sparisce completamente sulla sezione di scavo.

Successivamente si prevede di incontrare un orizzonte di scollamento per una lunghezza di circa 25 m. Tale orizzonte è composto da carniole e cataclasiti carbonatiche.

Seguono dei marmi dolomitici per una lunghezza di 35 m circa e dei micascisti e scisti carbonatici dell'unità d'Ambin per altrettanti 35 m. Tali litologie sono caratterizzate da un RMR di classe III (nel range 41-50) ed una copertura massima di 83 m.

A partire dal PM 215 circa lo scavo incontrerà il complesso d'Ambin, composto inizialmente dagli gneiss aplitici (fino al PM 1140 circa) e successivamente dagli gneiss albitici passanti a micascisti quarzosi fino al PM 1340 circa. In questa tratta si ha un ammasso di buona qualità con indici RMR prevalenti di classe I a II ed indici GSI compresi in maggioranza nel range 60-90. In corrispondenza degli gneiss albitici si ha una leggera degradazione dei parametri con RMR prevalente di classe III e GSI nel range 45-70. La copertura massima in questa tratta è pari a 560 m.

Dopo il PM 1340 e fino alla fine della galleria, lo scavo avverrà nel complesso di Clarea composto da micascisti e gneiss minuti. Tale tratta è caratterizzata da un indice RMR in prevalenza di classe III (da 51 a 60) e da un indice GSI prevalente nel range 55-70. Il valore minimo dell'indice GSI previsto nella tratta è pari a 50 ed il valore massimo è pari a 85. La copertura massima è pari a 1210 m.

I fenomeni di rilascio in calotta osservati nel cunicolo esplorativo potrebbero riprodursi, sebbene questi fenomeni non siano stati di grande entità nella tratta di cunicolo corrispondente alla galleria in oggetto ed inoltre l'impatto di tali fenomeni sullo scavo con TBM scudata è limitato (presenza dello scudo e dei conci immediatamente a tergo).

Dal punto di vista idrogeologico, si prevedono venute d'acqua superiori a 125 l/min/ 10 m tunnel solo verso il PM 450 e verso il PM 950. Nei depositi lacustri e glaciali non si prevedono venute d'acqua.

Per maggiori dettagli si veda il profilo geologico-geomeccanico PRV_C3B_7207_26-48-01.

3.2 Galleria di connessione 2

Per quanto riguarda la galleria di connessione 2, si veda il profilo geomeccanico PRV_C3B_7208_26-48-01. La galleria attraversa i micascisti e gneiss del complesso di Clarea. Si prevedono alcune zone con fratturazione spaziata ma persistente ma nessuna di faglia e/o tettonizzata.

L'ammasso si presenta di buona qualità, con indice GSI nel range 55-70 ed indice RMR che varia da II a III secondo le tratte (RMR da 51 a 70), con RMR III dominante.

I fenomeni di rilascio in calotta osservati nel cunicolo potrebbero riprodursi, sebbene questi fenomeni non siano stati di grande entità nella tratta di cunicolo corrispondente alla galleria in oggetto (si sono messi in opera dei centinini solo su circa 35% del lineare e non si sono mai messe in opera centine pesanti con pannellature) e considerando anche le differenze tra metodo tradizionale e meccanizzato con TBM aperta descritte nella relazione dei sostegni dell'area di sicurezza di Clarea (documento PRV_C3A_3730_26-46-20).

Dal punto di vista idrogeologico, si prevedono venute d'acqua superiori a 125 l/min su 10 m di tunnel solo per una tratta di circa 100 m.

La copertura della galleria varia da 740 a 1350 m.

4. Definizione dei sostegni messi in opera

Si illustrano di seguito le sezioni tipo di sostegno e rivestimento previste per le gallerie Maddalena 2 e di connessione 2 e se ne fornisce la ripartizione lungo il tracciato. La ripartizione delle sezioni tipo per Maddalena 2 viene inoltre rappresentata nell'allegato 1.

4.1 Scavo tradizionale Maddalena 2

Per i primi 160 m dall'imbocco lo scavo avverrà con metodo tradizionale in modo da consentire il lancio della TBM al di fuori dei depositi lacustri e glaciali con presenza di trovanti e clasti e dell'orizzonte di scollamento con carnioli il cui comportamento allo scavo, da esperienze di altri progetti, potrebbe essere problematico. Il fronte dovrebbe trovarsi interamente nei marmi dolomitici al PM 150 circa. Si sono considerati precauzionalmente 10 m prima del lancio della TBM in modo da assicurarsi durante lo scavo del cambiamento completo di litologia su tutto il fronte. Questa distanza potrebbe essere adattata (ed in particolare ridotta) sulla base delle litologie effettivamente incontrate e del loro comportamento meccanico.

Per i depositi lacustri e glaciali nei primi 130 m circa si è prevista la sezione tipo S2, mentre per il successivo orizzonte di scollamento la sezione tipo S1. Questo in analogia con il cunicolo esplorativo della Maddalena, in cui nei primi 118 m (nei depositi fluvioglaciali e glaciali indifferenziati) sono state messe in opera le sezioni tipo T5 e T5i (più pesanti) e nei successivi 80 m (in corrispondenza di carnioli, dolomie e micascisti grigi) le sezioni tipo T3 e T3p.

La sezione è allargata in modo da consentire la traslazione della TBM dalla piattaforma all'imbocco in cui viene montata fino al lancio, all'interno della sezione già provvista di rivestimento definitivo.

4.1.1 Sezione tipo S1

La sezione tipo S1 presenta le seguenti misure di sostegno:

- Consolidamento del fronte con barre in VTR;
- Centine HEB 200 passo 1 m in calotta e piedritti;
- Cls proiettato spessore tot. 35 cm in calotta e piedritti.

La sezione è cilindrica e lo scavo avviene a piena sezione. L'arco rovescio viene scavato a breve distanza dallo scavo e viene immediatamente seguito dal getto dell'elemento strutturale nel quale viene anche posato il cordolo per la guida della TBM durante la traslazione.

Per maggiori dettagli si veda l'elaborato PRV_C3A_7544_26-48-21.

4.1.2 Sezione tipo S2

La sezione tipo S2 presenta le seguenti misure di sostegno:

- Consolidamento del fronte e del contorno con barre in VTR;
- Infilaggi metallici con tubi in acciaio $\phi 139.7$ mm;
- Centine HEB200 passo 1 m previste su tutto il contorno della sezione (calotta, piedritti ed arco rovescio);
- Cls proiettato spessore totale 35 cm previsto su tutto il contorno della sezione.

Date le notevoli dimensioni della sezione e le basse coperture nei primi metri, lo scavo avviene con parzializzazione della sezione (calotta e strozzo). La sezione di scavo è troncoconica.

Per maggiori dettagli si veda l'elaborato PRV_C3A_7543_26-48-21.

4.1.3 Sezione di attacco

All'imbocco della galleria, si realizza una sezione di attacco ed una dima d'imbocco. La progettazione ha tenuto conto della limitata copertura, della necessità di scavare la berlinese esistente e dell'inclinazione dell'imbocco rispetto alla berlinese. Occorre notare che la posizione dell'imbocco è stata scelta sulla base del layout, dei vincoli esterni e dell'altezza della berlinese esistente che non permette un posizionamento più verso Est, laddove la galleria è pressappoco ortogonale rispetto alla berlinese, in quanto la copertura al di sopra dell'imbocco è minore. In corrispondenza dell'imbocco, tra gli assi di Maddalena 1 e di Maddalena 2 vi è un'interdistanza di 30 m al fine di evitare interazioni tra le due gallerie.

Le caratteristiche e misure di sostegno sono legate al fasaggio di scavo. Il fasaggio di scavo della sezione di attacco e di realizzazione della dima è il seguente:

- 1) Realizzazione sbancamento locale in superficie di circa 1.8 m di profondità per portarsi a livello della platea della calotta;
- 2) Realizzazione ombrello in tubi di acciaio. I tubi hanno tutti la stessa lunghezza e vengono quindi realizzati provvisoriamente a sbalzo sul lato esterno. Successivamente verranno fatti appoggiare sulle centine ed immorsati nella dima;
- 3) Consolidamento del fronte della calotta con barre in VTR;
- 4) Posa in opera delle centine HEB 200 e conseguente realizzazione della dima tra due centine, prima completamente all'esterno, poi contestualmente allo scavo della porzione in sotterraneo con sfondi pari a 1 m. Oltre alle centine, la porzione in sotterraneo sarà confortata con cls proiettato di spessore totale 35 cm;
- 5) Realizzazione platea in cls per la calotta;
- 6) Realizzazione sbancamenti in superficie fino al livello della platea dello strozzo (contestuale alla realizzazione della parte chiodata sul lato Est);
- 7) Consolidamento del fronte di testata (fronte in corrispondenza dello strozzo e pareti fino alla berlinese di sostegno del piazzale superiore sul lato Ovest e fino alla parete chiodata sul lato Est);
- 8) Scavo dello strozzo per sfondi pari a 1 m;
- 9) Posa in opera sostegni di prima fase con cls proiettato e centine HEB200;
- 10) Posa in opera di cls proiettato di seconda fase tra centine.

La dima è composta da una cassetta a perdere in pannelli metallici grecati all'intradosso e da cls di spessore che varia da 55 a circa 95 cm (conglobante le centine) armata di 2 strati di rete elettrosaldata.

In corrispondenza dei piani di appoggio laterali la dima si allarga per via della scampanatura della centina analoga alla sezione tipo S2. Si nota come la sezione di attacco comporta le misure di sostegno previste per le sezioni tipo S2 adattandole alla specifica configurazione geometrica di transizione esterno-interno.

Per maggiori dettagli si veda l'elaborato PRV_C3A_7531_26-48-35.

4.2 Scavo meccanizzato Maddalena 2

Per la tratta di Maddalena 2 scavata con TBM scudata il sostegno/rivestimento è composto da conci prefabbricati. I conci sono identici a quelli previsti sul TdB nelle stesse litologie, ovvero di spessore 45 cm e di classe di resistenza del cls C45/55 (sezione tipo TM45).

Per maggiori dettagli si veda l'elaborato PRV_C3A_7550_26-48-21 ma anche gli elaborati relativi al Tunnel di Base PD2_C3A_0620 e 0621 e 4851_26-19-30.

4.3 Sezioni di innesto

4.3.1 Fasaggio di scavo

La galleria Maddalena 2 comporta due sezioni di innesto per una lunghezza di circa 100 m: una con la connessione 2 e l'altra con il TdB.

L'allargamento della sezione con conci scavata in precedenza avviene mantenendo i conci sull'altro lato (sebbene per uno sviluppo limitato in corrispondenza del massimo allargamento) in modo da permettere di ubicare le reti ed i condotti di approvvigionamento del cantiere su quel lato e non doverli spostare durante la realizzazione dell'innesto o interromperli completamente.

Le caratteristiche dei sostegni della sezione dipendono dal fasaggio di realizzazione. Con l'obiettivo di garantire la sicurezza dei lavoratori e di ridurre le interferenze sul tunnel esistente (ovvero, la sezione con conci scavata in precedenza), si è definito il seguente fasaggio, illustrato negli elaborati PRV_C3A_7468&7545&7469_26-48-21:

- 1) Bullonatura dei conci (interi o porzioni di essi) che non verranno rimossi per stabilizzarli fissandoli all'ammasso roccioso. Si utilizzano bulloni di tipo Swellex Mn24 o equivalenti;
- 2) Taglio e rimozione dei conci per 4 anelli sul lato dell'allargamento per realizzazione di un ramo trasversale. Questo ramo è ubicato in corrispondenza della massima larghezza prevista per la sezione di innesto (ovvero ad una delle due estremità).
- 3) Realizzazione di un ramo trasversale rispetto all'asse della sezione con conci, di larghezza 7 m (7.2 m in direzione parallela all'asse della sezione con conci), in corrispondenza dei conci rimossi. La sezione viene realizzata a ferro di cavallo. Le dimensioni di tale ramo permettono di poter accogliere al suo interno il jumbo di perforazione dei fori da mina e dei bulloni per consolidare la superficie scavata.
- 4) Posa in opera dei sostegni per il ramo scavato in fase 3) (bullonatura e cls proiettato);
- 5) Alesaggio del ramo per ottenere la forma finale della sezione (volta circolare in direzione trasversale rispetto all'asse della sezione);
- 6) Posa in opera al fronte lato allargamento di cls proiettato e bulloni Swellex;
- 7) Posa in opera al fronte lato biforcazione di cls proiettato e bullonature Swellex, nonché di barre pretese al timpano del setto in roccia (8 barre pretese di tipo GEWI diametro 32 mm, lunghezza 7 m);
- 8) Posa in opera alle pareti dei sostegni di prima fase per la sezione allargata in fase 5), composti da cls proiettato di spessore 10 cm e da bulloni IBO R32S;

- 9) Avanzamento dello scavo nella parte da allargare con sfondo pari a 1.8 m (ovvero corrispondente ad un anello di conci), senza in contemporanea rimuovere i conci;
- 10) Posa in opera dei sostegni di prima fase per la sezione allargata in fase 7), composti da cls proiettato di spessore 10 cm e da bulloni IBO R32S alle pareti e da cls proiettato e bulloni Swellex al fronte;
- 11) Rimozione dei conci in corrispondenza dello sfondo e risagomatura del profilo di scavo nella parte superiore dove non è stato possibile eseguire lo sfondo. Le operazioni di ritiro dei conci saranno eseguite con dispositivi meccanizzati per la sicurezza dei lavoratori. Per prevenire il distacco di blocchi e scaglie in calotta contestuale alla rimozione dei conci si eseguirà un disgaggio all'estradosso dei conci dalla zona precedente già rimossa;
- 12) Posa in opera dei sostegni per la porzione laddove non sono stati ancora disposti nella fase 10) per ragioni geometriche ed operative;
- 13) Ripetizione delle operazioni da 9) a 11) fino alla fine della sezione di innesto;
- 14) Posa in opera dei sostegni di seconda fase con cls proiettato e rete elettrosaldata per tutta la sezione d'innesto, al fine di creare uno strato di regolarizzazione (e senza fibre nel cls proiettato) prima della posa dell'impermeabilizzazione;
- 15) Posa dell'impermeabilizzazione e successiva realizzazione del rivestimento definitivo che viene raccordato con i conci esistenti.

Si è scelto di realizzare gli sfondi prima della rimozione dei conci per le ragioni seguenti:

- La realizzazione dello scavo laterale riduce la quantità di materiale rilasciato che potrebbe cadere al momento della rimozione dei conci (ai fini della sicurezza dei lavoratori);
- E' possibile eseguire un disgaggio all'estradosso dei conci dalla zona precedente già rimossa;
- Se non si mantengono i conci, occorre allora creare uno schermo per proteggere i lavoratori nel tunnel principale durante lo scavo dell'allargamento, ai fini di mantenere la possibilità di passaggio verso la TBM situata più avanti.

Prima della rimozione dei conci, si taglieranno i connettori biconici con una sega circolare. Si rimuoveranno i conci anello dopo anello, dall'alto verso il basso. La malta di iniezione del vuoto anulare aderisce ai conci ed è rimossa allo stesso tempo che quest'ultima. Il pea gravel presente nei piedritti frana giù, ragione supplementare per ricorrere a mezzi meccanici per la rimozione dei conci (che sono comunque troppo pesanti). Nessun lavoratore si troverà dunque esposto al lato scoperto dei conci durante lo smontaggio dei conci.

La galleria di connessione 2 potrebbe già essere scavata al momento dell'inizio dei lavori, mentre il TdB (scavato in D&B, in provenienza dall'area di sicurezza di Clarea) verrà realizzato più tardi.

Durante lo scavo di queste gallerie, all'avvicinarsi della sezione di innesto, si rinforzerà il setto in roccia che le separa dalla sezione con conci prefabbricati scavata in precedente con 16 barre pretese di tipo GEWI Threadbar (Dywidag) 32 WR o equivalente, con spaziatura longitudinale 1.8 m e verticale 1.5 m. Tali barre sono disposte tra le due gallerie. La fila di barre più distante dalla sezione di innesto è posta a 6.3 m dal timpano della sezione.

Al timpano sono inoltre presenti le barre pretese di tipo GEWI ϕ 32 mm. Il rinforzo del setto viene mostrato nella figura seguente.

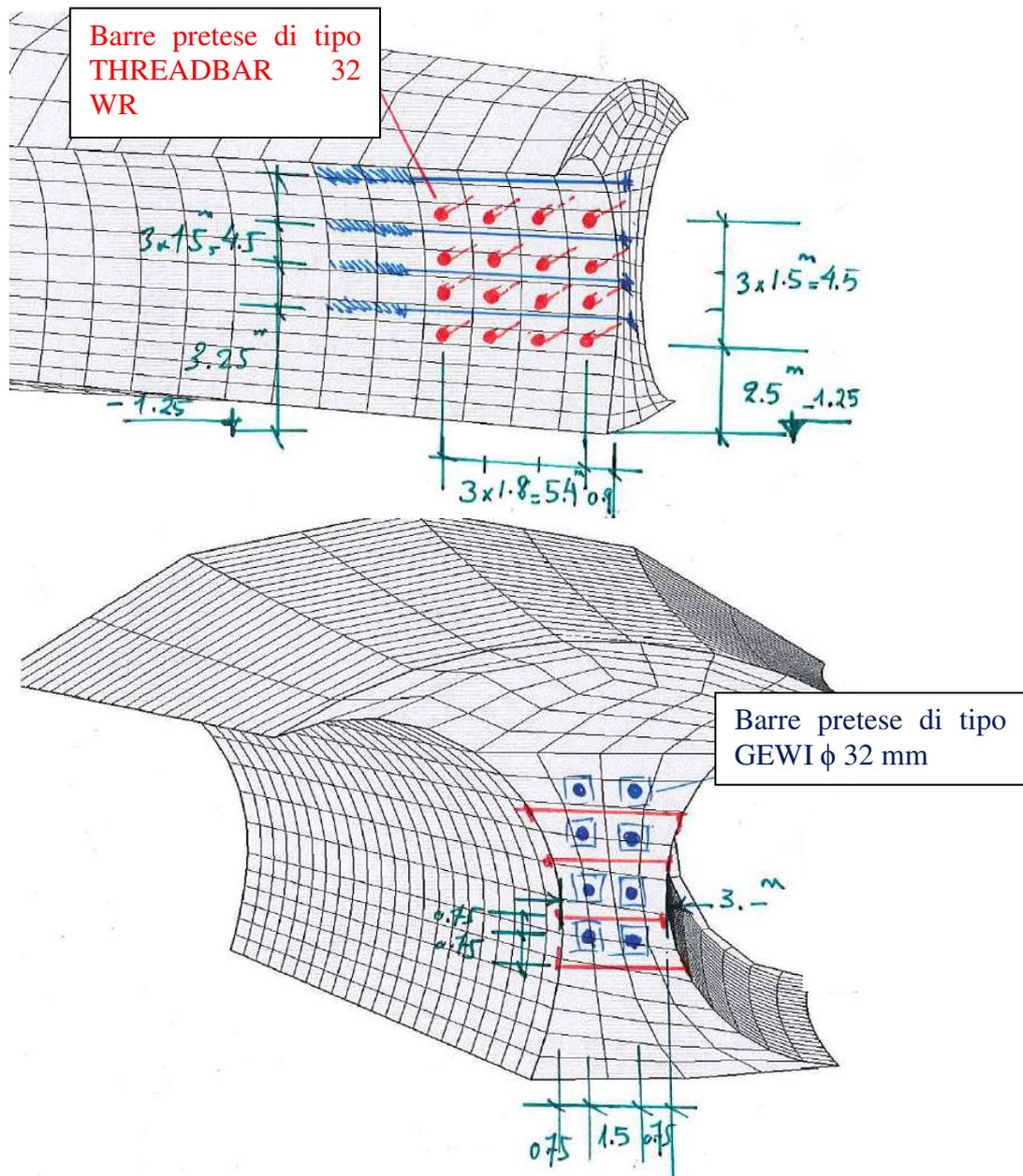


Figura 1: Rinforzo del setto in roccia

4.3.2 Disposizioni per ridurre l'effetto dello scavo con esplosivo sul tunnel principale e considerazioni in merito

Lo scavo dell'allargamento avverrà con esplosivo. Per minimizzare le vibrazioni sul tunnel esistente (ed in particolare sui conci) durante il brillamento, la quantità di esplosivo che detonerà simultaneamente sarà limitata. Questo si effettuerà riducendo la quantità di esplosivo in ogni foro da mina, mediante un ravvicinamento dei fori e moltiplicando il numero di ritardi per far saltare solo un numero limitato di denotatori in contemporanea.

A questo scopo, si ricorrerà o a detonatori elettronici che possono essere programmati individualmente per esplodere al millisecondo voluto o ad un tiro in sequenza. Quest'ultimo metodo consiste nell'utilizzare il numero di ritardi disponibili nella gamma proposta dai produttori in combinazione con i ritardi di linea che ritardano nel tempo l'esplosione della serie di detonatori a cui sono raccordati. Si ottiene in questo modo una moltiplicazione dei

ritardi disponibili. Infine, i fori di profilo in prossimità dei conci saranno caricati con una miccia detonante di 80 g al metro, una spaziatura dell'ordine di 30 - 50 cm ed innesco per gruppi prima dell'esplosione dei fori di rinora e di produzione. Questa tecnica, chiamata presplitting, permette di creare una fessura che va da un foro all'altro che ammortisce il treno di onde in provenienza dall'esplosione dei fori di rinora e di produzione, molto più carichi. La quantità di esplosivo nei fori di profilo è dal canto suo troppo debole per generare delle vibrazioni nefaste sui conci.

Per limitare il rischio di detonazione in tempo inopportuno causato dall'imprecisione di fabbricazione, bisogna escludere in questo caso l'uso di detonatori elettrici ed utilizzare dei nonel se non si utilizzano dei detonatori elettronici.

Siccome lo scavo si effettua parallelamente ai conci in posto, la deflagrazione e dunque l'energia massima dell'intensità vibratoria rilasciata sarà anch'esso orientato parallelamente ai conci, il che limita notevolmente la loro messa in vibrazione. La presenza del pea gravel di riempimento del vuoto anulare crea per di più un'interfaccia che ammortisce le vibrazioni, siccome queste ultime sono massivamente riflesse alla superficie dell'ammasso roccioso. Solo le onde trasversali giungeranno sui conci, ammortite ancora dal ri-arrangiamento granulare che interviene nel pea gravel.

La struttura stessa dell'anello di conci, con le sue separazioni longitudinali e trasversali (giunti), permettono ai diversi elementi di vibrare in modo parzialmente indipendente, siccome il movimento di apertura e di chiusura dei giunti dissipa una parte dell'energia vibratoria.

Il comportamento dell'anello di conci scosso dai tiri di mina è analogo a quelli di opere massive in muratura in pietra o a un muro a secco. Questo tipo di opere è classificato dalla norma svizzera SN 640 312a, dedicata agli effetti delle vibrazioni sulle costruzioni, come poco o molto poco sensibile.

E' perciò possibile scavare all'esplosivo senza danni connessioni di opere in sotterraneo o nuovi tunnel in prossimità immediata di opere in servizio, con vibrazioni misurate sulle opere inferiori a 30 mm/s alle basse frequenze (30 Hz), ovvero le più pericolose.

4.4 Galleria di connessione 2

Le stesse misure di sostegno definite per le gallerie dell'area di sicurezza di Clarea (si veda la relazione PRV_C3A_3730_26-46-20) sono state estese per la galleria di connessione 2, che presenta la stessa litologia e simile copertura.

Data l'assenza di faglie e di importanti fenomeni di rilascio, non si è prevista una sezione tipo con centine HEB (denominata "sezione S3" per l'area di sicurezza).

Le tipologie di sostegno sono dunque le seguenti:

- **Tipo S1** (leggero): si compone di cls proiettato e di bullonature di tipo Swellex ed è previsto ai fini del controllo del sovrascavo, cadute di blocchi e defoliazioni del contorno di scavo. Corrisponde alla sezione S1 dell'area di sicurezza.
- **Tipo S2** (medio): si compone di cls proiettato e di bullonature di tipo IBO in L1 e di tipo SN in L2. E' adatto per contrastare fenomeni di convergenza moderata del contorno del cavo e di moderata plasticizzazione. Per la sezione a doppio senso, più grande, si prevede inoltre l'uso di barre in vetroresina per rinforzare il nucleo di scavo e limitare il degrado dei parametri di resistenza dell'ammasso roccioso. Corrisponde alla sezione S2 dell'area di sicurezza.
- **Tipo S3** (per rilasci in calotta): si tratta di una sezione tipo analoga alla sezione tipo F3c1 del cunicolo. Oltre al cls proiettato, tale sezione tipo prevede una bullonatura densa e delle centine UPN in calotta con passo 1.2 m. Anche gli sfondi saranno pari a

1.2 m per seguire il passo delle centine e ridurre i fenomeni che si spiegano, nel caso del cunicolo, con una lunghezza non sostenuta pari a 6 m. Questa sezione corrisponde alla sezione S4 dell'area di sicurezza.

I termini L1 e L2 si riferiscono ai settori di lavoro secondo la norma svizzera SIA 198 (2004). Per maggiori dettagli si veda l'allegato 4 della relazione PRV_C3A_3730_26-46-20.

Sulla base del profilo geologico-geomeccanico della galleria PRV_C3B_7208_26-48-01 e dei criteri di applicazione delle sezioni tipo definite per l'area di sicurezza di Clarea (si veda la relazione PRV_C3A_3730_26-46-20), considerando S4 per la sezione S3 della galleria di connessione, si definisce **la seguente ripartizione delle sezioni tipo: S1 (65%), S2 (20 %), S3 (15 %)**.

4.5 Ramo RLS

Il ramo RLS presenta le stesse tipologie di sostegno della galleria di connessione 2 (e quindi dell'area di sicurezza di Clarea), in quanto ubicato nella stessa litologia e con simili coperture. Il sostegno provvisorio degli anelli di conci in Maddalena 2 durante l'apertura del ramo viene effettuato mediante bulloni di tipo Swellex Mn24, come nel caso della sezione di innesto (ubicata nello stesso contesto geomeccanico). In fase definitiva, sia la galleria Maddalena 2 che il ramo RLS verranno ritombati completamente con lo stoccaggio delle rocce verdi ed il riempimento in malta cementizia per cui non vi saranno più problemi di natura statica tali da necessitare un rinforzo della zona di intersezione.

Le fasi esecutive ed i raccordi tra le diverse geometrie sono mostrati negli elaborati PRV_C3A_7547e7548e7549_26-48-21.

Sulla base del profilo geologico-geomeccanico della galleria PRV_C3B_7207_26-48-01 e dei criteri di applicazione delle sezioni tipo definite per l'area di sicurezza di Clarea (si veda la relazione PRV_C3A_3730_26-46-20), si definisce **la seguente ripartizione delle sezioni tipo: S2 (100 %)**.

5. Calcolo delle sollecitazioni sulla struttura

5.1 Sezioni di calcolo

Galleria Maddalena 2 - sezione tipo S2

Si è eseguita la verifica per la sezione tipo S2 prevista per i depositi lacustri e glaciali nei primi 130 m circa dall'imbocco. La sezione è prevista sia per i depositi glaciali di fondo, che presentano parametri geotecnici più scadenti, ma minor copertura, che per i depositi glaciali indifferenziati, con parametri geotecnici migliori, ma con maggior copertura. Si sono definite dunque due sezioni di calcolo, una al PM 52 (depositi fluvioglaciali) e l'altra al PM 127 (depositi glaciali indifferenziati).

Galleria Maddalena 2 - sezione tipo S1

In assenza di parametri specifici per le carnirole che risultano dal ritorno di esperienza del cunicolo della Maddalena e data l'eterogeneità dell'orizzonte di scollamento, si è considerata la pressione radiale massima che può riprendere la sezione T3p messa in opera nel cunicolo in corrispondenza della zona di contatto tra carnirole e dolomie e si è utilizzata tale pressione per il dimensionamento di questa sezione tipo.

Galleria Maddalena 2 – sezione con conci prefabbricati

Oltre alle dolomie e micascisti grigi caratterizzate da basse coperture (<100 m) e parametri geomeccanici non scadenti, la galleria Maddalena 2 incontra le stesse litologie del Tunnel di Base (complesso d'Ambin e complesso di Clarea), con analoghe coperture. Si rimanda dunque alle verifiche effettuate nelle relazioni PRV_C3A_3949_26-19-00 e PRV_C3A_3950_26-19-00. La sezione non è drenata nel caso di carichi idraulici inferiori a 100 m di colonna d'acqua (secondo la regola stabilita per il Progetto Definitivo) e nella tratta di stoccaggio delle rocce verdi in fase definitiva, ovvero dopo il ritombamento.

Sezioni di innesto

Le due sezioni di innesto presentano misure di sostegno e geometrie simili, nella stessa litologia (micascisti di Clarea). La sezione di innesto con il TdB presenta copertura maggiore (1050 m), mentre la sezione di innesto con Maddalena 2 presenta la superficie più grande. Nell'ottica di una razionalizzazione dei calcoli si è considerata per la simulazione numerica, in maniera conservativa, la sezione di innesto tra Maddalena 2 e galleria di connessione 2 con copertura di 1050 m. La sezione di innesto si allarga progressivamente, per cui, al fine di avere una modellazione il più possibile aderente alla realtà che permetta di rappresentare l'evoluzione dello stato tensionale / deformativo in fz. del fasaggio di scavo, si è effettuato un modello 3D.

Galleria di connessione 2

In un'ottica di razionalizzazione del calcolo, previo confronto con la sezione tipo E-E dell'area di sicurezza di Clarea come mostrato nella seguente figura, i sostegni della sezione sono verificati tramite la sezione E-E e le sezioni tipo S1, S2 e S4.

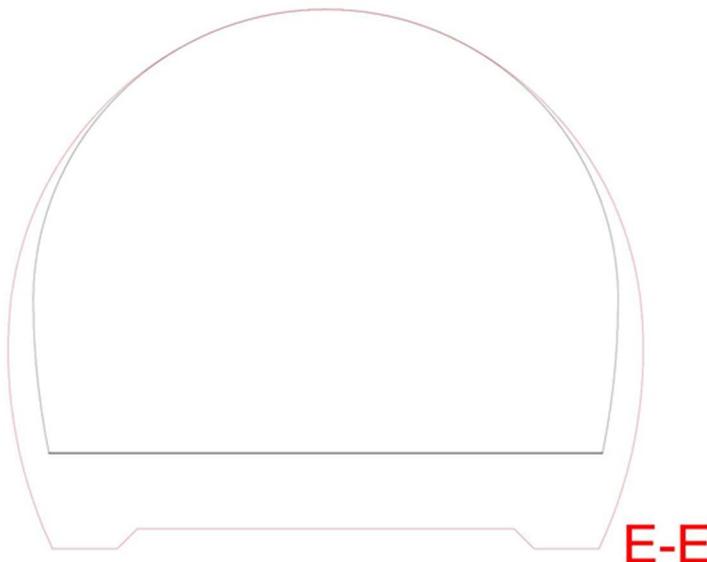


Figura 2: Confronto tra galleria di connessione 2 (in nero) e sezione E-E dell'area di sicurezza di Clarea (in rosso)

Ramo RLS

Sulla base del confronto tra sezioni mostrato nella seguente figura, i sostegni della sezione sono verificati tramite la sezione R-R dell'area di sicurezza di Clarea e le sezioni tipo S1, S2 e S4.

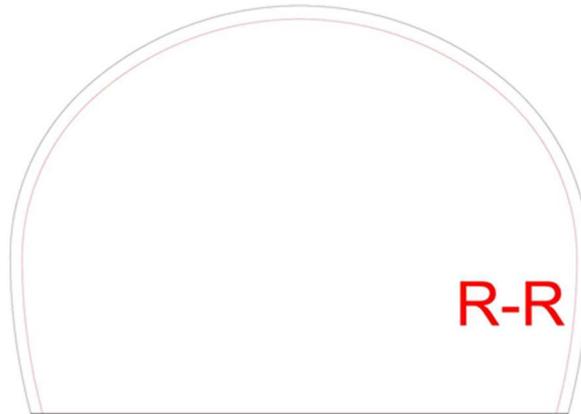


Figura 3: Confronto tra ramo RLS (in nero) e sezione R-R dell'area di sicurezza di Clarea (in rosso)

In definitiva in questa relazione sono state svolte le verifiche delle seguenti sezioni tipo:

- Galleria Maddalena 2 - Sezione tipo S1
- Galleria Maddalena 2 – Sezione tipo S2
- Sezione di innesto.

5.2 Parametri geotecnici

5.2.1 Parametri dei depositi lacustri e glaciali (sezione tipo S2)

Un'analisi interpretativa delle indagini realizzate nell'area di cantiere della Maddalena è presentata nella relazione MAD_EXE_0011_01-00-00_10-03 del Progetto Esecutivo della galleria della Maddalena. I parametri del terreno ottenuti sono stati utilizzati come parametri di calcolo per le verifiche dei sostegni e dei rivestimenti definitivi della sezione tipo T5 del cunicolo esplorativo della Maddalena (relazioni MAD_EXE_0269_07-00-00_10-04 e MAD_EXE_0261_07-00-00_10-03).

I parametri di calcolo sono descritti in dettaglio ai § 6.4.1 e 6.4.2 in quanto dipendono dalla legge costitutiva utilizzata per la modellazione.

5.2.2 Parametri dei micascisti di Clarea (sezione di innesto)

Per quanto riguarda la sezione di innesto con il Tunnel di Base, le caratteristiche dell'ammasso roccioso, definite sulla base del profilo geologico-geomeccanico PRV_C3B_7207_26-48-01, dell'allegato 1 e della relazione geomeccanica PRV_C3B_0100_00-03-03 sono le seguenti:

Roccia intatta:

- Resistenza a compressione monoassiale: UCS = 97.9 MPa
- Geological Strength Index: GSI = 60
- Costante di Hoek-Brown: $m_i = 10$

Rapport technique et calcul des soutènements / Relazione tecnica e di calcolo dei sostegni

- Fattore di disturbo: $D = 0$ (utilizzo di esplosivo controllato con microritardi)
- Modulo elastico: $E_i = 78 \text{ GPa}$

Ammasso roccioso:

- Coesione: $c = 4335 \text{ kPa}$
- Angolo di attrito: $\phi = 37.35^\circ$
- Modulo elastico: $E_{rm} = 40.56 \text{ GPa}$

Stato tensionale:

- Peso specifico: $\gamma = 27.7 \text{ kN/m}^3$
- Copertura: $H = 1050 \text{ m}$
- Coefficiente di spinta orizzontale: $k_0 = 1.3$

5.3 Calcolo dei carichi su sostegni e rivestimenti

Per la sezione tipo S2 i calcoli statici sono eseguiti a partire dai risultati dei modelli numerici 2D in condizioni di deformazione piana con il programma ZSoil nei quali vengono modellati sia i sostegni che i rivestimenti.

Per la sezione di innesto, si è nuovamente utilizzato il programma ZSoil e si è realizzato un modello 3D. La verifica dei rivestimenti in cls gettato in opera viene effettuata con un modello 2D nella relazione PRV_C3A_7542_26-48-21.

La verifica della sezione tipo S1 è svolta tramite l'equivalenza di capacità portante con la sezione tipo T3p messa in opera nel cunicolo della Maddalena.

La presenza di fibre nel calcestruzzo non è stata presa in conto nelle verifiche.

6. Descrizione del modello numerico

6.1 Generalità

I modelli numerici sono stati costruiti con programma di calcolo ad elementi finiti ZSoil (a maglia quadrata), che permette la simulazione delle fasi di scavo e la rispettiva messa in opera dei sostegni.

Il dominio di calcolo presenta bordo libero all'estremità superiore del modello. Questo bordo coincide con il terreno naturale per le modellazioni della sezione tipo S2, mentre è un bordo in posizione convenzionale per le altre simulazioni in cui la galleria è profonda (es. sezione di innesto) e su di esso si applica una pressione pari al carico litostatico fino a quel bordo. Gli altri bordi sono sufficientemente lontani per non influire sui risultati e con spostamenti impediti in direzione ortogonale ad essi. Il modello tiene conto del K_0 indicato nei paragrafi successivi.

6.2 Sezione tipo S2

Il comportamento del terreno è modellato tramite una legge "Hardening Soil Small Strains Stiffness". A differenza di leggi elastiche-perfettamente plastiche il modello di

comportamento HS permette di tenere conto dell'elasticità non lineare e quindi della relazione tra il modulo di elasticità e le deformazioni e dell'effetto dei cicli di carico-scarico sulle proprietà del terreno. Nel caso di terreni scavati a bassa copertura questi effetti non sono trascurabili, si impone dunque l'utilizzo di questo modello di comportamento.

6.3 Sezione di innesto

Il comportamento dell'ammasso segue un comportamento elastico-perfettamente plastico con un criterio di rottura di Hoek-Brown. Siccome la sezione si trova in un ammasso roccioso a grande copertura, questo criterio è il più adatto alla rappresentazione del comportamento reale.

Il modello 3D simula il fasaggio descritto al § 4.3.1 e mostrato negli elaborati grafici PRV_C3A_7468&7545&7469_26-48-21, oltre alla fase iniziale di scavo e messa in opera dei conci in Maddalena 2.

Al fine di ridurre il numero di nodi ed elementi nel modello e quindi il tempo di calcolo e per via di difficoltà nella modellazione, non si sono modellate le fasi 3) e 4) relative alla creazione di un ramo trasversale con sezione a ferro di cavallo ed al suo sostegno. Si è subito simulata l'apertura dell'allargamento corrispondente a 4 anelli di conci con la forma finale della sezione. Questa assunzione è conservativa. Peraltro il sostegno del ramo (fase 4)) rappresenta una fase transitoria molto breve.

Nel modello si considera la galleria di connessione 2 già scavata, siccome questo è conservativo relativamente allo scarico delle forze sul setto roccioso.

6.4 Parametri del terreno (sezione tipo S2)

La legge di comportamento HS si implementa con i parametri descritti nei paragrafi seguenti. Quando i valori non erano disponibili sulla base delle indagini, sono state assunte sulla base della letteratura seguendo quanto consigliato da Ozbudak & Truty (2013).

6.4.1 Depositi fluvioglaciali

- $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$

Parametri di Mohr-Coulomb:

- $c = 0.01 \text{ MPa}$
- $\varphi = 30^\circ$

Coefficiente di spinta orizzontale:

- $K_0 = 1 - \sin \varphi = 0.5$ (come assunto nel Progetto Esecutivo del cunicolo)
- $H = 19.5 \text{ m}$

Parametri di deformabilità:

$E_{50}^{ref} = 100 \text{ MPa}$ Modulo secante di riferimento al 50% della tensione deviatorica di rottura

$E_{ur}^{ref} = 4E_{50}^{ref} = 400 \text{ MPa}$ Modulo di scarico e carico alla tensione di riferimento

$\sigma_{ref} = 0.195 \text{ MPa}$ Tensione di riferimento per il modulo di Young

$\nu_{ur} = 0.2$ Coefficiente di Poisson

$$E_{oed}^{ref} = E_{50}^{ref} = 100 \text{ MPa} \quad \text{Modulo edometrico tangente di riferimento}$$

$$\sigma_{oed}^{ref} = \frac{\sigma_{ref}}{K_0} = 0.390 \text{ MPa} \quad \text{Tensione verticale di riferimento}$$

6.4.2 Depositi glaciali indifferenziati

- $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$

Parametri de Mohr-Coulomb:

- $c = 0.01 \text{ MPa}$
- $\varphi = 33^\circ$

Coefficiente di spinta orizzontale:

- $K_0 = 1 - \sin \varphi = 0.46$
- $H = 68 \text{ m}$

Parametri di deformabilità:

- $E_{50}^{ref} = 400 \text{ MPa}$ Modulo secante di riferimento al 50% della tensione deviatorica di rottura
- $E_{ur}^{ref} = 4E_{50}^{ref} = 1600 \text{ MPa}$ Modulo di scarico e carico alla tensione di riferimento
- $\sigma_{ref} = 0.350 \text{ MPa}$ Tensione di riferimento per il modulo di Young
- $\nu_{ur} = 0.2$ Coefficiente di Poisson
- $E_{oed}^{ref} = E_{50}^{ref} = 100 \text{ MPa}$ Modulo edometrico tangente di riferimento
- $\sigma_{oed}^{ref} = \frac{\sigma_{ref}}{K_0} = 0.700 \text{ MPa}$ Tensione verticale di riferimento

Per la zona di 1.5m intorno al contorno di scavo, la coesione viene migliorata per tener conto dell'effetto dei bulloni in fibra di vetro.

La coesione equivalente fornita dai bulloni si calcola come segue:

$$c_{eq} = c + \frac{1 + \sin \varphi}{2 \cdot \cos \varphi} \eta E_b \varepsilon_b$$

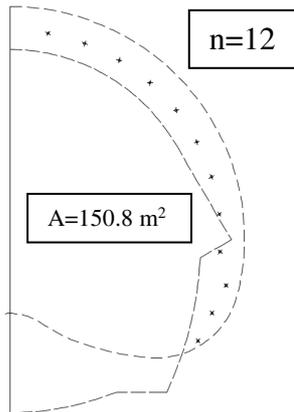
Con:

Superficie di fibra di vetro per sezione di terreno $\eta = \frac{\pi((0.03\text{m})^2 - (0.01\text{m})^2)}{150.8\text{m}^2} 12 = 2.0 \times 10^{-4}$

Modulo elastico dei bulloni $E_b = 35000 \text{ MPa}$

Allungamento alla rottura dei bulloni $\varepsilon_b = 2.5\%$

$$c_{eq} = 10\text{kPa} + \frac{1 + \sin 30}{2 \cos 30} \cdot 2.0 \times 10^{-4} \cdot 35 \times 10^6 \text{kPa} \cdot 0.025 = 10\text{kPa} + 150\text{kPa} = 160\text{kPa}$$



La presenza degli infilaggi non viene considerata numericamente ma garantisce un ulteriore miglioramento della tenuta del contorno di scavo.

6.5 Sostegni

6.5.1 Sezione tipo S2

Una sezione equivalente è stata inserita nel programma di calcolo, tramite elementi di tipo "BEAM" caratterizzati dai parametri seguenti:

$$t_{eq} = 0.33 \text{ m}$$
$$E_{eq} = 12990 \text{ MPa}$$

Il tasso di deconfinamento al momento dell'attivazione dei sostegni è di $\lambda=0.4$. La percentuale di rilascio libero è quindi pari al 40% mentre la percentuale di rilascio sui sostegni è pari al 60%.

Questo valore proviene da simulazioni 3D effettuate per il Progetto Esecutivo del Tunnel di Pinchat, appartenente alla linea ferroviaria CEVA (Ginevra). Si è in presenza di condizioni molto simili al caso in esame, come elencato nel seguito:

- Dimensioni e geometria simile alla sezione S2 (volume di scavo di 130 m² contro 140 m² per la sezione tipo S2), scavo con calotta e strozzo;
- Galleria scavata in depositi alluvionali, con parametri geotecnici simili a quelli definiti per la sezione S2;
- Sostegno molto simile (centine HEB e cls proiettato, cls proiettato e bulloni VTR al fronte, infilaggi);
- Stesso passo di scavo (1 m);
- Simulazione realizzata con una modellazione FEM mediante il software Zsoil, come nel caso in esame.

Durante l'esecuzione, i valori di cedimento in superficie misurati sono stati simili o inferiori rispetto a quanto previsto nelle simulazioni. Questo indica che il modello ha permesso di ben rappresentare la situazione reale o al più è stato conservativo.

Il rivestimento è modellato con elementi volumici del tipo "CONTINUUM FOR STRUCTURES", caratterizzati da un comportamento elastico con le proprietà del cls. Viene attivato prima della degradazione (disattivazione) dei sostegni e si carica principalmente dopo la disattivazione di essi.

In modo conservativo, nessuna interfaccia è stata inserita tra il calcestruzzo proiettato e la parete rocciosa. Si è invece posta un'interfaccia tra parete rocciosa e rivestimento.

Il modello numerico con sostegni e rivestimenti è rappresentato nelle figure seguenti.

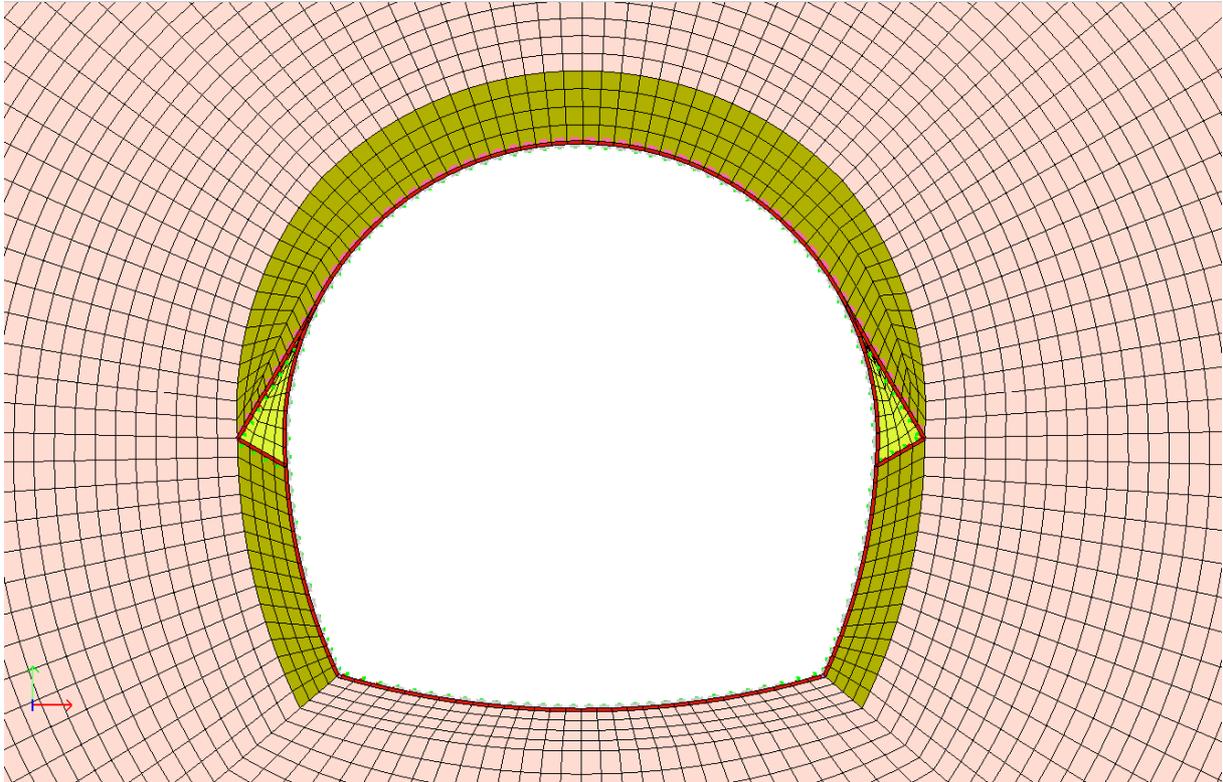


Figura 4: Modello numerico della sezione S2 con il sostegno

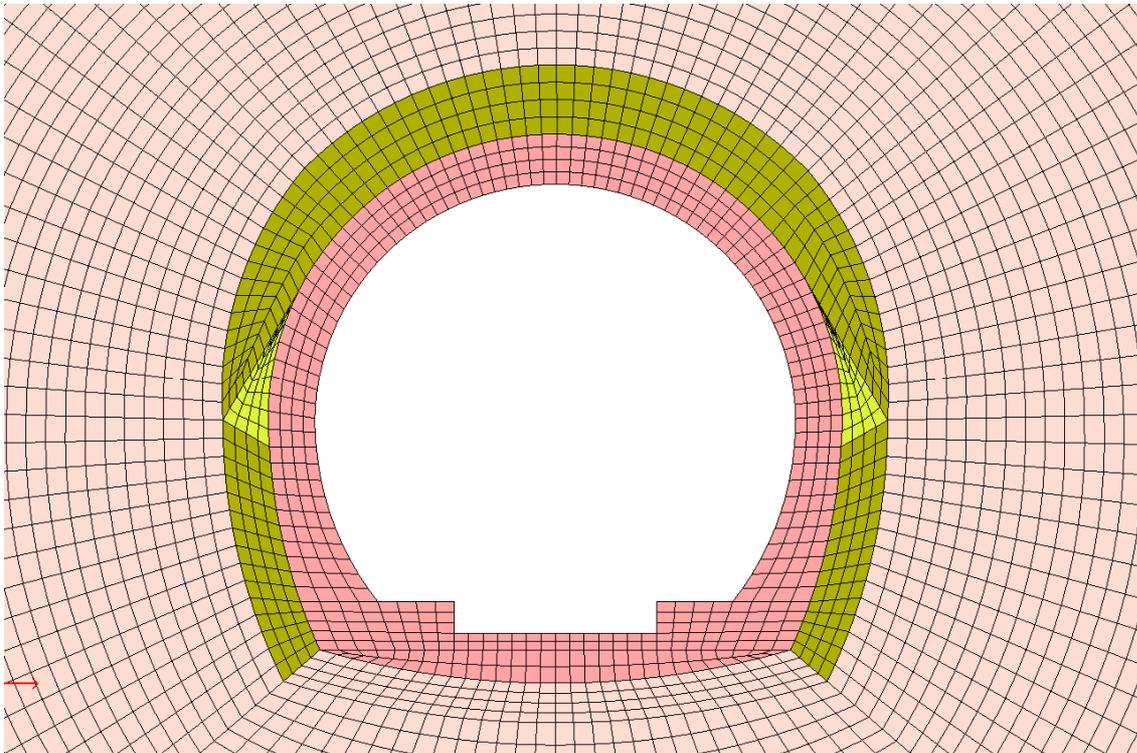


Figura 5: Modello numerico del rivestimento della sezione S2

6.5.2 Sezione di innesto

I conci prefabbricati sono stati modellati con elementi "SHELL" avente i seguenti parametri:

$$t = 450 \text{ mm}$$

$$E = 36000 \text{ MPa (secondo Eurocodice 2)}$$

$$\gamma = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

In modo conservativo sono stati rappresentati come elementi continui, senza discontinuità in corrispondenza dei giunti. Si veda la relazione PRV_C3A_3950_26-19-00 per maggiori dettagli sulla modellazione dei giunti.

Si è posta un'interfaccia tra ammasso roccioso e conci che integra il vuoto anulare riempito con pea gravel.

Per il cls proiettato anche in questo caso sono utilizzati degli elementi "SHELL", con i parametri seguenti:

$$t_{eq} = 0.20 \text{ m}$$

$$E_{eq} = 7000 \text{ MPa}$$

Per i bulloni si sono utilizzati degli elementi "NAIL" con i parametri seguenti:

- Bullone

$$E = 200000 \text{ MPa}$$

$$\phi = 37 \text{ mm}$$

- Interfaccia

$$q = 1500 \text{ kPa}$$

$$\phi = 52 \text{ mm}$$

Per gli ancoraggi (barre pretese di tipo GEWI Threadbar), si sono utilizzati degli elementi di tipo "TRUSS" con modulo elastico dell'acciaio, $q_s=1500 \text{ kPa}$ e forza di pretensione pari a 100 kN.

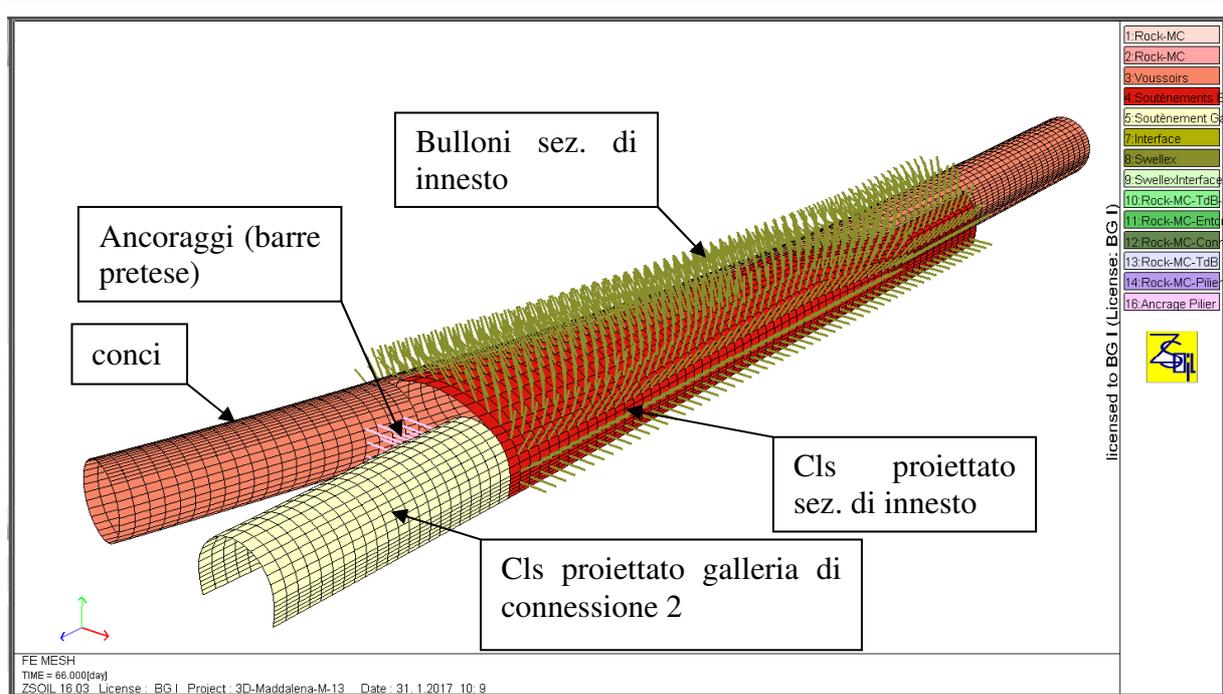


Figura 6: Vista del modello 3D

7. Verifica dei sostegni della sezione tipo S2

La verifica dei sostegni si effettua a pressoflessione secondo gli sforzi ottenuti dal calcolo numerico con il programma ZSoil.

7.1 Materiali e resistenze di calcolo

Di seguito sono riportati i materiali impiegati e le resistenze di calcolo considerate per i sostegni.

Calcestruzzo proiettato C25/30 fibrorinforzato, spessore 10 poi 35 cm:

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1.5} = 16.7 \text{ MPa}$$

Centine in acciaio S235, HEB 200 con passo 1m:

$$f_{yk} = 235 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1.05} = 223.8 \text{ MPa}$$

7.2 Verifica a pressoflessione

Per la verifica all'interazione di momento e sforzo normale si considerano le tre sezioni determinanti che presentano:

1. Valore assoluto del momento massimo e sforzo normale presente nella medesima sezione.
2. Sforzo normale massimo e momento presente nella medesima sezione.

3. Sforzo normale minimo e momento presente nella medesima sezione.

7.3 Depositi fluvioglaciali

Gli sforzi sono massimi nei sostegni a scavo completato. Non si verifica dunque la fase di scavo della calotta.

Sollecitazioni:

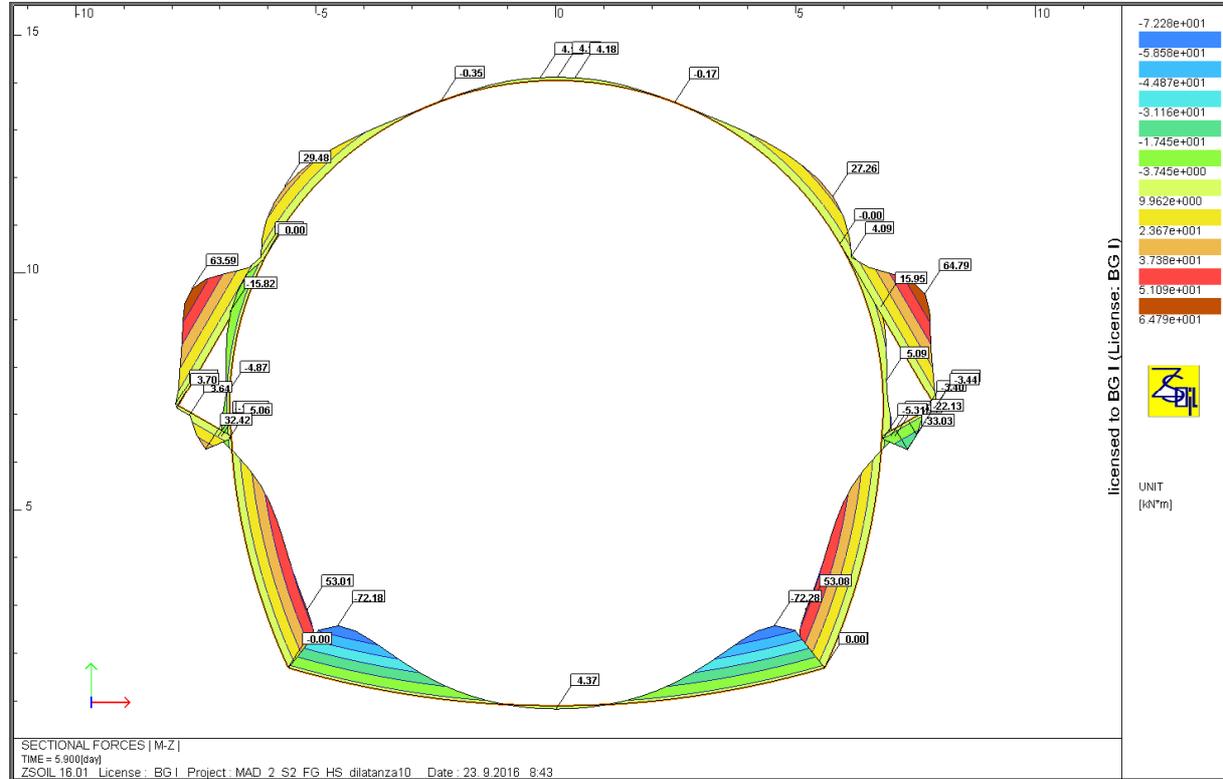


Figura 7: Sollecitazione al momento, S2 L1, FG

Rapport technique et calcul des soutènements / Relazione tecnica e di calcolo dei sostegni

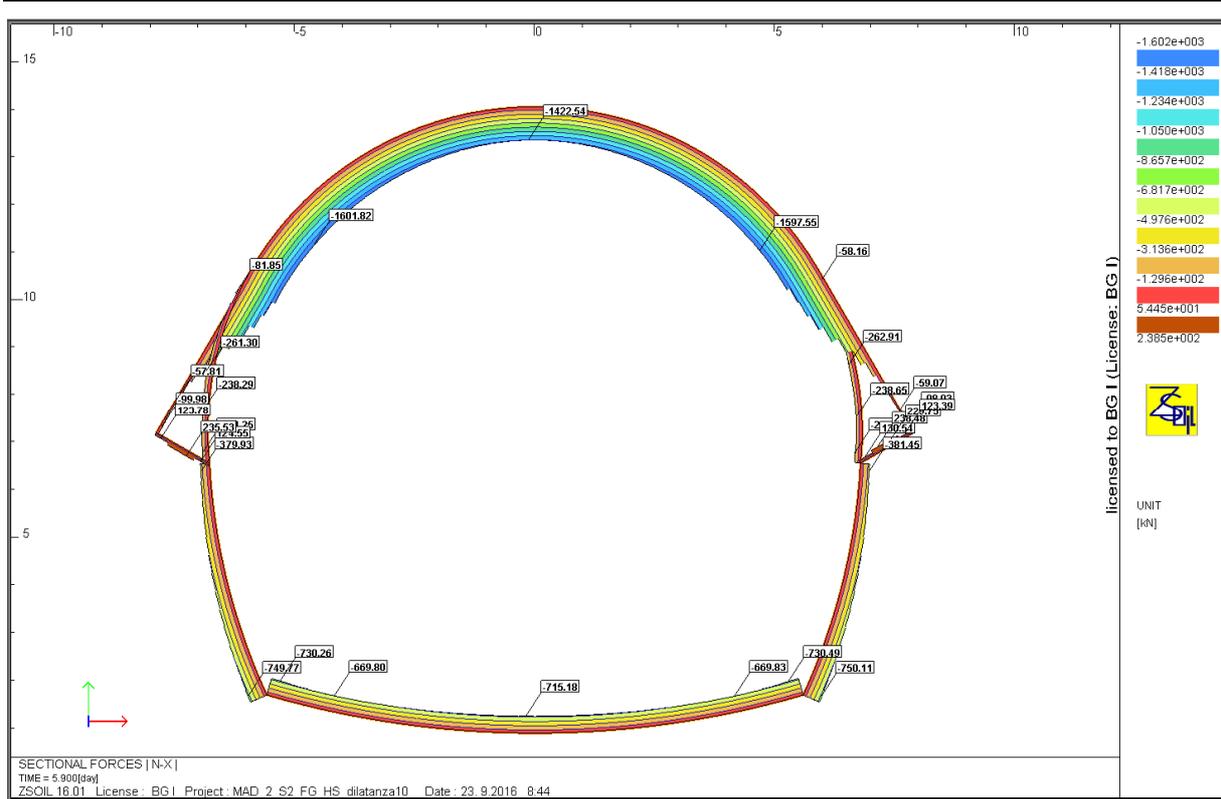


Figura 8: Sollecitazione allo sforzo normale, S2 L1, FG

Combinazione	N_{eq} [kNm]	M_{eq} [kN]
M_{max}, N	730,3	-72,2
M, N_{max}	1601,8	29,5
M, N_{min}	57,8	37,4

Tabella 1: Sollecitazioni nella sezione mista

Gli sforzi nella sezione equivalenti si redistribuiscono tra centine e calcestruzzo:

Sforzi nel CLS			
$N_{b,SLS}$ [kN]	$M_{b,SLS}$ [kNm]	$N_{b,SLU}$ [kN]	$M_{b,SLU}$ [kNm]
446,4	-49,8	580,3	-64,7
981,2	20,3	1275,6	26,4
35,8	25,8	46,6	33,5

Tabella 2: Sollecitazioni nel cls

Sforzi nella centina			
$N_{a,SLS}$ [kN]	$M_{a,SLS}$ [kNm]	$N_{a,SLU}$ [kN]	$M_{a,SLU}$ [kNm]
283,9	-22,4	369,0	-29,1
620,6	9,1	806,7	11,9
22,0	11,6	28,6	15,1

Tabella 3: Sollecitazioni nella centina

Rapport technique et calcul des soutènements / Relazione tecnica e di calcolo dei sostegni

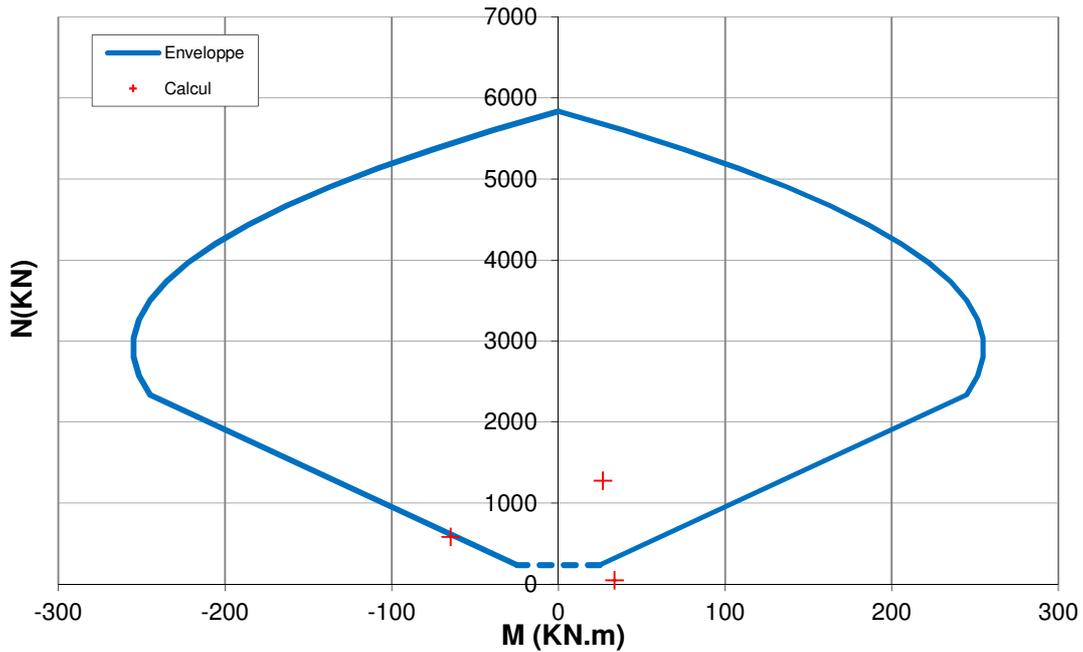


Figura 9: Diagramma di interazione M-N, S2 L1, FG 35 cm

Nel punto dove lo sforzo normale è minimo si considerano 50 cm anziché 35 tenendo così conto dell'allargamento dovuto alla scampanatura della centina.

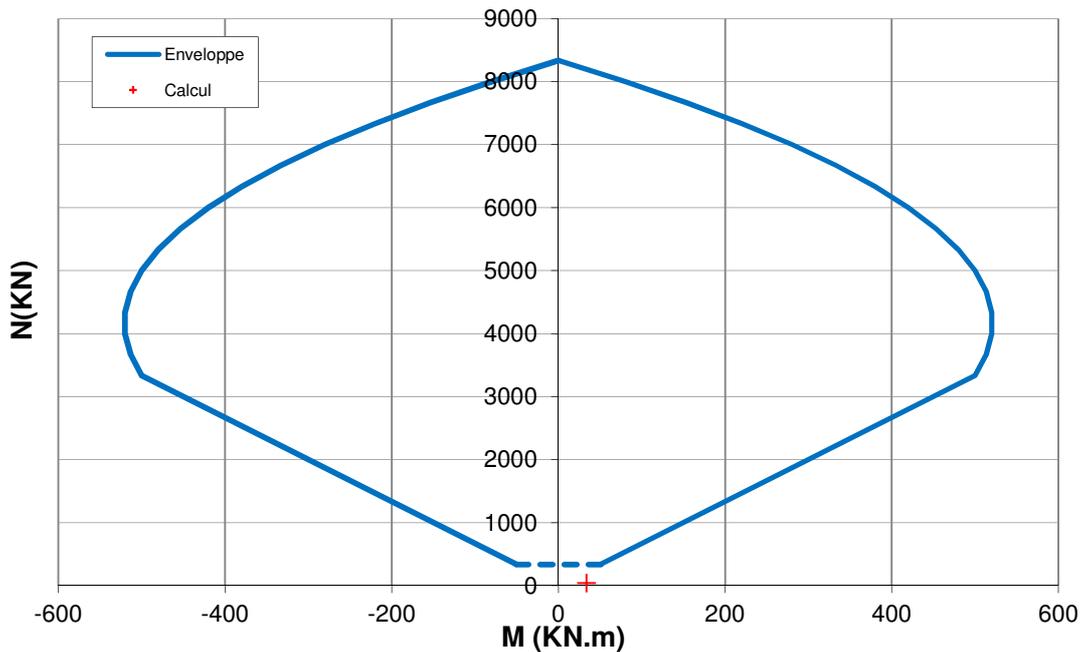


Figura 10: Diagramma di interazione M-N, S2 L1, FG 50 cm

Secondo le raccomandazioni AFTES GT7, quando lo sforzo normale e il momento sono molto bassi (dominio al di sotto della linea tratteggiata), nessuna verifica particolare dev'essere condotta: $FS \gg 1$.

La sezione in calcestruzzo proiettato nel resto della sezione è invece verificata con un fattore di sicurezza pari a $FS=1.0$.

Rapport technique et calcul des soutènements / Relazione tecnica e di calcolo dei sostegni

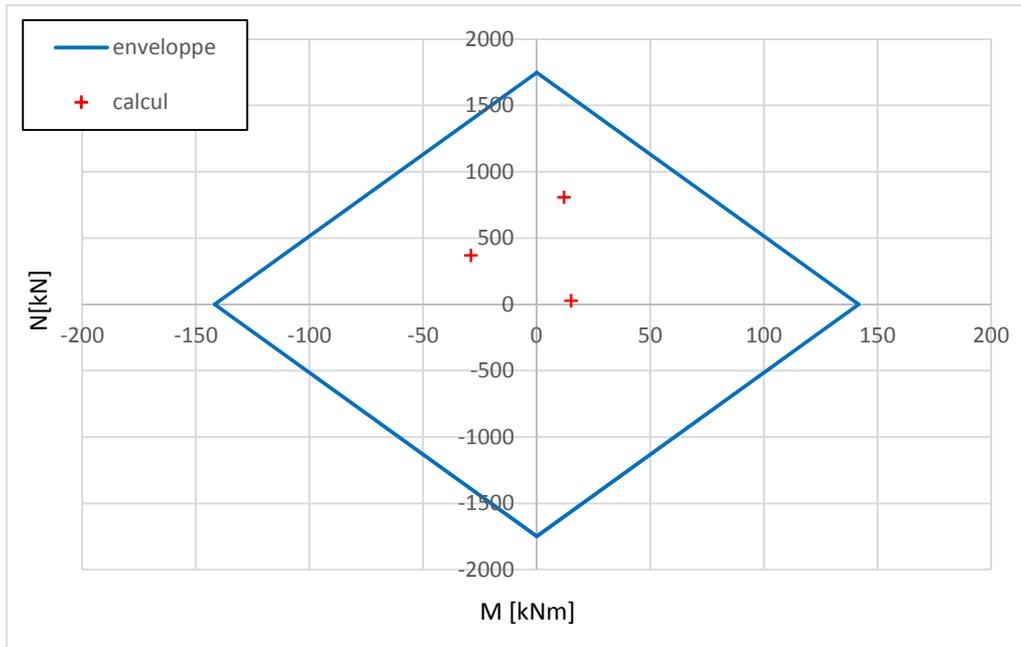


Figura 11: Diagramma di interazione M-N, S2 L1, FG centine

La centina HEB200 è verificata con un fattore di sicurezza pari a FS=1.8.

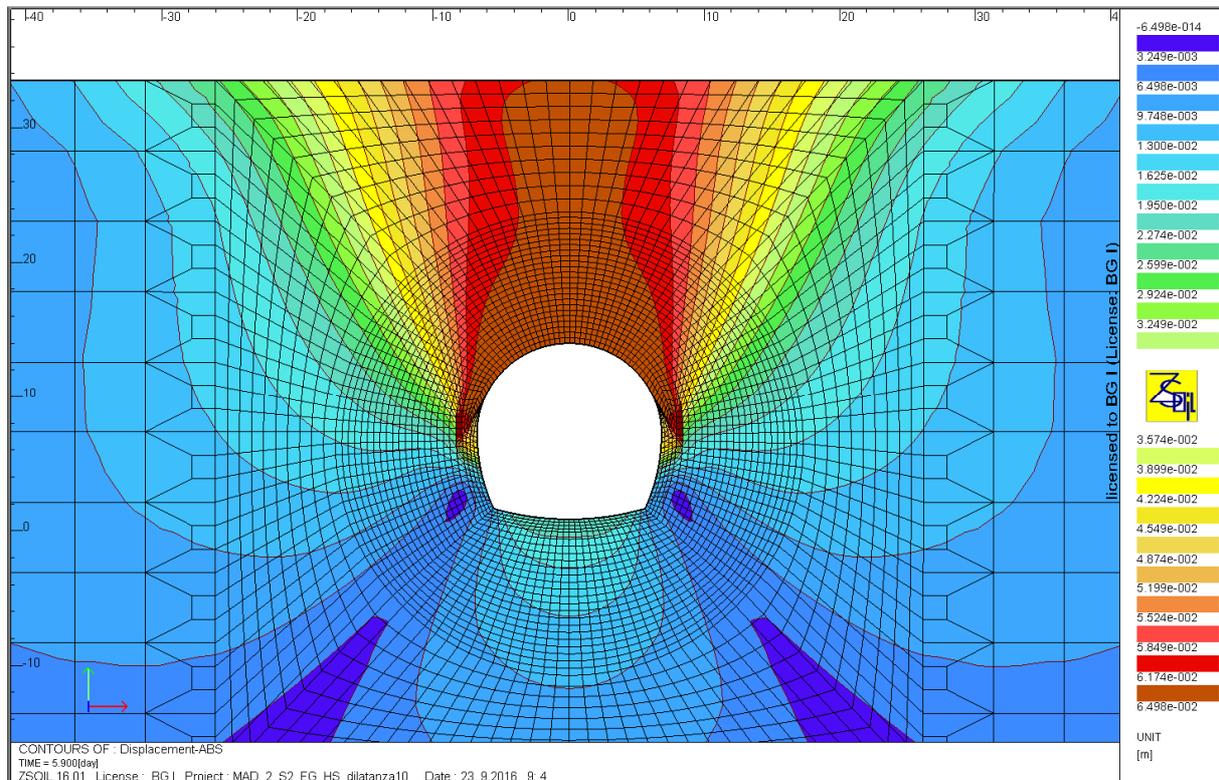


Figura 12: Spostamenti, S2, FG

Gli spostamenti in superficie sono pari a 6.5 cm.

All'interno della sezione, si osservano 6.5 cm di spostamento in calotta e circa 4 cm nei piedritti. In arco rovescio gli spostamenti sono minori e pari a 2.3 cm.

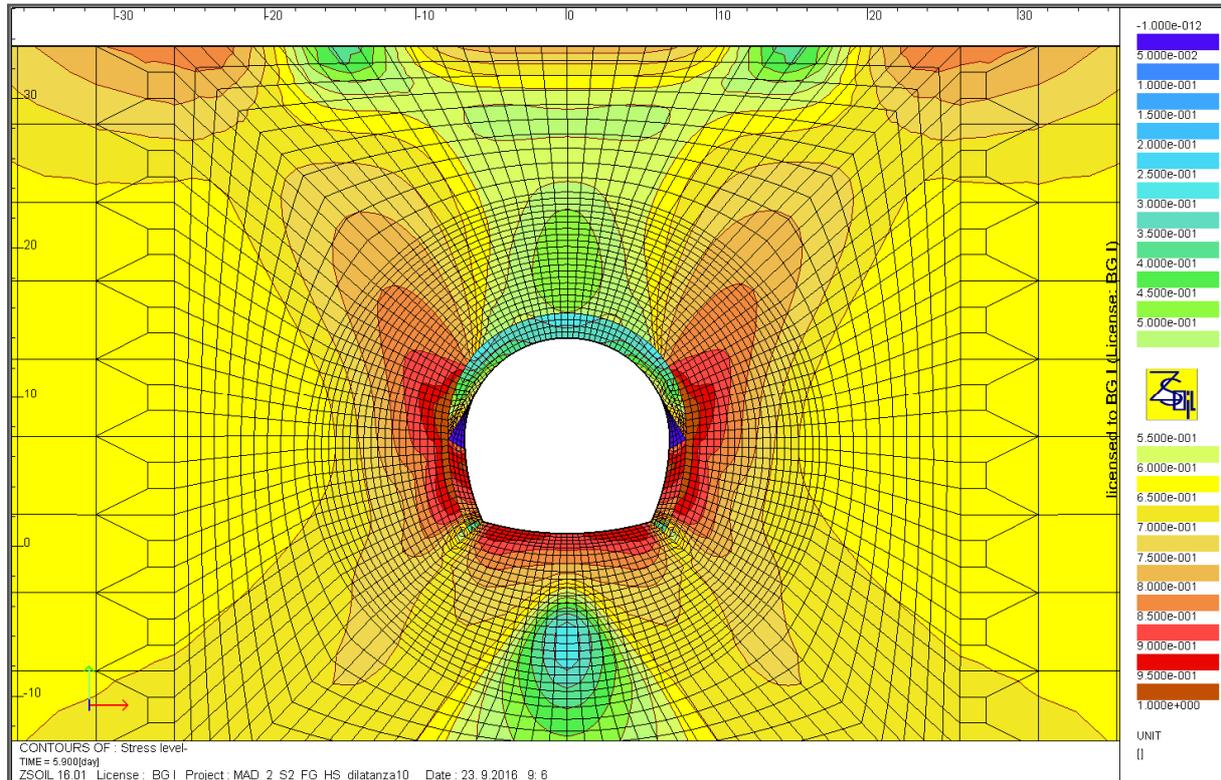


Figura 13: Zone plastiche, S2, FG

Le zone plastiche si producono maggiormente nella zona dei piedritti, con una larghezza pari a circa 2.5 m. In arco rovescio la banda plastica ha una spessore di circa 1.5 m.

Si nota che nella zona consolidata dai bulloni VTR, il terreno non è plasticizzato al contorno di scavo della calotta.

7.4 Depositi glaciali indifferenziati

Sollecitazioni:

Rapport technique et calcul des soutènements / Relazione tecnica e di calcolo dei sostegni

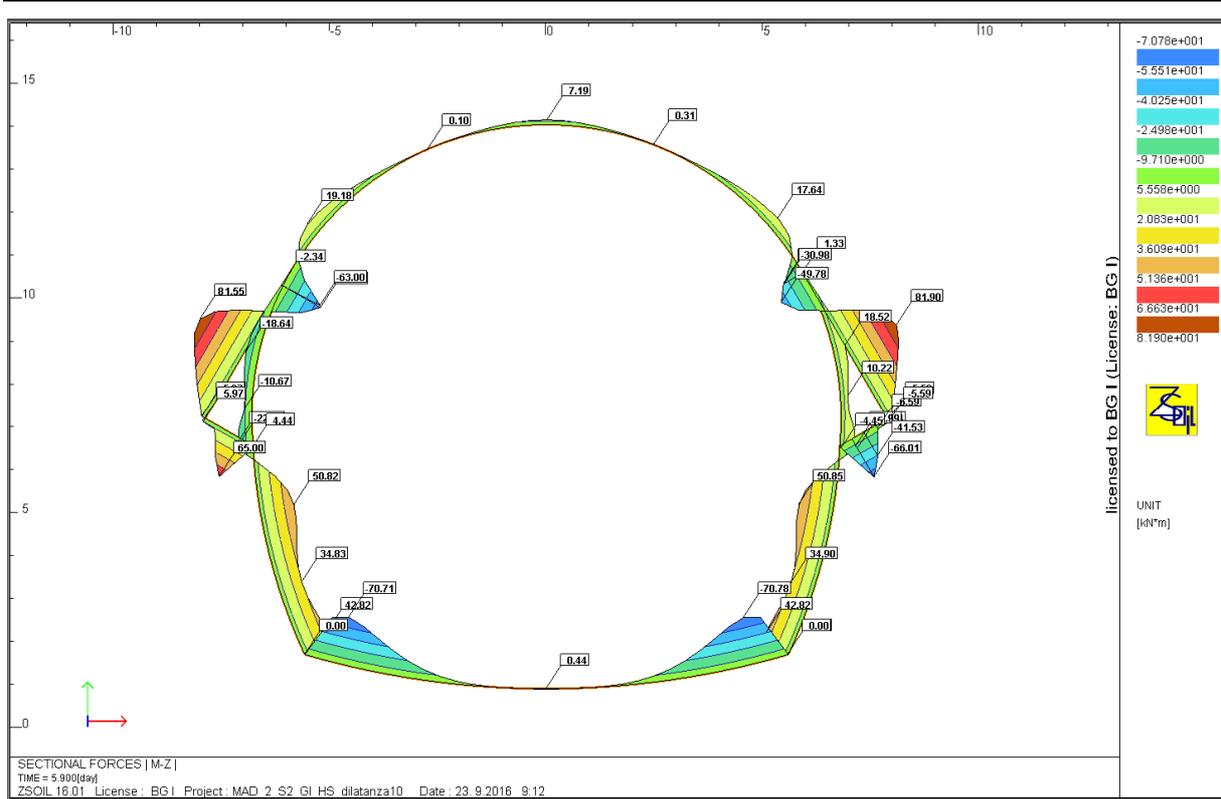


Figura 14: Sollecitazione a momento, S2 L1, GI

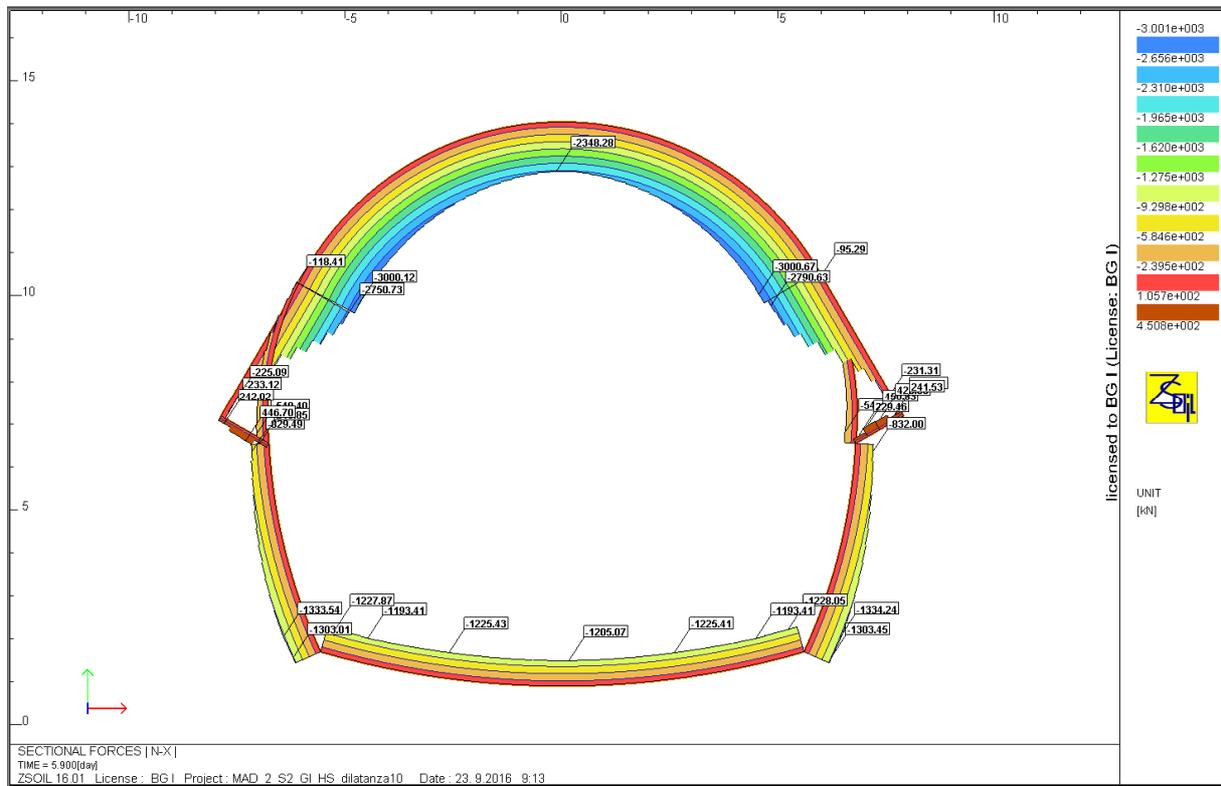


Figura 15: Sollecitazione allo sforzo normale, S2 L1, GI

Rapport technique et calcul des soutènements / Relazione tecnica e di calcolo dei sostegni

Combinazione	M_{eq} [kNm]	N_{eq} [kN]
M_{max}, N_{max}	-33,1	1295,6
M, N_{min}	2,7	166,4

Tabella 4: Sollecitazioni nella sezione mista

Gli sforzi nella sezione equivalenti si ridistribuiscono tra centine e calcestruzzo:

Sforzi nel CLS			
$N_{b,SLS}$ [kN]	$M_{b,SLS}$ [kNm]	$N_{b,SLU}$ [kN]	$M_{b,SLU}$ [kNm]
388,1	-0,5	504,6	-0,7
49,6	0,0	64,4	0,1

Tabella 5: Sollecitazioni nel cls

Sforzi nella centina			
$N_{a,SLS}$ [kN]	$M_{a,SLS}$ [kNm]	$N_{a,SLU}$ [kN]	$M_{a,SLU}$ [kNm]
907,4	-32,5	1179,7	-42,3
116,8	2,7	151,9	3,5

Tabella 6: Sollecitazioni nella centina

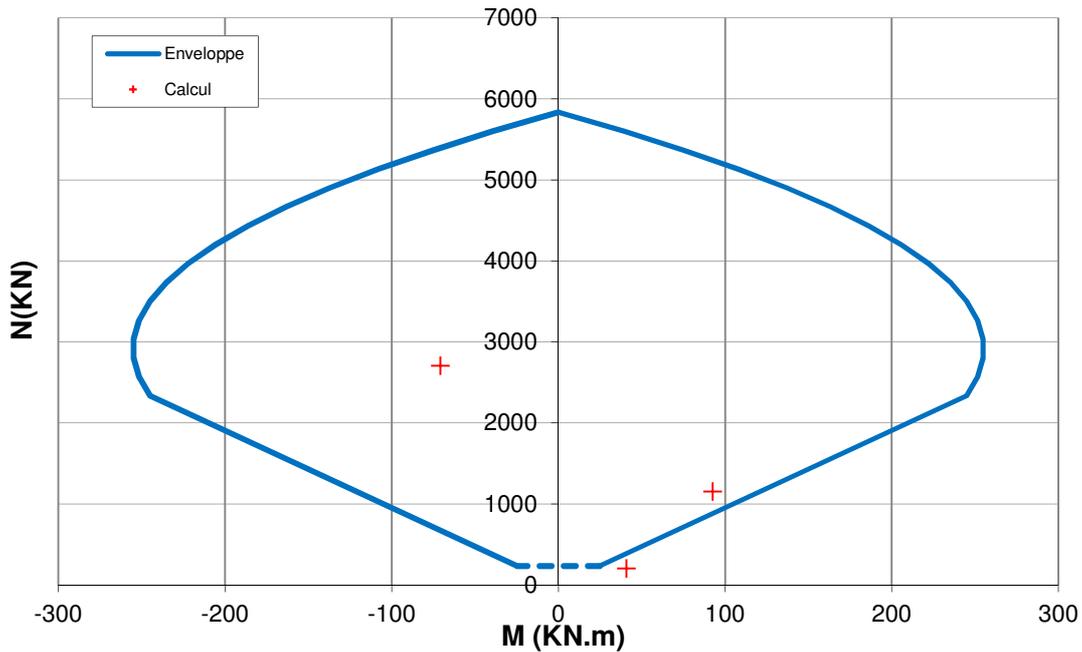


Figura 16: Diagramma di interazione M-N, S2 L1, GI 35 cm

Nel punto dove lo sforzo normale è minimo e in quello dove il momento è massimo si considerano 50 cm anziché 35 tenendo così conto dell'allargamento dovuto alla scampanatura della calotta.

Rapport technique et calcul des soutènements / Relazione tecnica e di calcolo dei sostegni

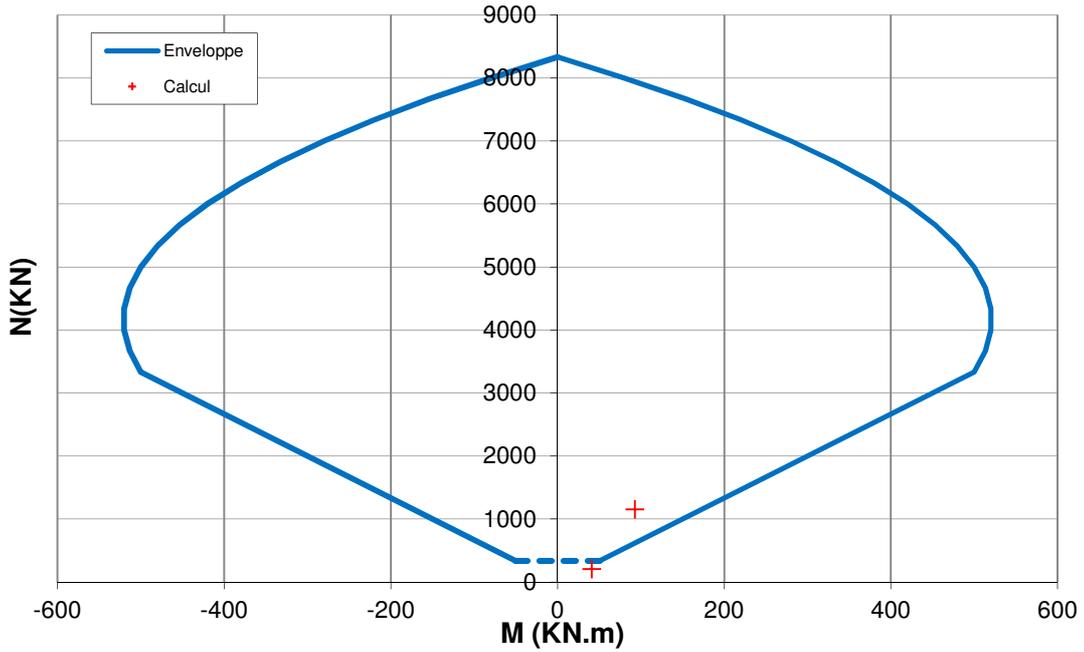


Figura 17: Diagramma di interazione M-N, S2 L1 nelle scampanature, GI 50 cm

Secondo le raccomandazioni AFTES GT7, quando lo sforzo normale e il momento sono molto bassi (dominio al di sotto della linea tratteggiata), nessuna verifica particolare dev'essere condotta.

La sezione in calcestruzzo è verificata con un fattore di sicurezza pari a FS=4.9 nella scampanatura e FS=1.8 nel resto della sezione.

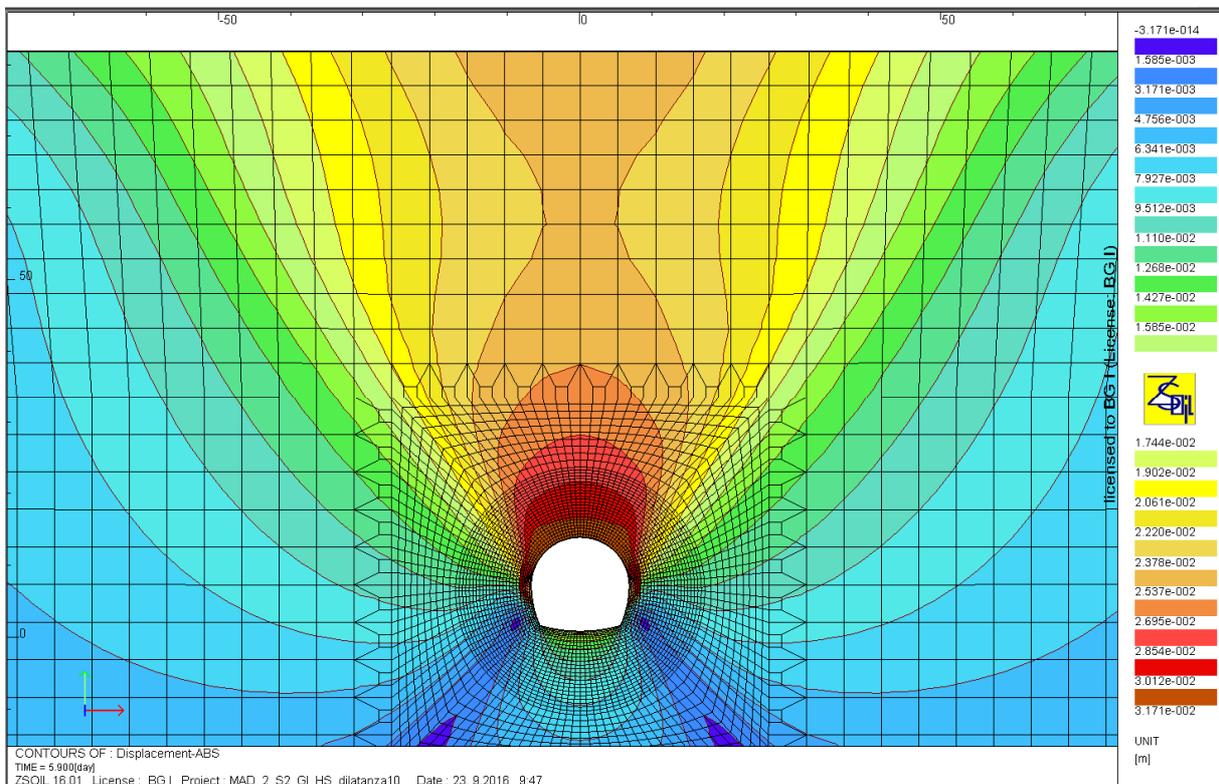


Figura 18: Spostamenti, S2, GI

Rapport technique et calcul des soutènements / Relazione tecnica e di calcolo dei sostegni

In superficie lo spostamento massimo è di 2.5 cm. All'interno della sezione lo spostamento massimo si osserva in calotta dove è pari a 3.1 cm. Nei piedritti gli spostamenti raggiungono un massimo di 2.7 cm ed in arco rovescio gli spostamenti sono minori e pari a 1.9 cm.

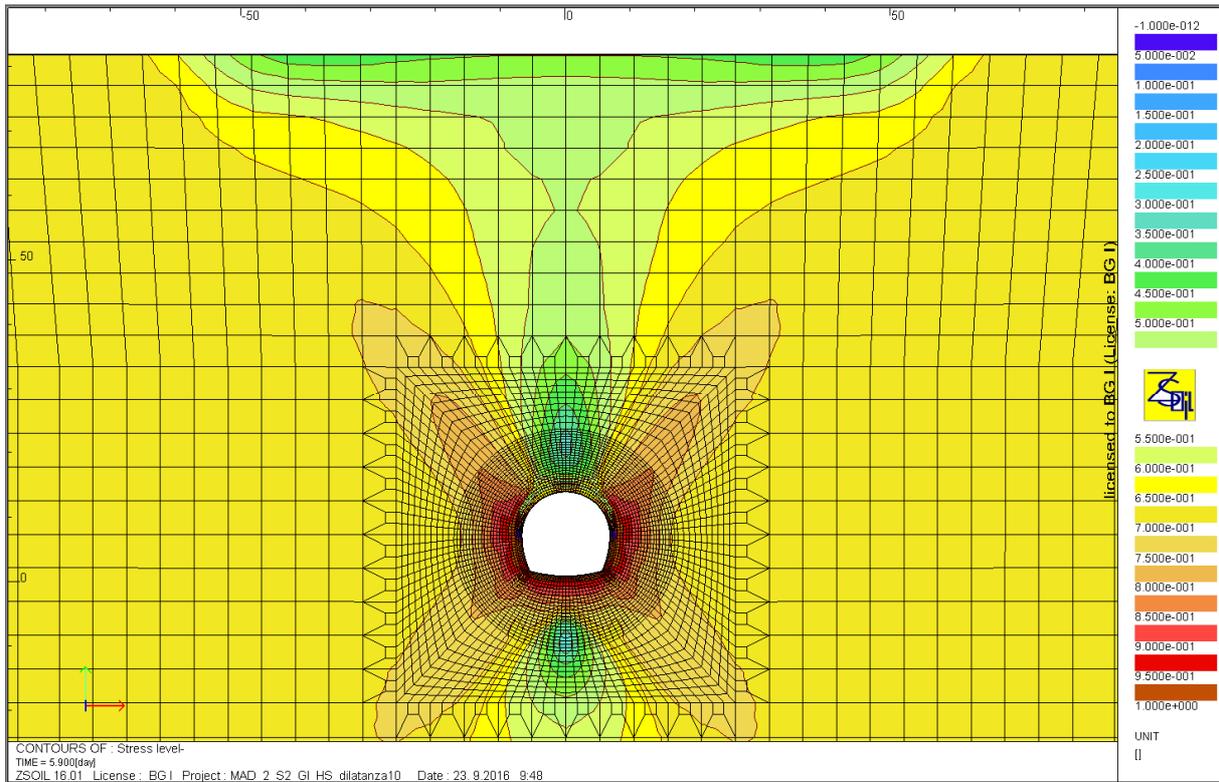


Figura 19: Zone plastiche, S2, GI

Anche in questo caso le zone plastiche sono più importanti a livello di piedritti, dove la banda plastica ha uno spessore di circa 3 m. Sotto l'arco rovescio lo spessore è di circa 2 m.

8. Verifica dello stato tensionale sotto la scampanatura

8.1 Depositi Fluvioglaciali

Si considerano le due situazioni più gravose:

Stato tensionale		
Tensione principale maggiore σ_1 più grande	σI [kPa]	1479
	σII [kPa]	413
Tensione principale minore σ_3 più piccola	σI [kPa]	1286
	σII [kPa]	307

Tabella 7: Stati tensionali determinanti sotto la scampanatura, S2, FG

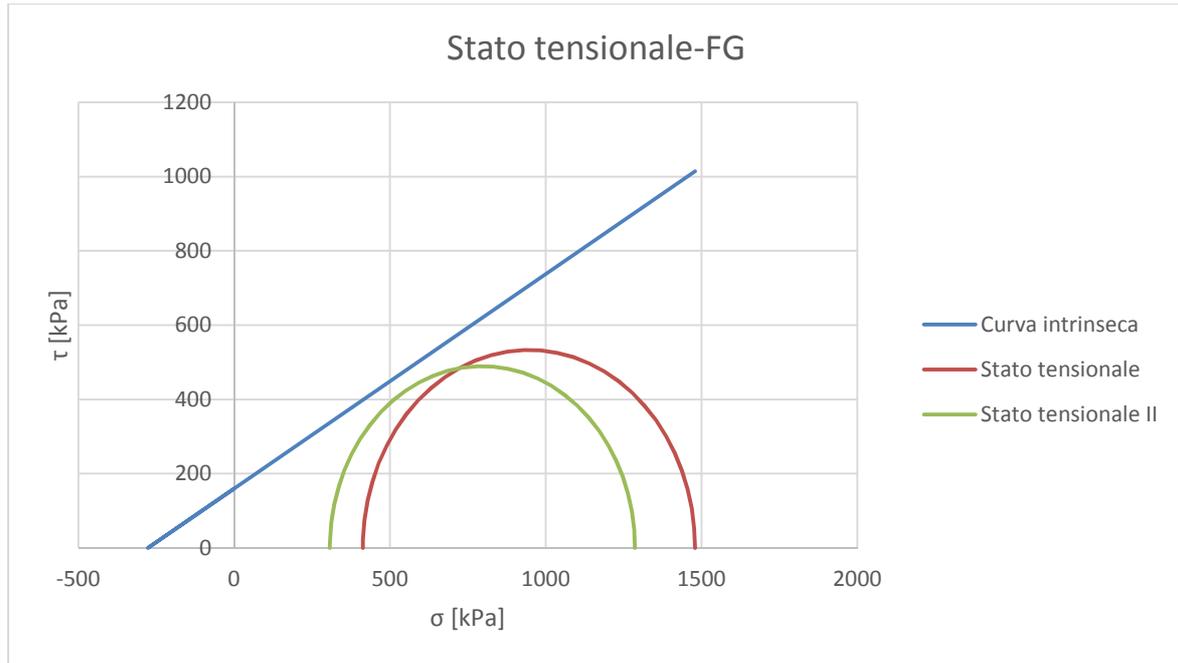


Figura 20: Verifica degli stati tensionali sotto la scampanatura, S2, FG

I cerchi di Mohr rimangono sotto la linea di rottura, il sovraccarico applicato dal sostegno nel terreno è accettabile.

8.2 Depositi Glaciali indifferenziati

Stato tensionale		
Tensione principale maggiore σ_1 più grande	σI [kPa]	2825
	σII [kPa]	779
Tensione principale minore σ_3 più piccola	σI [kPa]	2179
	σII [kPa]	531

Tabella 8: Stati tensionali determinanti sotto la scampanatura, S2, GI

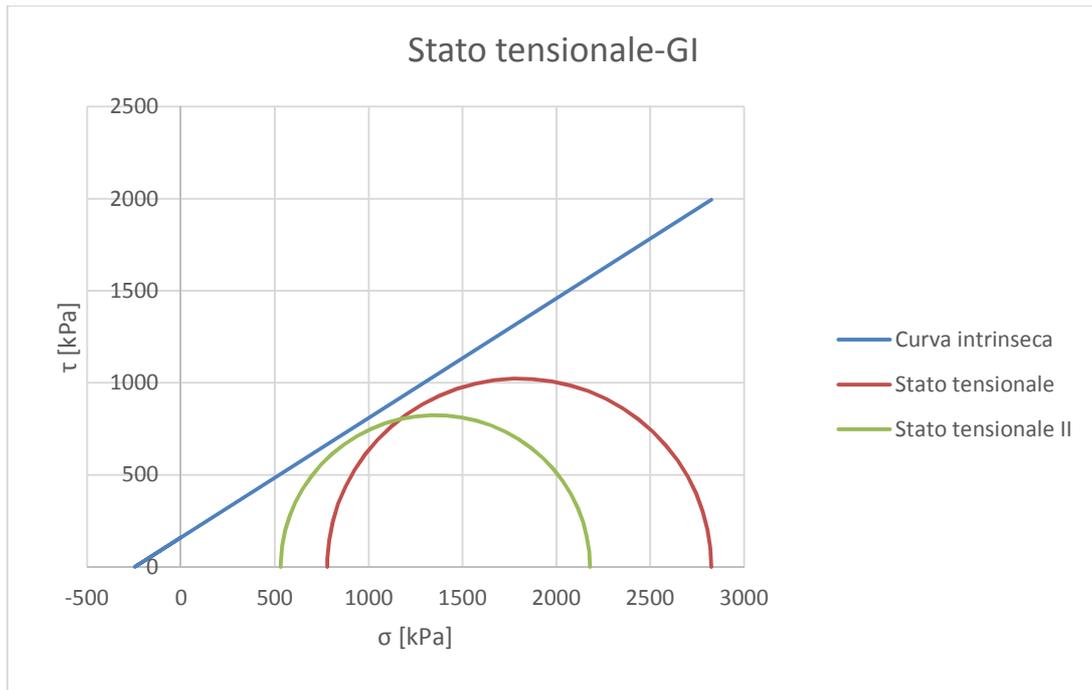


Figura 21: Verifica degli stati tensionali sotto la scampanatura, S2, GI

I cerchi di Mohr rimangono sotto la linea di rottura, il sovraccarico applicato dal sostegno nel terreno è accettabile.

9. Verifica dei sostegni della sezione di innesto

9.1 Materiali e resistenze di calcolo

Di seguito sono riportati i materiali impiegati e le resistenze di calcolo considerate per i sostegni.

Conci prefabbricati C45/55, spessore 45 cm:

$$f_{ck} = 45 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = 0.85 \frac{f_{ck}}{1.5} = 25.5 \text{ MPa}$$

Acciaio d'armatura B450C:

Resistenza caratteristica a snervamento: $f_{yk} = 450 \text{ MPa}$

Resistenza a snervamento di calcolo:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 391 \text{ MPa}$$

Dove:

$\gamma_s = 1.15$ coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio d'armatura

Calcestruzzo proiettato C25/30 fibrorinforzato, spessore 20 cm:

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1.5} = 16.7 \text{ MPa}$$

Bulloni Swellex Mn24 (acciaio S355):

$$N_{Rd} = \min\{N_{Rd,int}; N_{Rd,ext}\}$$

$$N_{Rk,int} = 200 \text{ kN}$$

$$q_{sfilamento} = 1500 \text{ kPa}$$

Contorno di scavo:

$$N_{Rk,ext} = \pi \cdot D_{eff} \cdot q_s \cdot L = \pi \cdot 0.05\text{m} \cdot 1500 \text{ kPa} \cdot 4\text{m} = 942 \text{ kN} > N_{Rk,int}$$

Fronte:

$$N_{Rk,ext} = \pi \cdot D_{eff} \cdot q_s \cdot L = \pi \cdot 0.05\text{m} \cdot 1500 \text{ kPa} \cdot 3.2\text{m} = 753.6 \text{ kN} > N_{Rk,int}$$

Resistenza considerata nei calcoli:

$$N_{Rd} = \frac{N_{Rk,int}}{1.05} = 190.5 \text{ kN}$$

Bulloni IBO R32S:

$$N_{Rk,int} = 360 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} = \frac{N_{Rk,int}}{1.05} = 342.85 \text{ kN}$$

Ancoraggi Dywidag Threadbar 32 WR:

Forza di pretensione: $P_0 = 100\text{kN}$

$$N_{Rd} = \frac{845}{1.15} = 734.8 \text{ kN}$$

9.2 Comportamento dell'ammasso roccioso

Nelle figure seguenti sono illustrati gli spostamenti e le zone plastiche della zona di innesto alla fine dello scavo e la loro evoluzione avvicinandosi alla biforcazione e dunque al setto.

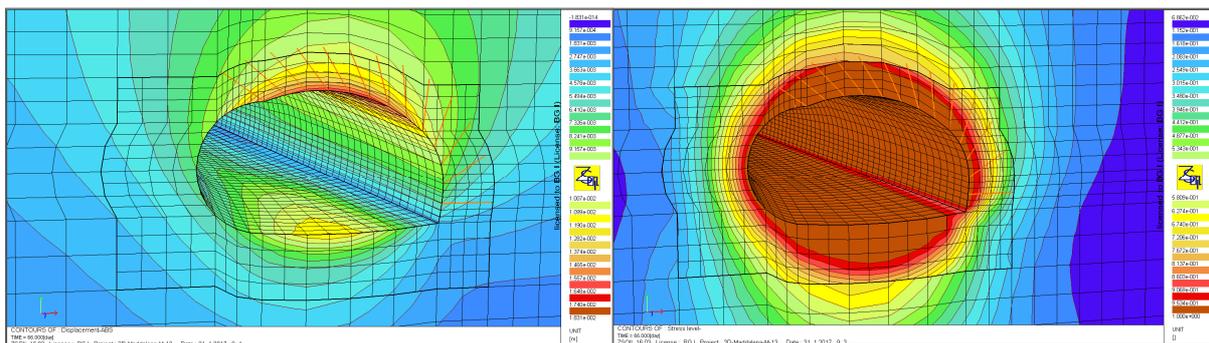


Figura 22: Spostamenti (a sinistra) e zone plastiche (a destra) nella sezione di innesto

Rapport technique et calcul des soutènements / Relazione tecnica e di calcolo dei sostegni

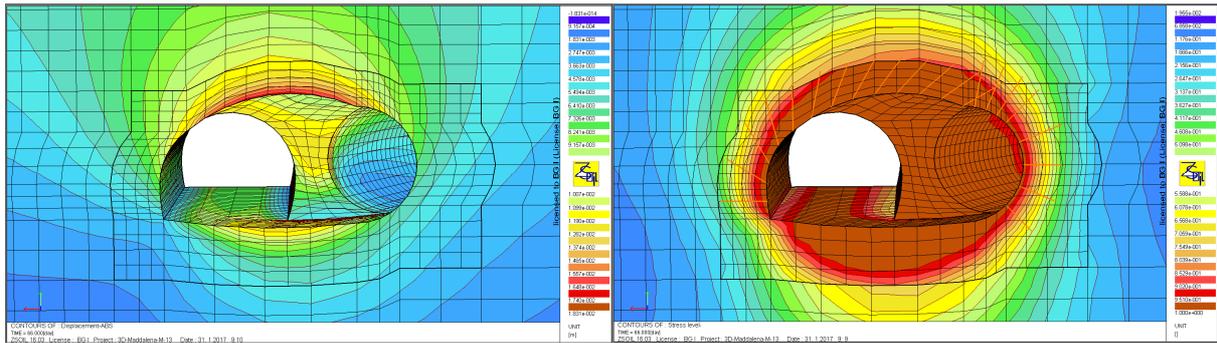


Figura 23: Spostamenti e zone plastiche nella sezione di innesto in prossimità del setto

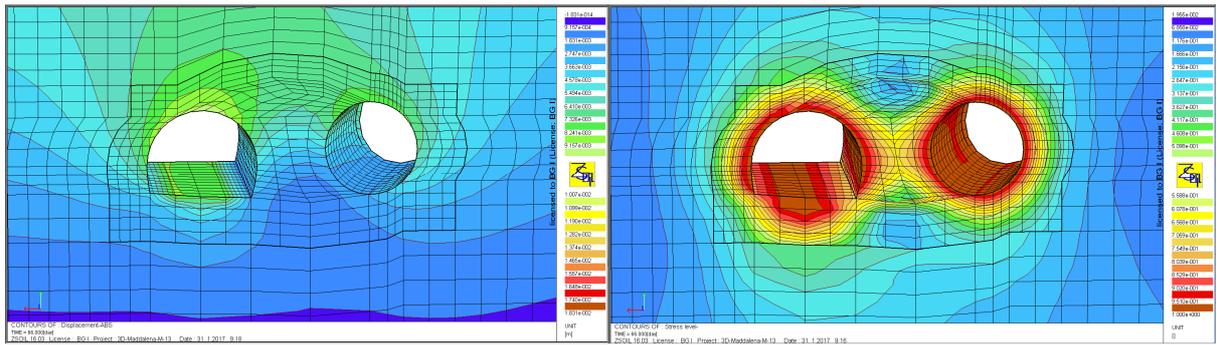


Figura 24: Spostamenti e zone plastiche nella sezione di biforcazione

Come si può notare, l'ammasso roccioso al contorno dello scavo plasticizza su uno spessore maggiore nella zona di innesto per poi diminuire alla biforcazione. In corrispondenza del timpano il setto roccioso risulta completamente plasticizzato, ma oltre 2 m dal timpano la plasticizzazione non interessa più l'intero setto ma solo le zone periferiche (non vi è più plasticizzazione intera del setto). Per rinforzare il setto si dispongono barre pretese sia in senso trasversale (tra le due canne) che in senso longitudinale a partire dal timpano. In questo modo, con la chiusura delle discontinuità esistenti, si previene l'eventuale collasso del setto in prossimità del timpano.

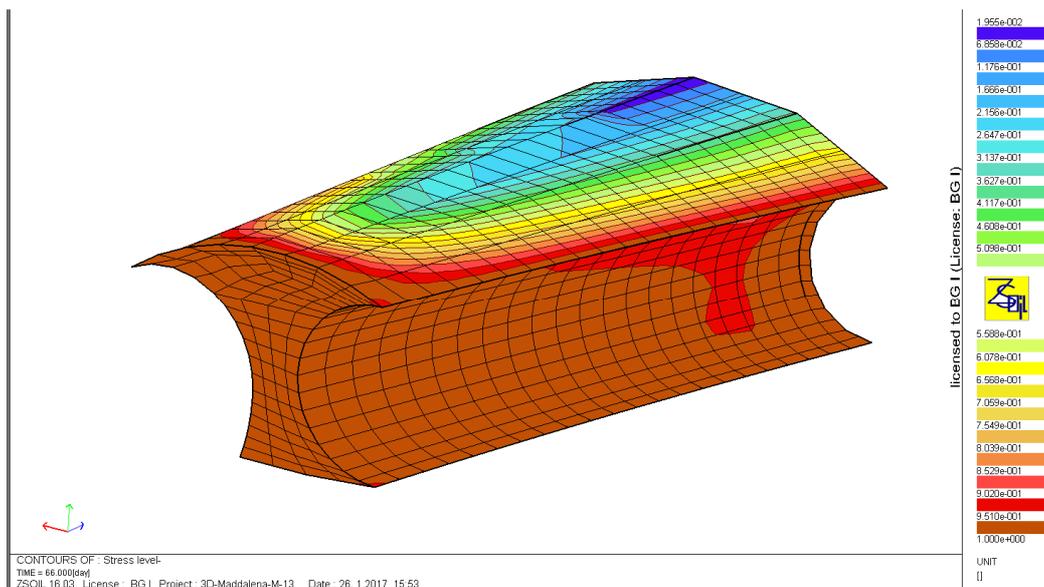


Figura 25: Plasticizzazione del setto roccioso, vista dall'esterno

Rapport technique et calcul des soutènements / Relazione tecnica e di calcolo dei sostegni

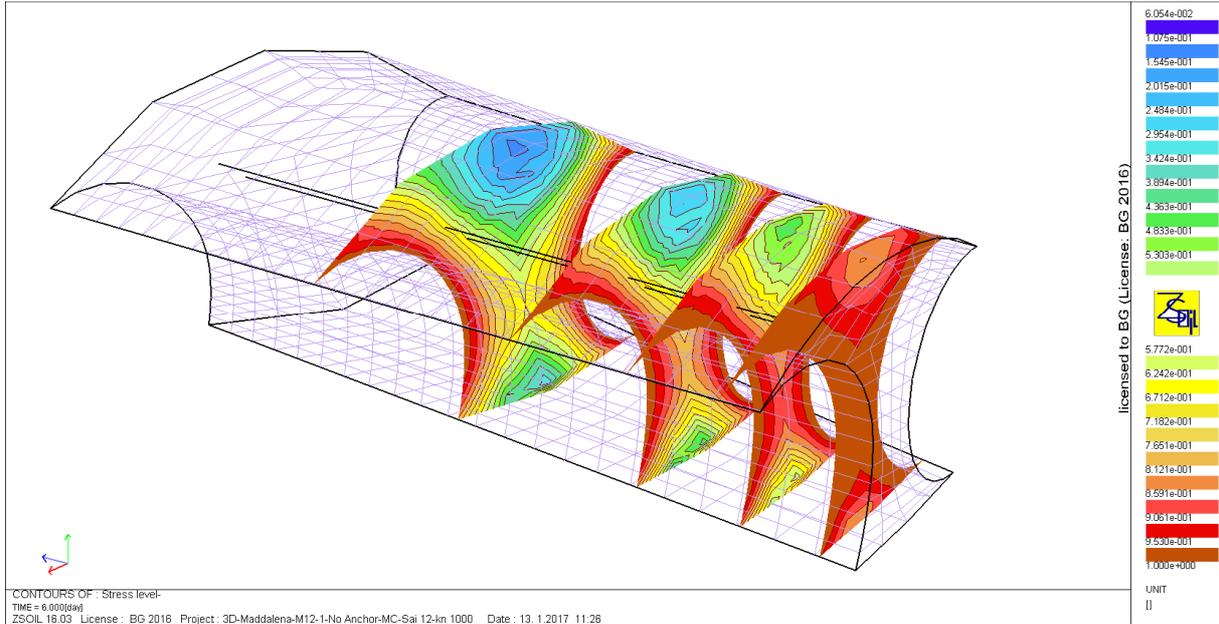


Figura 26: Plasticizzazione del setto roccioso, in varie sezioni. La dimensione degli elementi è di circa 1.8 m in direzione longitudinale.

In corrispondenza della zona più ampia della sezione di innesto si osservano spostamenti massimi di circa 1.8 cm in chiave di volta.

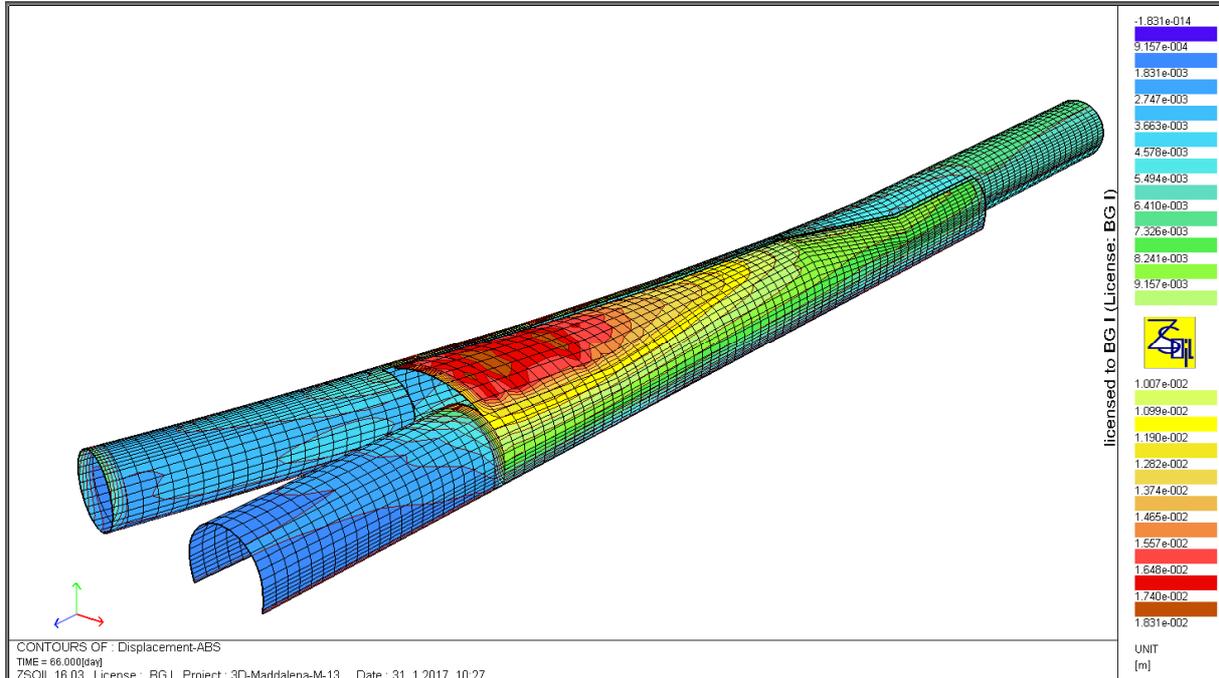


Figura 27: Spostamenti sezione di innesto

Nella medesima sezione le zone plastiche si producono maggiormente in calotta ed arco rovescio, con una larghezza pari a circa 2.8 m. Nei piedritti la banda plastica ha una spessore di circa 1.0 m.

Rapport technique et calcul des soutènements / Relazione tecnica e di calcolo dei sostegni

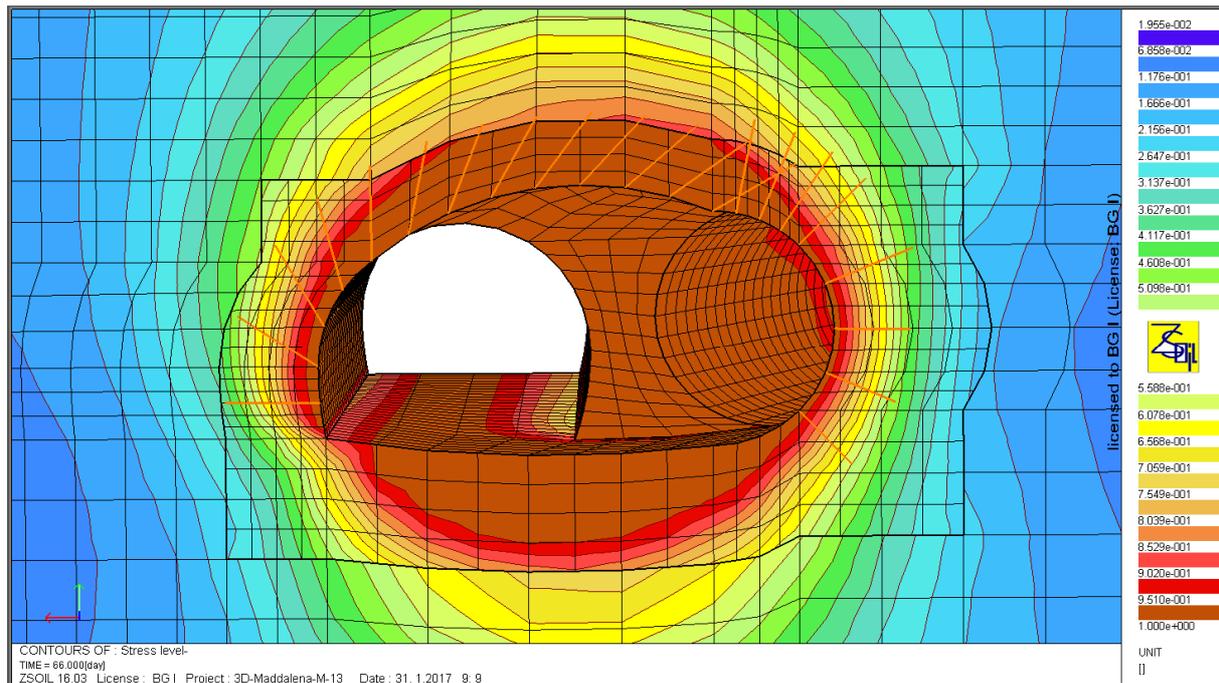


Figura 28: Zone plastiche sezione di innesto

9.3 Verifiche effettuate

Si verificano gli elementi seguenti:

- Conci prefabbricati, prima e dopo la rimozione dei conci sul lato dell'allargamento;
- CIs proiettato nell'allargamento;
- Bulloni nell'allargamento;
- Bulloni di sostegno dei conci;
- Ancoraggi nel setto roccioso tra le due gallerie.

Per la verifica all'interazione di momento e sforzo normale (pressoflessione) si considerano le tre sezioni determinanti che presentano:

- Valore assoluto del momento massimo e sforzo normale presente nella medesima sezione.
- Sforzo normale massimo e momento presente nella medesima sezione.
- Sforzo normale minimo e momento presente nella medesima sezione.

Per i bulloni si verifica la resistenza allo sforzo di trazione e l'allungamento massimo. Le verifiche sono le medesime per i bulloni Swellex associati ai conci e per i bulloni IBO messi in opera nell'allargamento:

- $N \leq N_{Rd}$
- $\varepsilon \leq 7 - 10\%$.

9.4 Verifica dei conci

Si verificano i conci sia nella fase in cui si mantengono provvisoriamente mentre si scava l'allargamento (fase provvisoria) sia al completamento dello scavo di tutta la sezione.

Le sollecitazioni massime sui concis nella zona di innesto si hanno quando si scava il primo passo da 1.8 m nell'allargamento dopo la creazione del ramo trasversale, prima della rimozione di essi su quel lato.

9.4.1 Verifica dell'anello di concis

Sollecitazioni prima della rimozione

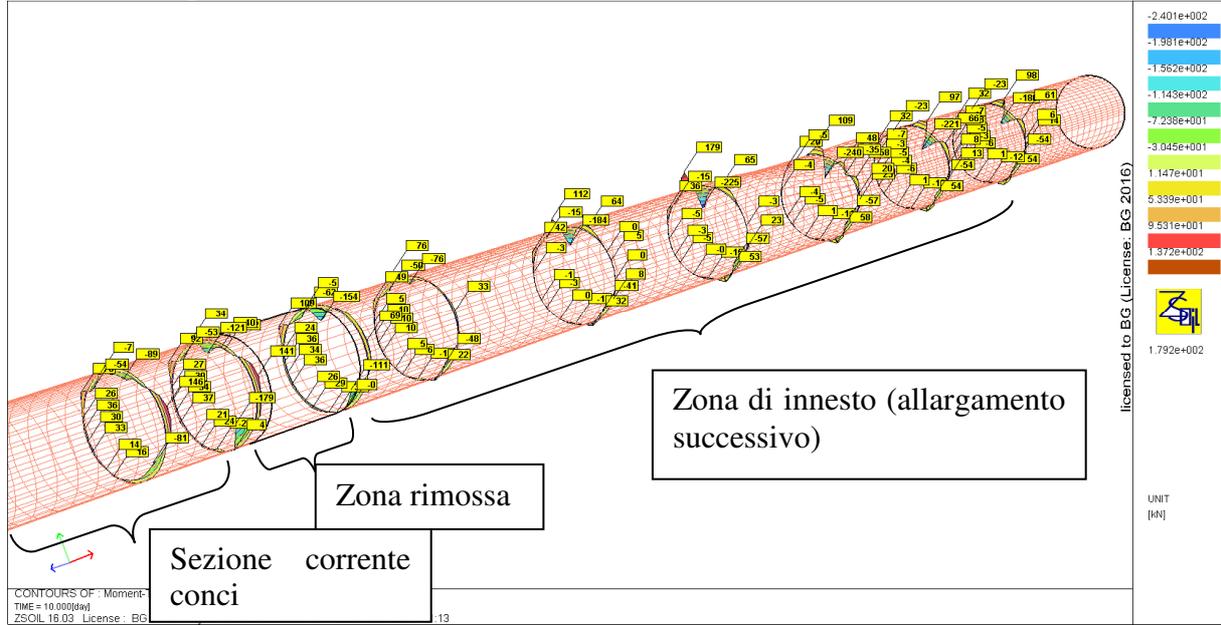


Figura 29: Sollecitazione a momento, concis sezione di innesto

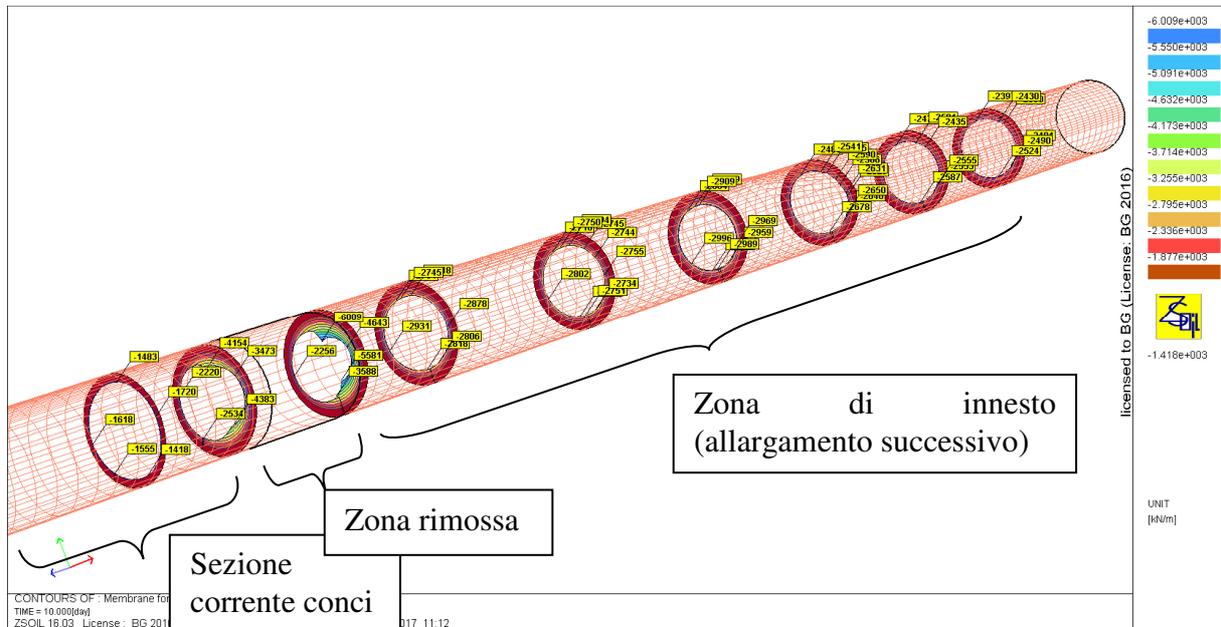


Figura 30: Sollecitazione a sforzo normale, concis sezione di innesto

Rapport technique et calcul des soutènements / Relazione tecnica e di calcolo dei sostegni

Combinazione	M _{SLS} [kNm]	N _{SLS} [kN]	M _{SLU} [kNm]	N _{SLU} [kN]
Mmax,N	-240	2541	-312	3303,3
M,Nmax	-154	6009	-200,2	7811,7
M,Nmin	-180	2430	-234	3159

Tabella 9: Sollecitazioni nei conci in fase provvisoria

L'armatura presente nei conci è di 100 kg/m³. Come descritto nelle relazione PRV_C3A_3950_26-19-00, l'armatura circolare considerata per i calcoli (es. verifiche al fuoco) è la seguente:

2 strati (intradosso ed estradosso) Ø14@150
 $A_s = 2x1026mm^2$

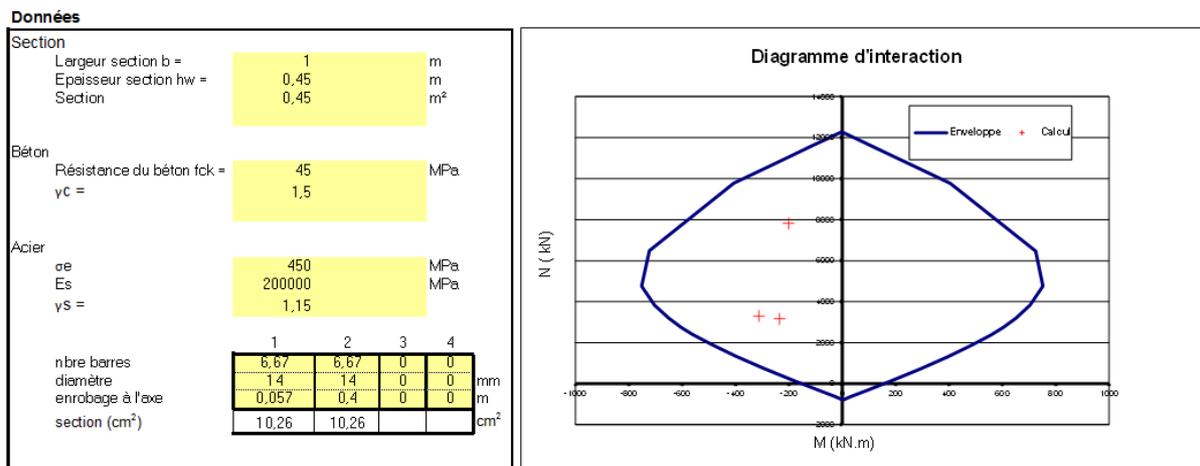


Figura 31: Diagramma di interazione M-N, sezione di innesto, conci con armatura

I conci sono verificati allo stato provvisorio con un fattore di sicurezza pari a FS=2.12.

Sollecitazioni nei conci al completamento dello scavo

Rapport technique et calcul des soutènements / Relazione tecnica e di calcolo dei sostegni

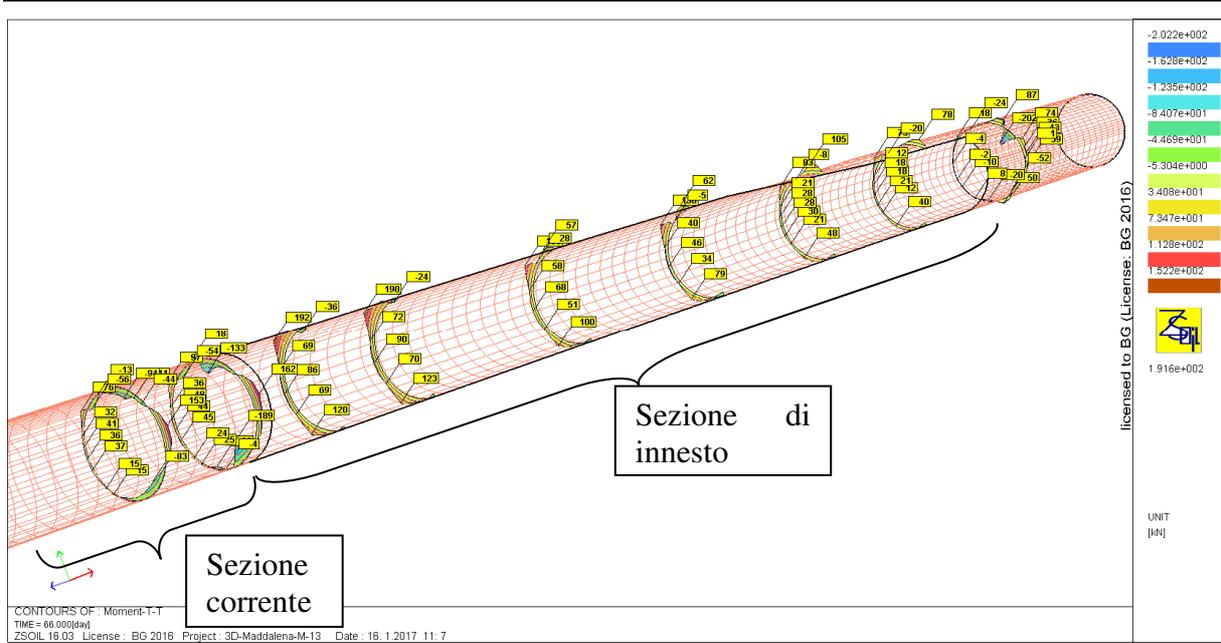


Figura 32: Sollecitazione a momento, conci sezione di innesto

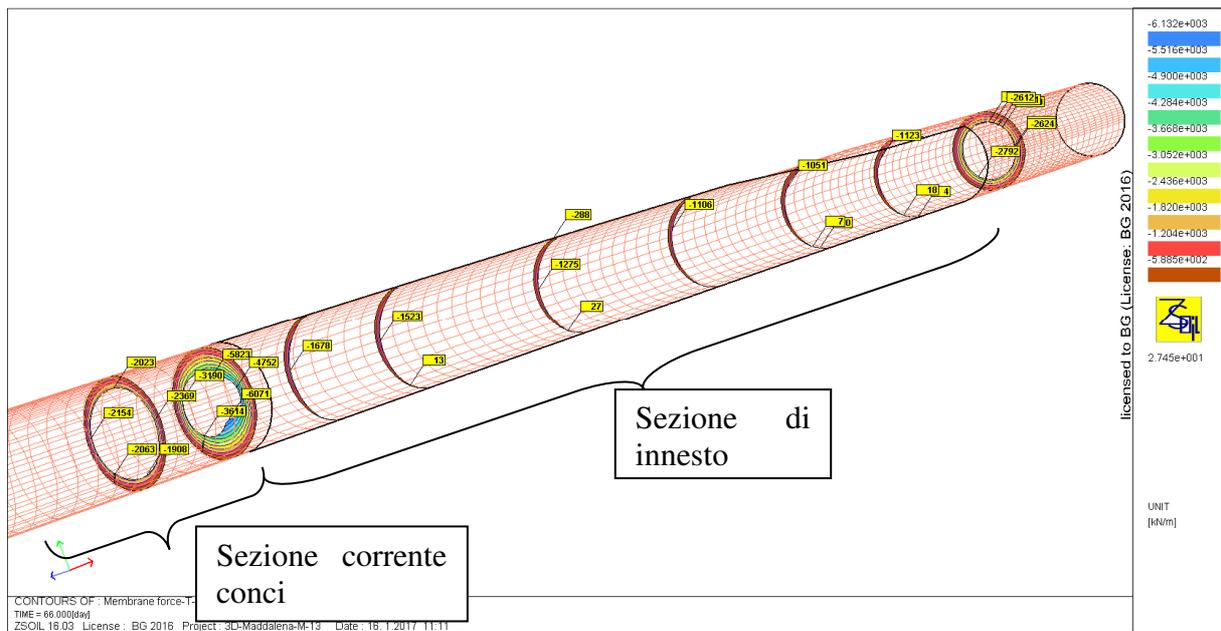


Figura 33: Sollecitazione a sforzo normale, conci sezione di innesto

Gli sforzi ottenuti nella zona di innesto sono i seguenti:

Combinazione	M _{SLS} [kNm]	N _{SLS} [kN]	M _{SLU} [kNm]	N _{SLU} [kN]
Mmax,Nmax	192	1678	249,6	2181,4
M,Nmin	100	-27	130	-35,1

Tabella 10: Sollecitazioni nei conci al completamento dello scavo

Tuttavia, si nota che al di fuori della zona di innesto, nella sezione corrente con conci prefabbricati, si hanno delle sollecitazioni più importanti. In particolare, le sollecitazioni sono

Rapport technique et calcul des soutènements / Relazione tecnica e di calcolo dei sostegni

le più importanti nella zona di biforcazione, ovvero in corrispondenza del setto di roccia tra le due gallerie.

Gli sforzi ottenuti in questa zona sono i seguenti:

Combinazione	M _{SLS} [kNm]	N _{SLS} [kN]	M _{SLU} [kNm]	N _{SLU} [kN]
Mmax,Nmax	-189	6071	-245,7	7892,3
M,Nmin	-83	1908	-107,9	2480,4

Tabella 11: Sollecitazioni nei conci al completamento dello scavo, nella zona di biforcazione

Il diagramma di interazione seguente mette assieme gli sforzi provenienti dalle due posizioni.

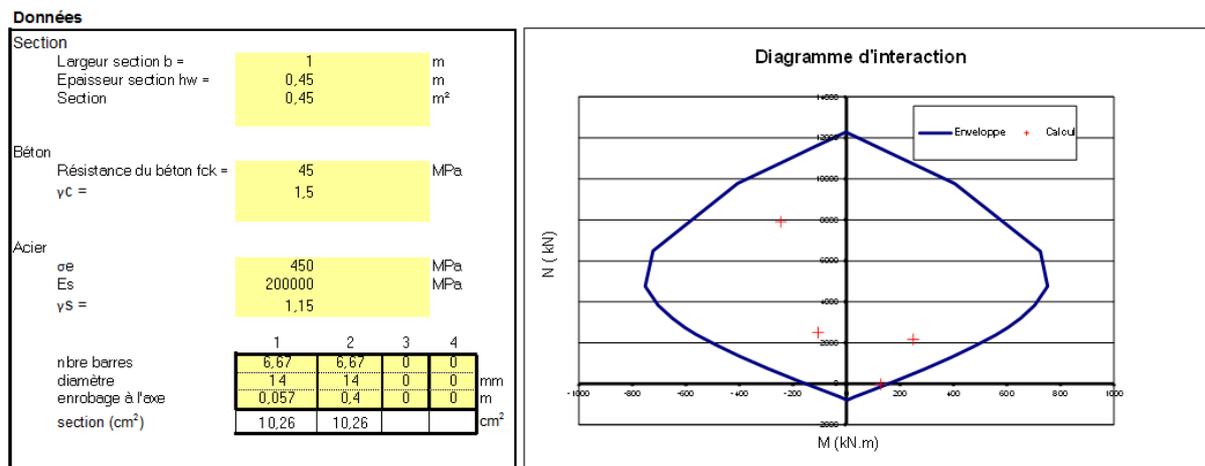


Figura 34: Diagramma di interazione M-N, sezione di innesto, conci con armatura

I conci sono verificati allo stato provvisorio con un fattore di sicurezza pari a FS=1,16.

9.5 Verifica dei bulloni nella zona dell'allargamento

I bulloni vengono sollecitati maggiormente in fase definitiva, ovvero al completamento dello scavo.

Sollecitazioni nei bulloni

Rapport technique et calcul des soutènements / Relazione tecnica e di calcolo dei sostegni

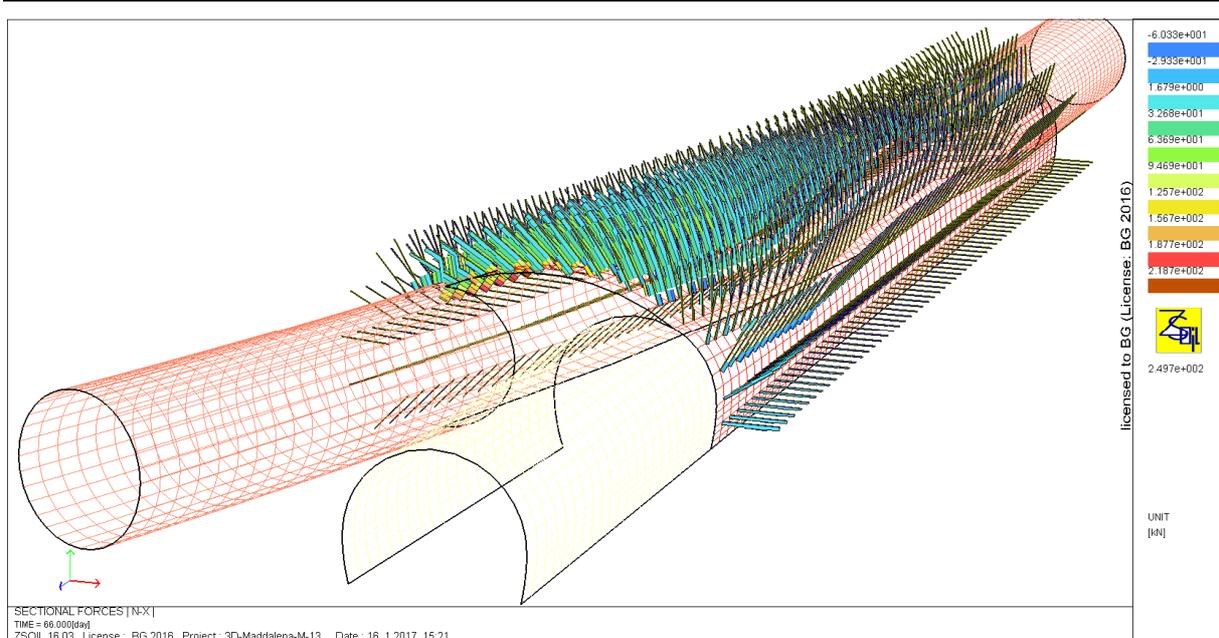


Figura 35: Sollecitazione a sforzo normale, bulloni sezione di innesto

Per il bullone più sollecitato:

$$N_{Ed} = 1.3 \cdot 218.7 \text{ kN} = 284.3 \text{ kN} < N_{Rd} = \frac{360 \text{ kN}}{1.05} = 342.9 \text{ kN}$$

$$FS = \frac{342.9 \text{ kN}}{284.3 \text{ kN}} = 1.2$$

La deformazione massima è:
 $0.2\% < 7 - 10\%$.

9.6 Verifica dei bulloni di sostegno dei conci

Per quanto riguarda il sostegno dei conci, vengono messi in opera dei bulloni di tipo Swellex. Anche in questo caso i bulloni vengono sollecitati maggiormente in fase definitiva, ovvero al completamento dello scavo.

Rapport technique et calcul des soutènements / Relazione tecnica e di calcolo dei sostegni

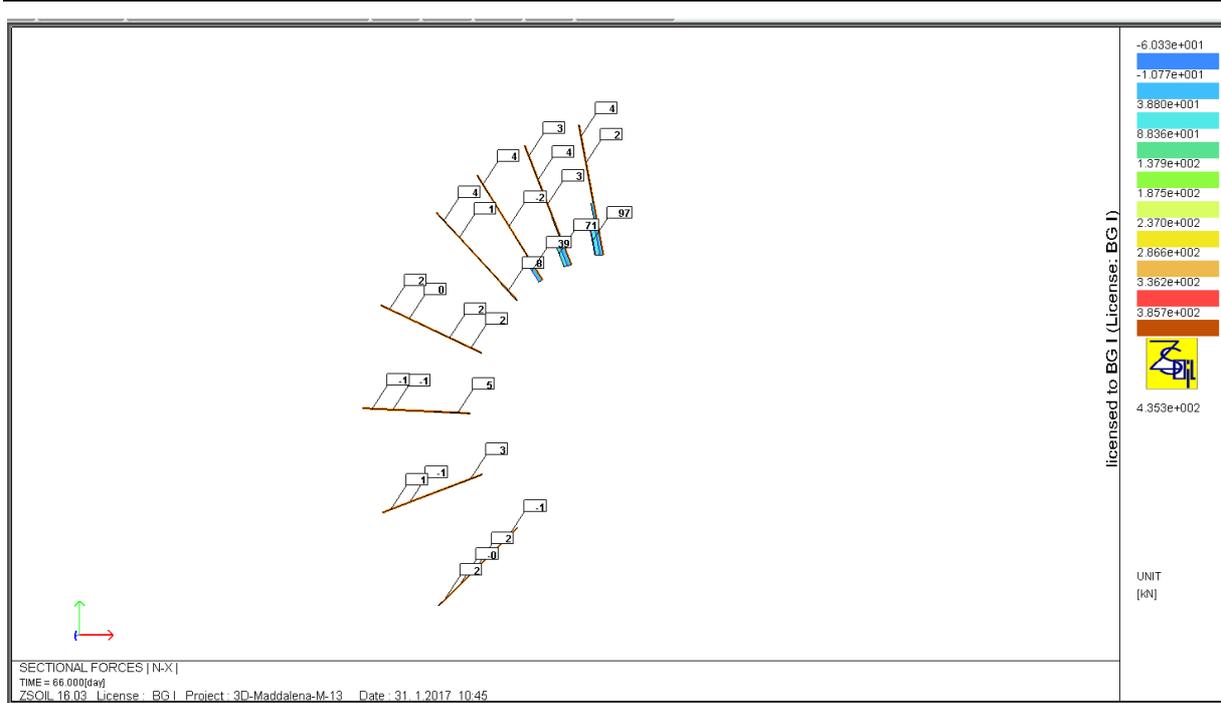


Figura 36: Sollecitazione a sforzo normale, bulloni concii, sezione di innesto

Per il bullone più sollecitato:

$$N_{Ed} = 1.3 \cdot 97 \text{ kN} = 126.1 \text{ kN} < N_{Rd} = 190.5 \text{ kN}$$

$$FS = \frac{190.5 \text{ kN}}{126.1 \text{ kN}} = 1.5$$

La deformazione massima è:
 $0.2\% < 7 - 10\%$.

9.7 Verifica del sostegno dell'allargamento

Il sostegno dell'allargamento viene sollecitato maggiormente in fase definitiva, ovvero al completamento dello scavo.

Sollecitazioni nel calcestruzzo proiettato



Calcul de la courbe d'interaction du béton non fibré

selon les recommandations de l'AFTES "utilisation du béton non armé en tunnel"
 et "compatibilité avec les Eurocodes"

BG - 2014

Données

Largeur section b =	1 m
Epaisseur section h_w =	0,2 m
Résistance du béton à la compression f_{ck} =	25 MPa
Coefficient effets à long terme $\alpha_{cc,pl}$ et $\alpha_{ct,pl}$ =	1
Facteur de sécurité (marge) =	1
Coefficient partiel relatif au béton γ_c =	1,5
Coefficient relatif aux actions γ_{ELU} =	1,3

Résultats

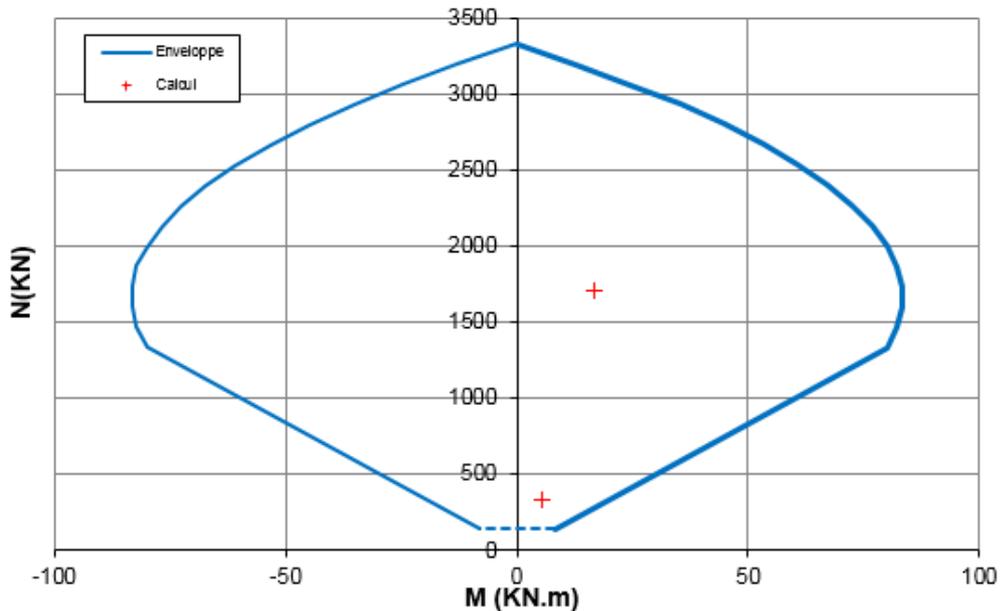


Figura 39: Diagramma di interazione M-N, sezione di innesto, cls proiettato

Il calcestruzzo proiettato è verificato con un fattore di sicurezza $FS=1,75$.

9.8 Verifica degli ancoraggi nel setto

Come detto in precedenza, il setto di roccia all'estremità della zona di innesto viene confortato da ancoraggi in pretensione al fine di assicurarne la stabilità. Si verifica ora che gli sforzi negli ancoraggi trasversali siano compatibili con la loro resistenza.

Sforzo normale negli ancoraggi

Rapport technique et calcul des soutènements / Relazione tecnica e di calcolo dei sostegni

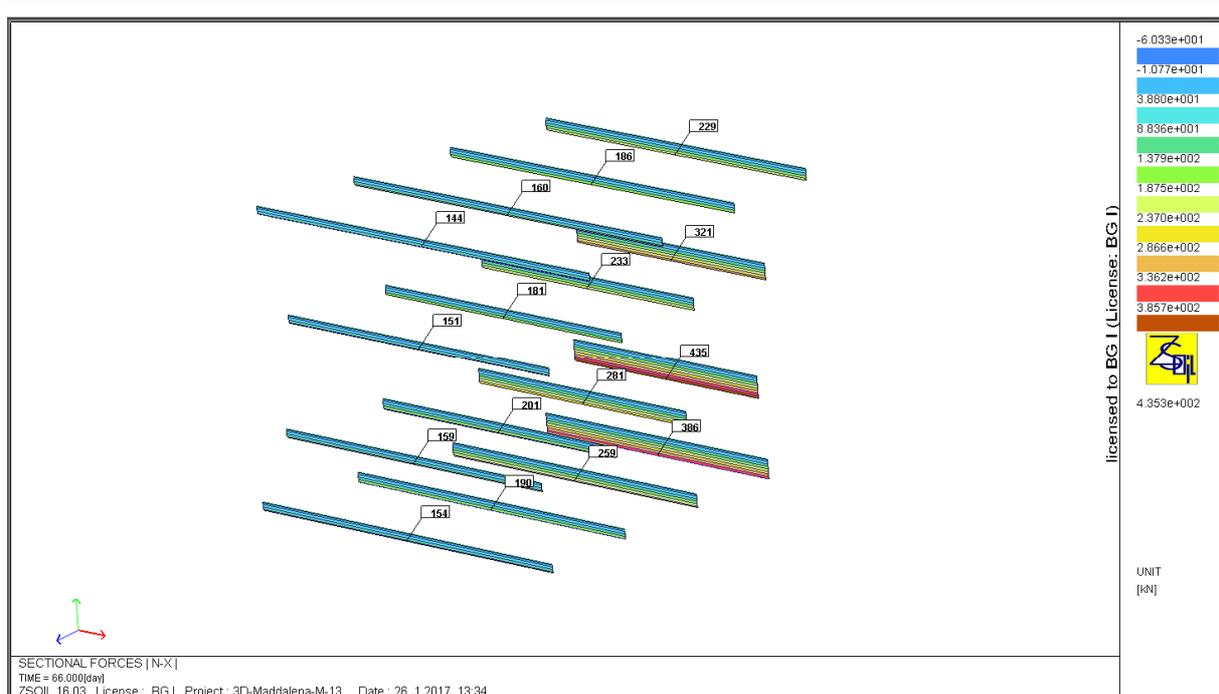


Figura 40: Sforzi normali negli ancoraggi

$$N_{Ed} = 435 \text{ kN} \cdot 1.3 = 565.5 \text{ kN} < 734.8 \text{ kN}$$

$$FS = \frac{734.8}{565.5} = 1.30$$

10. Verifica della sezione tipo S1

10.1 Materiali e resistenze di calcolo

Di seguito sono riportati i materiali impiegati e le resistenze di calcolo considerate per i sostegni.

Calcestruzzo proiettato C25/30 fibrorinforzato, spessore 10 poi 35 cm:

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1.5} = 16.7 \text{ MPa}$$

Centine in acciaio S235, HEB 200 con passo 1m:

$$f_{yk} = 235 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1.05} = 223.8 \text{ MPa}$$

10.2 Verifica della capacità portante

Capacità resistente sezione tipo S1

Lo sforzo normale resistente sarà dato dalla somma dei contributi delle centine e del calcestruzzo proiettato:

$$N_{Rd,eq} = A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{sd} = 7451 \text{ kN}$$

Rapport technique et calcul des soutènements / Relazione tecnica e di calcolo dei sostegni

Dove

$$A_c = (1000mm \cdot 350mm) - 7810mm^2 = 342190 mm^2$$

$$A_s = 7810mm^2$$

La capacità resistente dei sostegni è quindi data da:

$$p_{Rd,eq} = \frac{N_{Rd}}{R} = 1263 kPa$$

Dove

$$R = R_{cal} = 5.9 m$$

Capacità resistente della sezione tipo T3p

I sostegni adottati per tale sezione sono costituiti da 2 centine accoppiate IPN180 in acciaio S275 disposte con passo pari a 1.0 m e da uno strato di calcestruzzo proiettato di classe C20/25, di spessore $s = 0.25$ m.

L'area della sezione di ciascuna centina è pari a:

$$A_{cen} = 27.9 cm^2$$

Considerando una sezione di larghezza pari a 1.0 m, l'area di acciaio sarà pari a:

$$A_s = \frac{2 \cdot A_{cen}}{\text{passo}} = 55.8 cm^2$$

L'area di calcestruzzo proiettato sarà pari a:

$$A_c = (s \cdot 1.0m) - A_s = 0.25 - 0.00558 = 0.244 m^2$$

Lo sforzo normale resistente sarà dato pertanto dalla somma dei contributi delle centine e del calcestruzzo proiettato:

$$N_{rd,sost} = A_c f_{cd} + A_s f_{yd} = 4709 KN$$

La capacità resistente dei sostegni è quindi data da:

$$p_{res,sost} = \frac{N_{rd,sost}}{R} = 1236 kPa$$

dove:

$$R = R_{eq} = \sqrt{A/\pi} = 3.81 m$$

Equivalenza di capacità portante con la sezione tipo T3p messa in opera nel cunicolo della Maddalena:

$$p_{Rd,eq} = 1263 kPa > p_{Rd,T3p} = 1236 kPa$$

La capacità portante è dunque verificata.

11. Verifica della stabilità del fronte di scavo

11.1 Metodo di verifica

Si effettua la verifica del fronte in terreni sciolti (depositi lacustri e glaciali) per verificare che il numero di barre in VTR previsto sia sufficiente, sia al fronte di scavo all'interno della galleria, sia al fronte di testata dello strozzo (vedere § 4.1.3).

La pressione verticale sul fronte di scavo del tunnel si valuta mediante il modello analitico di Terzaghi, basato sulla teoria del silo (vedi figura seguente).

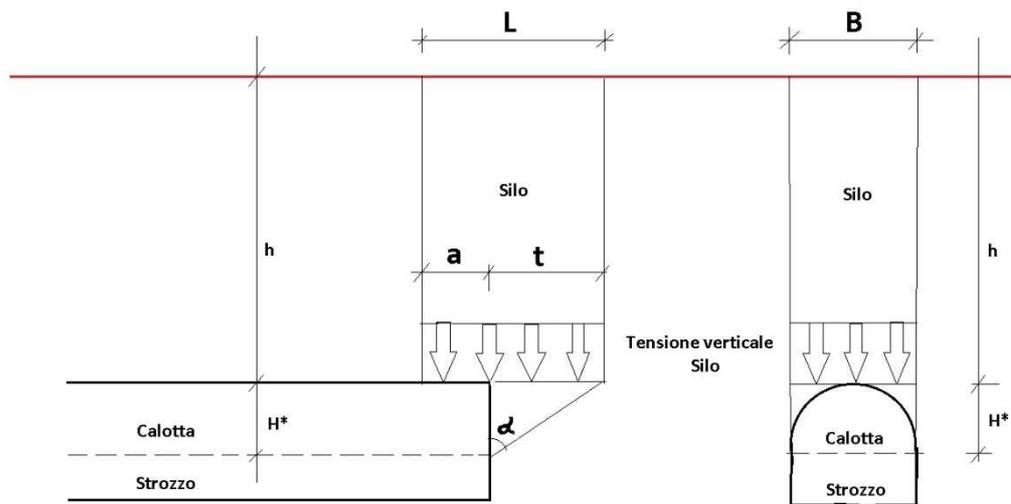


Figura 41: Modello di calcolo della pressione sul fronte di scavo del tunnel

La soluzione analitica per diversi strati di materiale che permette la valutazione della pressione verticale alla base di ogni strato si calcola utilizzando la seguente equazione:

$$\sigma_n = \frac{\gamma_n - \frac{c'_{d,n} U}{A}}{K_{Silo} \frac{U}{A} \tan \varphi} \cdot \left(1 - e^{-K_{Silo} \frac{U}{A} \tan \varphi'_{d,n} h_n} \right) + \sigma_{n-1} \cdot e^{-K_{Silo} \frac{U}{A} \tan \varphi'_{d,n} h_n}$$

dove:

- n indice del numero di strato;
- σ_n pressione verticale alla base dello strato n;
- σ_{n-1} pressione verticale al limite superiore dello strato n;
- γ_n peso del terreno;
- $c'_{d,n}$ coesione;
- $\varphi'_{d,n}$ angolo di attrito;
- k_{Silo} coefficiente di spinta laterale;
- h_n altezza dello strato n;
- A area del silo;

U perimetro del silo.

Nei calcoli seguenti si considera un solo strato costituito dalla litologia considerata.

La pressione verticale che agisce al livello della calotta si indica con σ_{vSilo} nella relazione, come indicato nella figura seguente.

Per valutare l'area del perimetro, la lunghezza L si definisce con $L = a + t$ (vedi fig. seguente), dove:

a lunghezza della volata

$t = h \cdot \tan \alpha$ profondità dell'angolo

La larghezza B del silo corrisponde alla larghezza di scavo.

La pressione orizzontale p_H necessaria a stabilizzare il fronte del tunnel è dunque determinata secondo lo schema illustrato alla figura seguente.

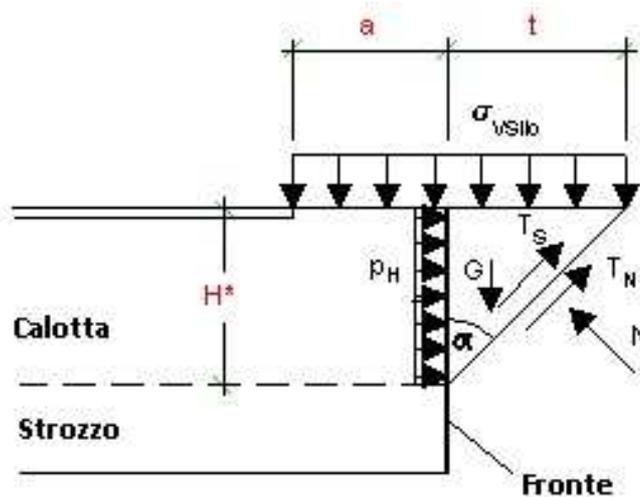


Figura 42: Schema delle forze che agiscono sul fronte

L'altezza H^* dell'angolo corrisponde all'altezza di scavo, come si può vedere nella figura precedente.

La forza di attrito ai lati dell'angolo si calcola come segue:

$$T_S = H^{*2} \tan \alpha \cdot \left(c' + K_{\text{Wedge}} \cdot \tan \varphi' \cdot \frac{2\sigma_{v,Silo} + H^* \cdot \gamma}{3} \right)$$

Si ammette un coefficiente $K_{\text{Wedge}} = 0.1$.

Il carico verticale V del silo si calcola come segue:

$$V = \sigma_{v,Silo} \cdot B \cdot (H^* \cdot \tan \alpha + a)$$

Il carico permanente G dell'angolo è definito dalla formula seguente:

$$G = \gamma \cdot \frac{H^{*2}}{2} \cdot \tan \alpha \cdot B$$

La relazione tra T_N e N si definisce mediante il criterio di Mohr-Coulomb:

$$T_N = N \cdot \tan \varphi' + c' \frac{H^*}{\cos \alpha} \cdot B$$

L'equilibrio delle forze permette di calcolare la forza orizzontale necessaria al fronte di scavo del tunnel.

$$S = \frac{(G + V) \cdot (\cos \alpha - \sin \alpha \cdot \tan \varphi') - \frac{c' \cdot H^* \cdot B}{\cos \alpha} - T_S}{\sin \alpha + \cos \alpha \cdot \tan \varphi'}$$

La pressione orizzontale necessaria alla stabilizzazione del fronte è dunque:

$$p_H = \frac{S}{A_{\text{fronte}}}$$

11.2 Depositi fluvioglaciali: verifica dello fronte di testata in corrispondenza dello strozzo

Si effettua una verifica del fronte di testata, siccome di superficie maggiore rispetto alla sezione corrente per lo strozzo, come si può vedere nella figura seguente.

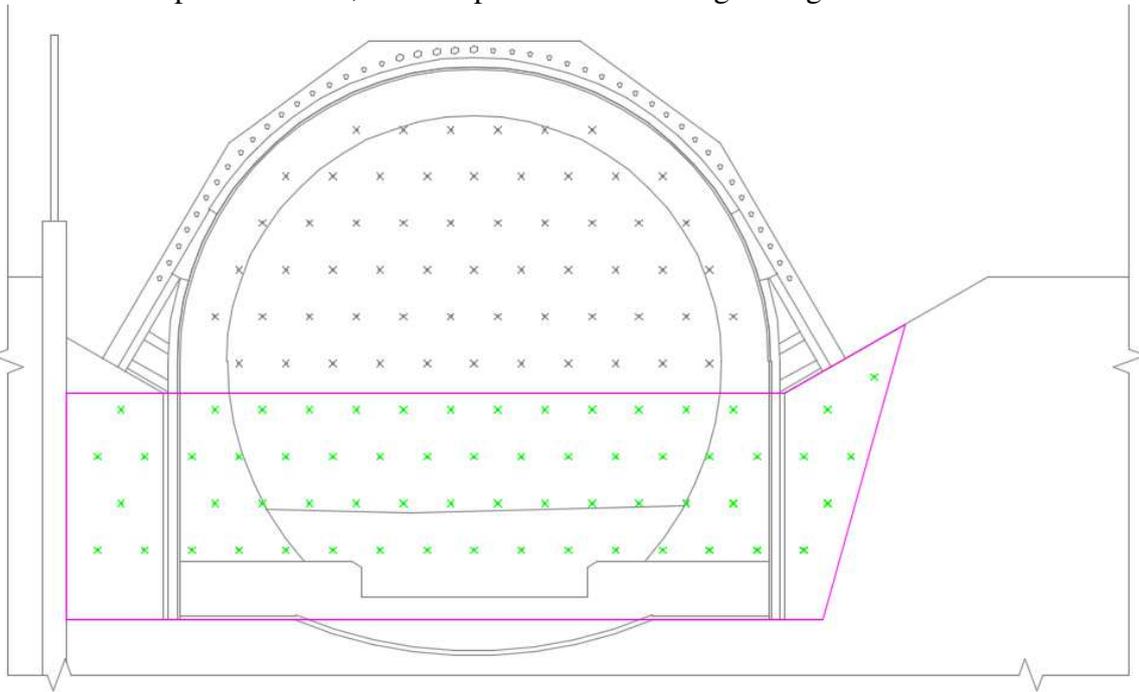


Figura 43: Fronte di testata: in rosa la superficie di scavo, in verde i bulloni considerati

Si adatta leggermente la formulazione descritta al paragrafo precedente in fz. delle caratteristiche geometriche.

Dati di base

Coesione	c'	=	10 kPa
Angolo di attrito	φ	=	30°
Peso specifico	γ	=	20 kN/m ³
Larghezza di scavo	B	=	17.8 m

Rapport technique et calcul des soutènements / Relazione tecnica e di calcolo dei sostegni

Altezza dell'angolo	H*	=	5 m
Copertura	h	=	0 m
Area del fronte	A	=	83 m ²
Lunghezza della volata	t	=	0 m
Lunghezza dei bulloni VTR	L	=	14 m (lunghezza minima)

Pressione necessaria

Pressione di stabilizzazione necessaria:

$$p_{Hnec} = 3.4 \text{ kPa}$$

Pressione stabilizzante

Sono previsti 67 bulloni in fibra di vetro.

La pressione stabilizzante è la seguente:

$$p_H = \frac{n_{VTR} \cdot F_{VTR}}{A_{fronte}}$$

Con:

n_{VTR} numero di elementi strutturali in vetroresina;

A_{fronte} area della sezione di scavo;

F_{VTR} è la forza applicata dal singolo elemento in vetroresina pari al minimo tra il valore di carico ammissibile per rottura a sfilamento della barra dal terreno (F_{sfil}) e quello corrispondente alla rottura per trazione della singola barra (F_{snerve}).

La resistenza a trazione della barra è pari a 750 kN.

Bustamante e Doix (1985) hanno elaborato degli abachi che permettono di stimare l'attrito limite q_s tra terreno e bullone in fz. della pressione limite p_l ottenuta con prove pressiometriche (tipo Menard). I sondaggi eseguiti nell'area di cantiere della Maddalena (compreso il sondaggio orizzontale sull'asse di Maddalena 1 – si veda l'elaborato del Progetto Esecutivo del cunicolo esplorativo MAD_EXE_0269_07-00-00) forniscono dei valori di p_l compresi tra 2.6 e 3.8 MPa. Considerando un valore medio di p_l pari a 3 MPa, si ha:

$$q_s = 300 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

La resistenza a sfilamento è pari a:

$$F_{sfil} = q_s \cdot \phi \cdot \pi \cdot L = 300 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 0.06\text{m} \cdot \pi \cdot 14\text{m} = 791.7 \text{ kN}$$

La resistenza a trazione è dunque determinante.

Si ha quindi:

$$p_H = 605.4 \text{ kPa}$$

Il fattore di sicurezza è:

$$FS = \frac{p_H}{p_{Hnec}} = 178$$

11.3 Depositi fluvioglaciali: sezione tipo S2

Dati di base

Coesione	c'	=	10 kPa
----------	----	---	--------

Rapport technique et calcul des soutènements / Relazione tecnica e di calcolo dei sostegni

Angolo di attrito	φ	=	30°
Peso specifico	γ	=	20 kN/m ³
Larghezza di scavo	B	=	14.9 m
Altezza dell'angolo	H*	=	8.2 m
Copertura	h	=	19.5 m
Area del fronte di scavo	A	=	98.8 m ²
Lunghezza della volata	t	=	1 m
Lunghezza dei bulloni VTR	L	=	14 m (utile: 6 m)

Pressione necessaria

Pressione di stabilizzazione necessaria:

$$p_{Hnec} = 63.6 \text{ kPa}$$

Pressione stabilizzante

Sono previsti 66 bulloni in fibra di vetro.

La pressione stabilizzante è la seguente:

$$p_H = \frac{n_{VTR} \cdot F_{VTR}}{A_{fronte}}$$

Con:

n_{VTR} numero di elementi strutturali in vetroresina;

A_{fronte} area della sezione di scavo;

F_{VTR} è la forza applicata dal singolo elemento in vetroresina pari al minimo tra il valore di carico ammissibile per rottura a sfilamento della barra dal terreno (F_{sfil}) e quello corrispondente alla rottura per trazione della singola barra (F_{snerve}).

La resistenza a trazione della barra è pari a 750 kN.

Bustamante e Doix (1985) hanno elaborato degli abachi che permettono di stimare l'attrito limite q_s tra terreno e bullone in fz. della pressione limite p_l ottenuta con prove pressiometriche (tipo Menard). I sondaggi eseguiti nell'area di cantiere della Maddalena (compreso il sondaggio orizzontale sull'asse di Maddalena 1) forniscono dei valori di p_l compresi tra 2.6 e 3.8 MPa. Considerando un valore medio di p_l pari a 3 MPa, si ha:

$$q_s = 300 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

La resistenza a sfilamento è pari a:

$$F_{sfil} = q_s \cdot \varnothing \cdot \pi \cdot L_{utile} = 300 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 0.06 \text{ m} \cdot \pi \cdot 6 \text{ m} = 339.3 \text{ kN}$$

La resistenza a sfilamento è dunque determinante.

Si ha quindi:

$$p_H = 226.6 \text{ kPa}$$

Il fattore di sicurezza è:

$$FS = \frac{p_H}{p_{Hnec}} = 3.5$$

11.4 Depositi glaciali indifferenziati: sezione tipo S2

Dati di base

Coazione	c'	=	10 kPa
Angolo di attrito	φ	=	33°
Peso specifico	γ	=	20 kN/m ³
Larghezza di scavo	B	=	14.9 m
Altezza dell'angolo	H*	=	8.2 m
Copertura	h	=	68 m
Area del fronte di scavo	A	=	98.8 m ²
Lunghezza della volata	t	=	1 m
Lunghezza dei bulloni VTR	L	=	14 m (utile: 6 m)

Pressione necessaria

Pressione di stabilizzazione necessaria:

$$p_{Hnec} = 51.4 \text{ kPa}$$

Pressione stabilizzante

Sono previsti 66 bulloni in fibra di vetro.

La pressione stabilizzante è la seguente:

$$p_H = \frac{n_{VTR} \cdot F_{VTR}}{A_{fronte}}$$

Con:

n_{VTR} numero di elementi strutturali in vetroresina;

A_{fronte} area della sezione di scavo;

F_{VTR} è la forza applicata dal singolo elemento in vetroresina pari al minimo tra il valore di carico ammissibile per rottura a sfilamento della barra dal terreno (F_{sfil}) e quello corrispondente alla rottura per trazione della singola barra (F_{snerv}).

La resistenza a trazione della barra è pari a 750 kN.

Bustamante e Doix (1985) hanno elaborato degli abachi che permettono di stimare l'attrito limite q_s tra terreno e bullone in fz. della pressione limite p_1 ottenuta con prove pressiometriche (tipo Menard). I sondaggi eseguiti nell'area di cantiere della Maddalena forniscono dei valori di p_1 compresi tra 4.8 e 6 MPa. Considerando un valore medio di p_1 pari a 5 MPa, si ha:

$$q_s = 500 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

La resistenza a sfilamento è pari a:

$$F_{sfil} = q_s \cdot \phi \cdot \pi \cdot L_{utile} = 500 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 0.06 \text{ m} \cdot \pi \cdot 6 \text{ m} = 565.5 \text{ kN}$$

La resistenza a sfilamento è dunque determinante.

Si ha quindi:

$$p_H = 377.7 \text{ kPa}$$

Il fattore di sicurezza è:

$$FS = \frac{p_H}{p_{Hnec}} = 7.3$$

11.5 Sezione di innesto

Al fine di verificare la stabilità del fronte di scavo, è possibile analizzare da un lato l'estensione delle zone plastiche e dall'altro le deformazione.

La profondità della zona plastica ci indica se la lunghezza prevista per i bulloni al fronte è sufficiente. Tramite le deformazioni è possibile determinare le tensioni all'interno dei bulloni e quindi paragonarle alla loro capacità portante.

Zone plastiche al fronte di scavo

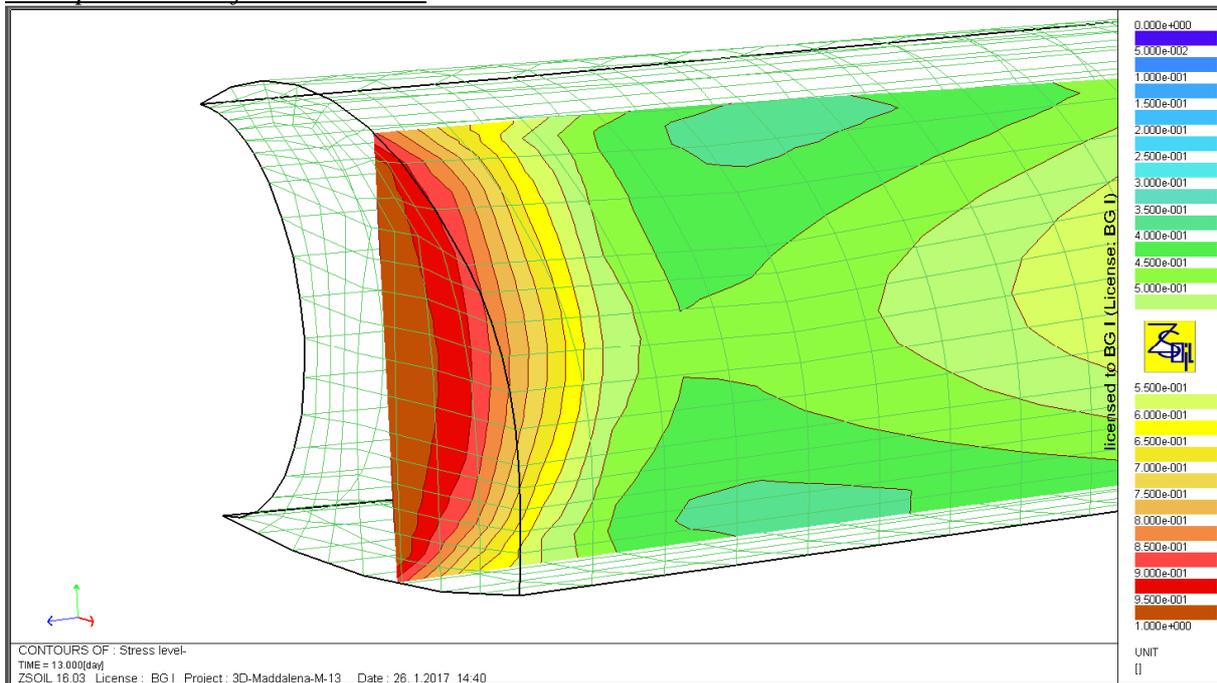


Figura 44: Zone plastiche al fronte

Le zone plastiche raggiungono circa 1,8 m di profondità, i bulloni previsti di lunghezza utile di 3.6 m sono dunque sufficienti.

Deformazioni al fronte di scavo

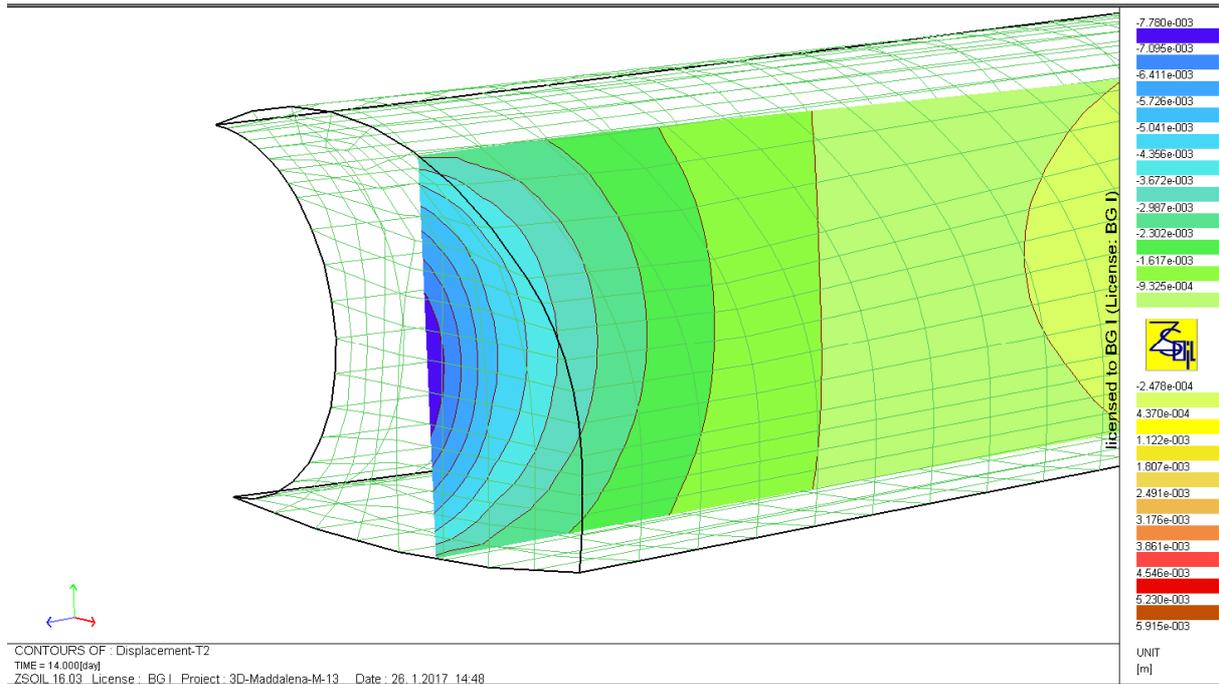


Figura 45: Spostamenti al fronte (estrusione)

L'allungamento dei bulloni corrisponde alla differenza tra lo spostamento al fronte e lo spostamento a 3.6 m da esso:

$$7.78\text{mm} - 2.987\text{mm} = 4.793\text{mm}$$

Deformata:

$$\varepsilon = \frac{4.793\text{mm}}{3600\text{mm}} = 0.133\%$$

Tensione:

$$\sigma_T = \varepsilon \cdot E = 1.28 \times 10^{-3} \cdot 200000\text{MPa} = 266.28\text{MPa} < f_{sy,d} = \frac{355\text{MPa}}{1.05} = 338\text{MPa}$$

La bullonatura al fronte è dunque verificata con un fattore di sicurezza pari a FS=1.27.

12. Verifica degli infilaggi

Le sezioni analizzate prevedono la realizzazione di un intervento di presostegno costituito da un ombrello di infilaggi metallici.

In condizioni di scarse coperture, infatti, l'effetto arco al di sopra della galleria non viene a generarsi in maniera completa, e risulta necessario crearlo artificialmente mediante la realizzazione di interventi di presostegno al contorno. In tale maniera è possibile migliorare le condizioni di stabilità del cavo, in particolare nella fase maggiormente critica al termine dello sfondo, prima della messa in opera delle centine.

In questo paragrafo sono eseguite le verifiche statiche degli infilaggi metallici.

Gli schemi di calcolo che meglio approssimano il comportamento degli infilaggi sono mostrati nella figura seguente.

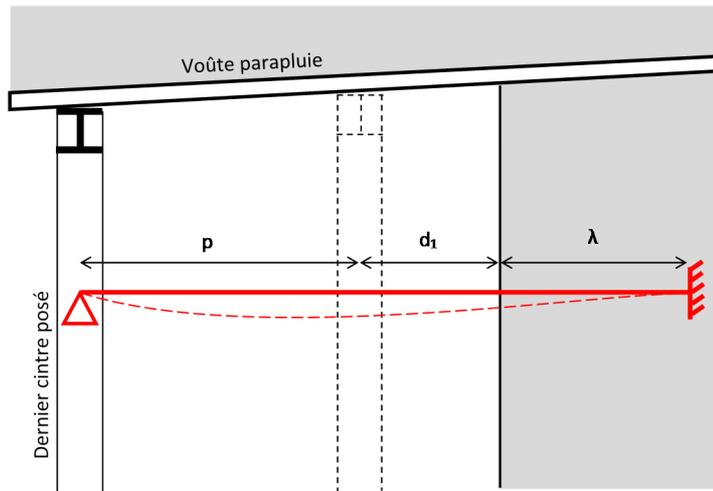


Figura 46: Schema statico considerato per la verifica degli infilaggi

Lo schema statico utilizzato per la verifica degli infilaggi prevede vincoli di appoggio ed incastro alle estremità.

La luce di calcolo è pari alla somma del passo delle centine, del tratto di galleria non sostenuta d_1 (distanza tra la posizione della centina non ancora collocata ed il fronte di scavo) e di una distanza fittizia λ dell'appoggio oltre il fronte, che tiene in conto del degradamento delle caratteristiche di resistenza del nucleo di scavo in prossimità del fronte, comportando l'arretramento del vincolo di incastro.

Nei calcoli effettuati sono stati considerati $p=1$ m, $d_1=0.2$ m e $\lambda=0.5$ m, per una lunghezza di inflessione totale pari a 1.5 m.

Il carico agente sul singolo tubo è stato determinato utilizzando la formula di *Terzaghi* che permette di determinare la pressione agente sugli infilaggi:

$$p_v = \frac{\gamma b - 2c}{2 \cdot \tan(\varphi)}$$

Dove

$$B = b + 2 \cdot h \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

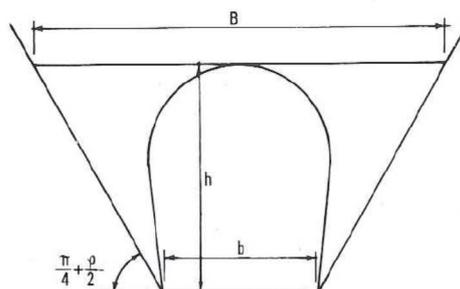


Figura 47: Schema per il calcolo della pressione

Si ottiene:

	B [m]	p_v [kN/m ²]
Depositi Fluvioglaciali	22.34	348.94
Depositi Glaciali Indifferenziati	21.81	308.03

Tabella 13: Pressione agente sugli infilaggi secondo Terzaghi

Il dettaglio dei calcoli dei carichi con il metodo di Terzaghi è mostrato in allegato 2.

Il carico determinante è nei depositi fluvioglaciali, la verifica degli infilaggi si effettua solo per questa sezione.

Il carico da applicare su ogni singolo infilaggio corrisponde al 50% di p_v (Peila&Oggeri, 2006) moltiplicato per l'interasse tra i tubi di infilaggio.

$$p_v = \frac{348.94 \text{ kPa}}{2} = 174.47 \text{ kPa}$$

Le sollecitazioni di progetto sono quindi i valori maggiori derivanti dai due schemi di calcolo:

$$M_{Ek} = \frac{pl^2}{8}$$

$$V_{Ek} = 5 \frac{pl}{8}$$

Determinato il carico e la sollecitazione vengono calcolate le sollecitazioni di flessione e taglio e le tensioni normali e tangenziali.

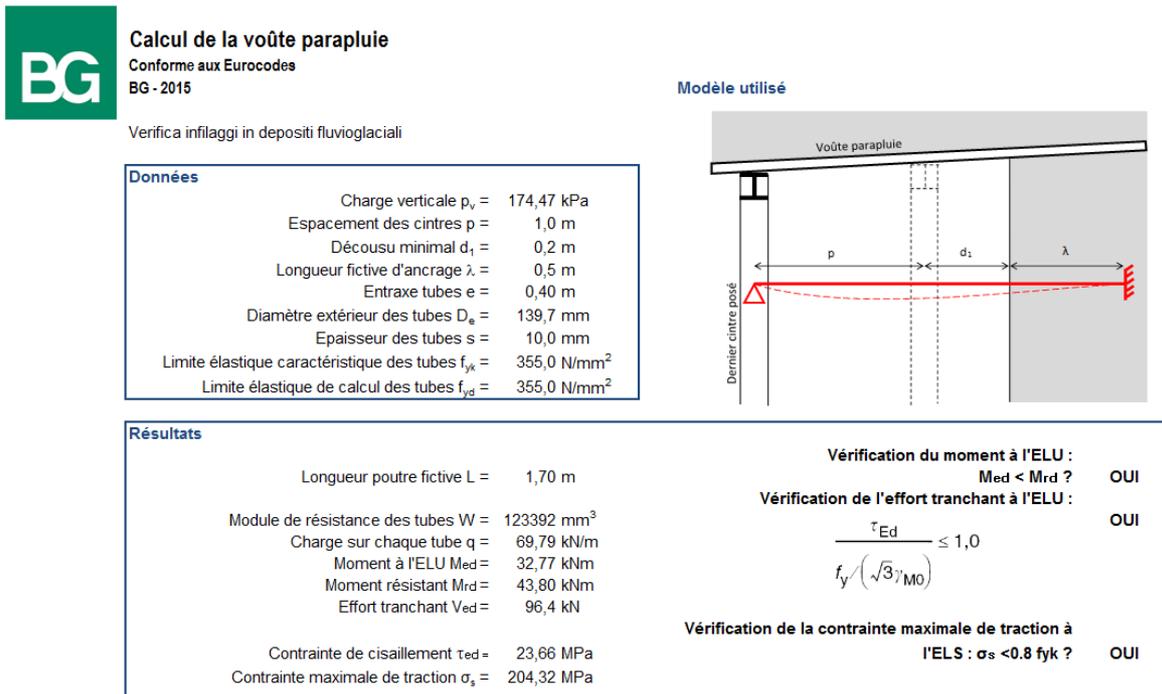


Figura 48: Verifica degli infilaggi

Gli infilaggi sono verificati con un fattore di sicurezza pari a:

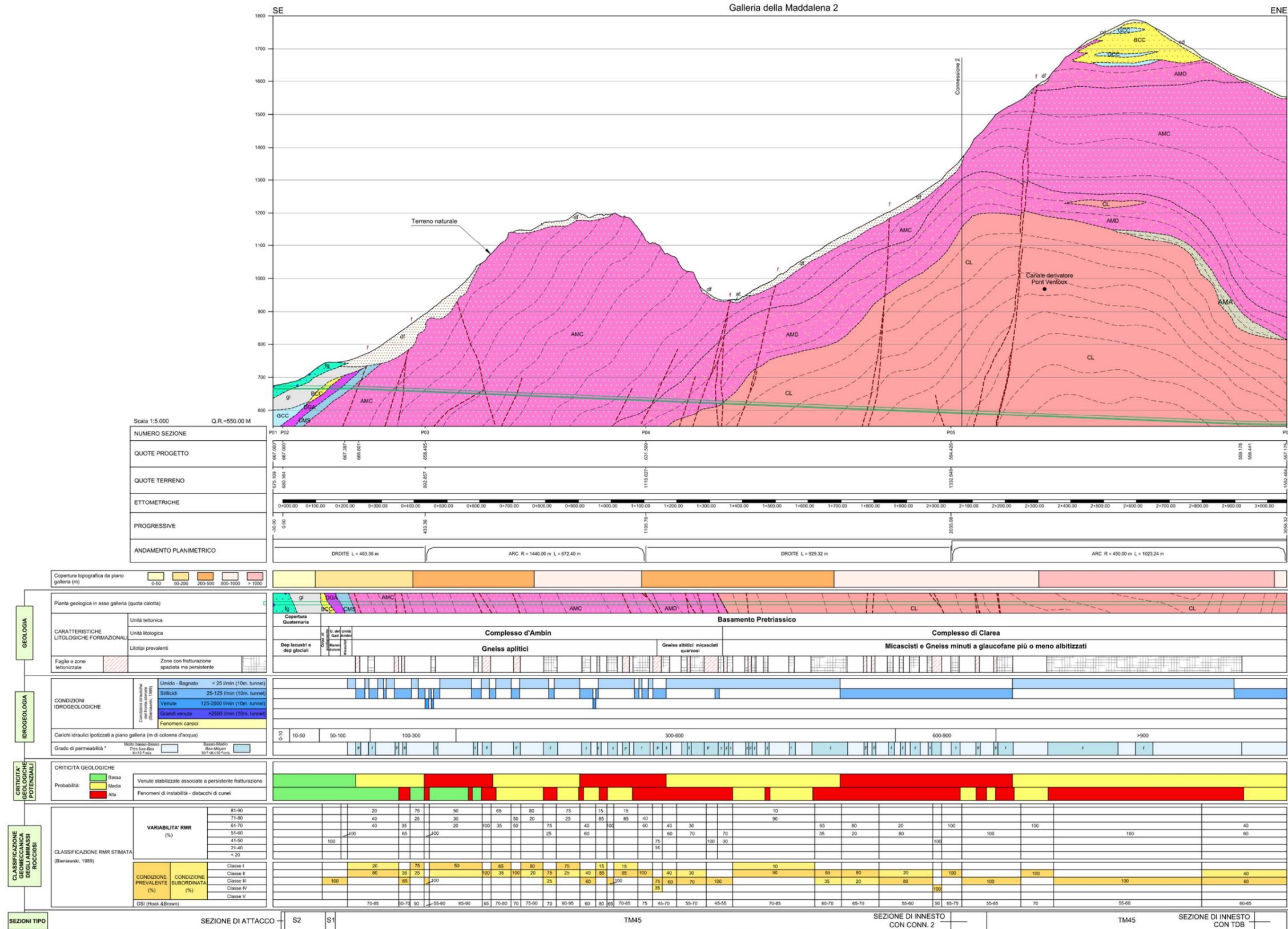
$$FS = \frac{43.80 \text{ kNm}}{32.77 \text{ kNm}} = 1.34$$

13. Conclusioni

La presente relazione descrive il dimensionamento e la verifica dei sostegni delle sezioni tipo delle gallerie Maddalena 2 e di connessione 2, comprese le sezioni di innesto.

Tutte le verifiche compiute risultano soddisfatte.

Allegato 1: profilo geologico-geomeccanico della galleria Maddalena 2 con ripartizione delle sezioni tipo



Allegato 2: Calcolo dei carichi attivi secondo Terzaghi

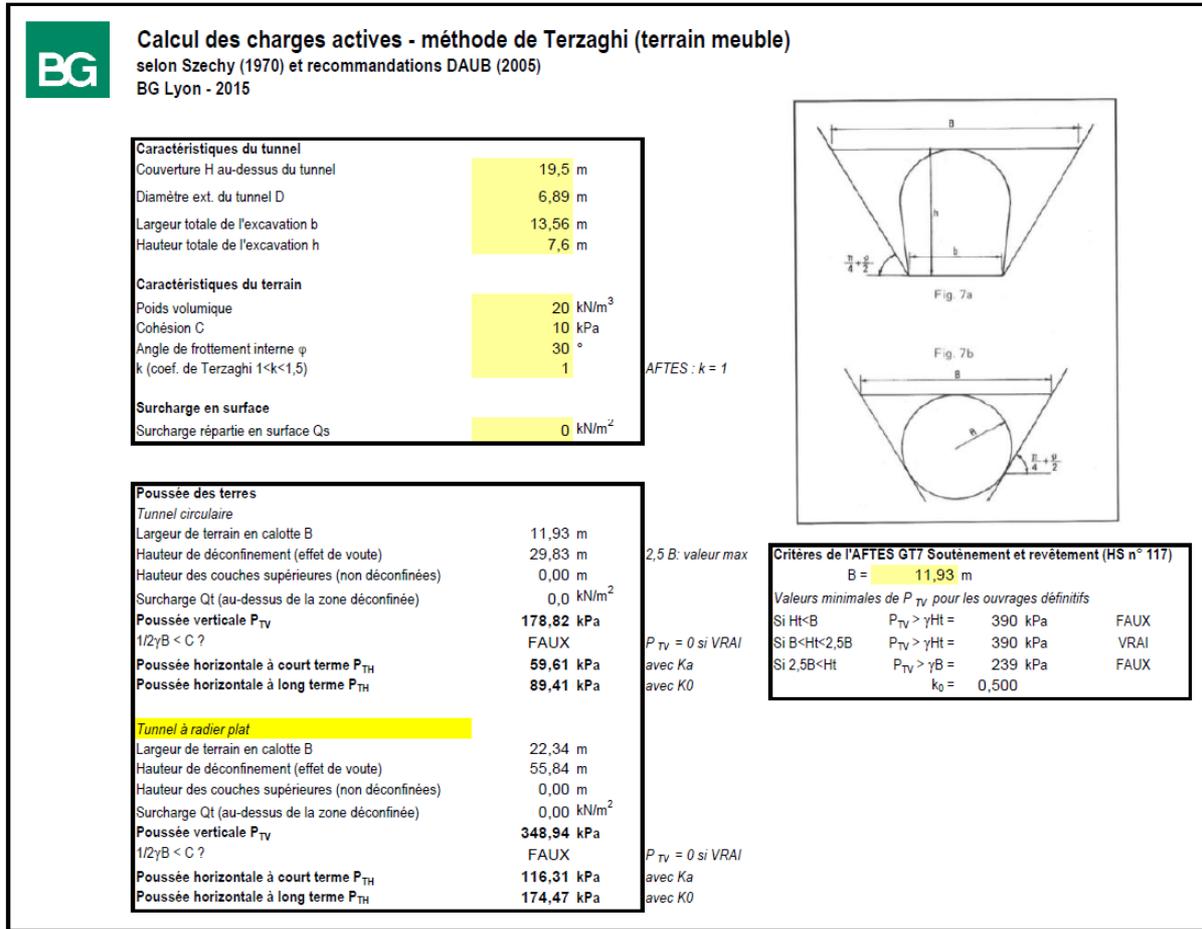


Figura 49: Carichi attivi secondo Terzaghi, depositi FG

Rapport technique et calcul des soutènements / Relazione tecnica e di calcolo dei sostegni

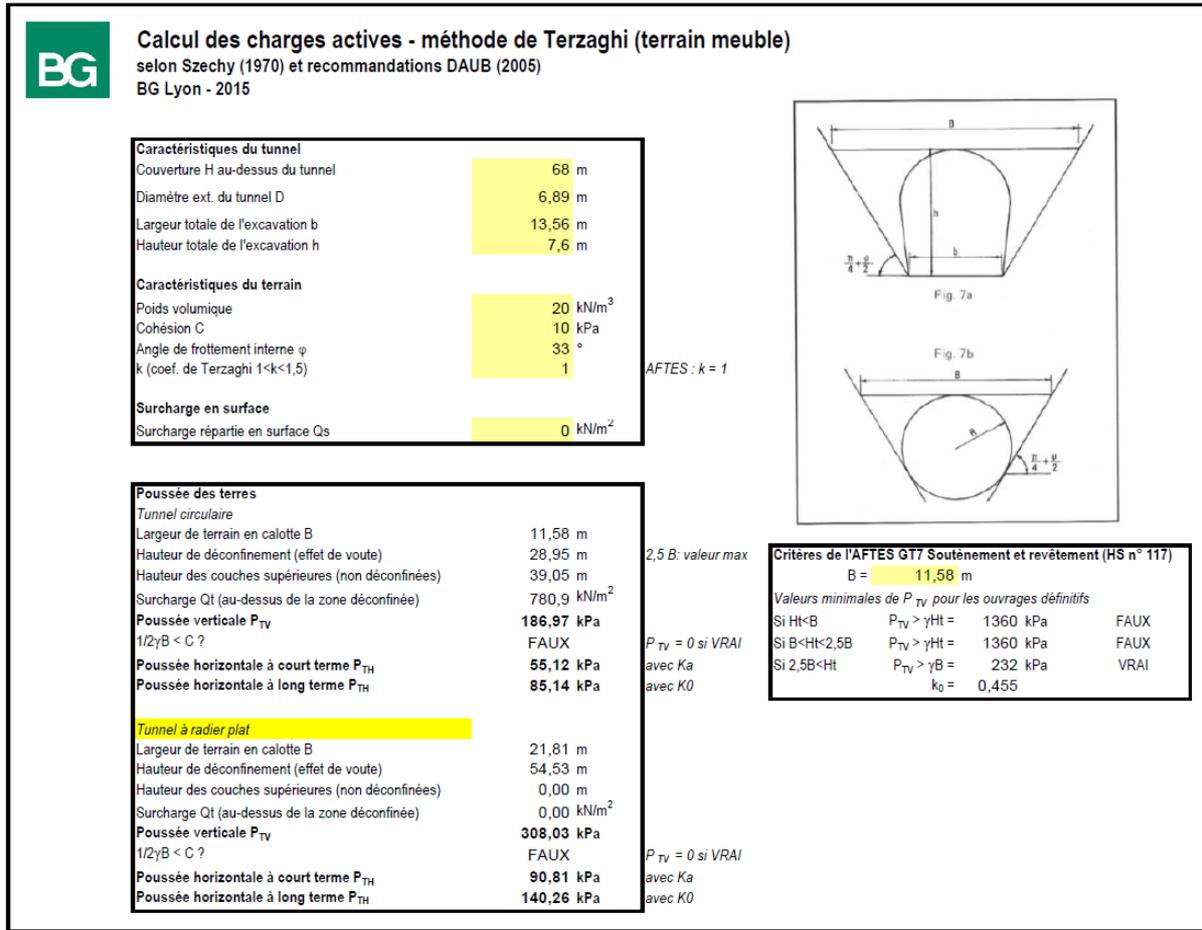


Figura 50: Carichi attivi secondo Terzaghi, depositi GI