



PRESIDENZA DEL CONSIGLIO DEI MINISTRI
 MESSA IN SICUREZZA DEL SISTEMA ACQUEDOTTISTICO
 DEL PESCHIERA PER L'APPROVVIGIONAMENTO IDRICO
 DI ROMA CAPITALE E DELL'AREA METROPOLITANA

IL COMMISSARIO STRAORDINARIO ING. PhD MASSIMO SESSA

SUB COMMISSARIO ING. MASSIMO PATERNOSTRO

aceq
 acqua
 ACEA ATO 2 SPA



IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Ing. PhD Alessia Delle Site

SUPPORTO AL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Dott. Avv. Vittorio Gennari


Sig.ra Claudia Iacobelli

Ing. Barnaba Paglia

CONSULENTE

Ing. Biagio Eramo

aceq
 Ingegneria
 e servizi



ELABORATO
A194PD R005 7

COD. ATO2 APE10116

DATA **OTTOBRE 2019** SCALA

Progetto di sicurezza e ammodernamento
 dell'approvvigionamento della città
 metropolitana di Roma
 "Messa in sicurezza e ammodernamento del sistema
 idrico del Peschiera",
 L.n.108/2021, ex DL n.77/2021 art. 44 Allegato IV

AGG. N.	DATA	NOTE	FIRMA
1	DIC-19	AGGIORNAMENTO PER SIA	
2	MAR-20	AGGIORNAMENTO ELABORATI	
3	LUG-20	AGGIORNAMENTO ELABORATI	
4	GEN-21	AGGIORNAMENTO PARERE CSLLPP VOTO DEL 14/10/2020	
5	SETT-21	AGGIORNAMENTO ELABORATI	
6	GIU-22	AGGIORNAMENTO ELABORATI	
7	OTT-22	AGGIORNAMENTO UVP	

**NUOVO TRONCO SUPERIORE ACQUEDOTTO
 DEL PESCHIERA
 dalle Sorgenti alla Centrale di Salisano**

CUP G33E17000400006

PROGETTO DEFINITIVO

TEAM DI PROGETTAZIONE

CAPO PROGETTO
 Ing. Angelo Marchetti

IDRAULICA
 Ing. Eugenio Benedini

GEOLOGIA E IDROGEOLOGIA
 Geol. Stefano Tosti

GEOTECNICA E STRUTTURE
 Ing. Angelo Marchetti

ASPETTI AMBIENTALI
 Ing. Nicoletta Stracqualursi

ATTIVITA' TECNICHE DI SUPPORTO
 Geom. Stefano Francisci

ATTIVITA' PATRIMONIALI
 Geom. Fabio Pompei

Hanno collaborato:
 Ing. Roberto Biagi
 Ing. Claudio Lorusso
 Ing. Marco Iannucci
 Ing. Eleonora Accorsi

Consulenti:
 Prof. Ing. Francesco Federico
 Prof. Ing. Quintilio Napoleoni
 GEEG - Geotechnical and Environmental Engineering Group
 IAAT - Italian Association For Trenchless Technology



RELAZIONE GEOTECNICA
 Allegato 6/6

INDICE

1	PREMESSA	10
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	11
	2.1 NORMATIVE, RACCOMANDAZIONI E LINEE GUIDA.....	11
	2.2 ARTICOLI E LETTERATURA SCIENTIFICA.....	16
3	DESCRIZIONE DELLE OPERE	20
	3.1 IL NUOVO TRONCO SUPERIORE DELL’ACQUEDOTTO DEL PESCHIERA	22
	3.1.1 GALLERIA PONZANO.....	22
	3.1.2 GALLERIA COGNOLO	22
	3.1.3 GALLERIA ZOCCANI	23
	3.1.4 GALLERIA MONTE VECCHIO	23
	3.2 NODO DI SALISANO E SORPASSO DELLA CENTRALE.....	24
	3.2.1 GALLERIA SALISANO	27
	3.2.2 GALLERIA DI SORPASSO DA POZZO DI DISSIPAZIONE PZ2 A POZZO DI DISSIPAZIONE PZ1 .	27
	3.2.3 GALLERIA DI SORPASSO DA NUOVO BIPARTITORE BIP A POZZO DI DISSIPAZIONE PZ2	28
4	MATERIALI	29
	4.1 GALLERIE NATURALI - SCAVO TRADIZIONALE	29
	4.1.1 CALCESTRUZZO PROIETTATO (SPRITZ-BETON)	29
	4.1.2 CALCESTRUZZO ARMATO STRUTTURALE PER CALOTTA E PIEDRITTI	29
	4.1.3 BARRE DI ARMATURA AD ADERENZA MIGLIORATA B450C E RETE ELETTROSALDATA B450A .	30

4.1.4	CHIODI IN VTR.....	30
4.1.5	ACCIAIO PER CENTINE, PIASTRE, CATENE E COLLEGAMENTI.....	31
4.1.6	DRENAGGI.....	31
4.1.7	IMPERMEABILIZZAZIONE IN PVC	31
4.1.8	MISCELE PER CEMENTAZIONI A BASSA PRESSIONE	32
4.1.9	INIEZIONE DI CONSOLIDAMENTO	32
4.1.10	PARAMETRI MINIMI TERRENO CONSOLIDATO	33
5	DESCRIZIONE DEI METODI DI CALCOLO UTILIZZATI	34
5.1	MEDOTO DELLE CURVE CARATTERISTICHE	36
5.1.1	ASPETTI GENERALI	36
5.1.2	CONSOLIDAMENTO DEL FRONTE SCAVO.....	41
5.1.3	CONSOLIDAMENTO AL CONTORNO	42
5.1.4	RIVESTIMENTO DI PRIMA FASE.....	45
5.1.5	CHIODATURE RADIALI IN CALOTTA	48
5.1.5.1	Determinazione della spaziatura (S_T e S_L).....	49
5.1.5.2	Determinazione della lunghezza dei chiodi (L_b).....	52
5.2	ANALISI NUMERICHE BIDIMENSIONALI	54
5.3	ANALISI STABILITÀ DEL FRONTE IN GALLERIE SUPERFICIALI	60
5.4	ANALISI SISMICA IN DIREZIONE TRASVERSALE	64
6	FINESTRA DI COTILIA	68
6.1	DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI.....	69

6.1.1	DESCIZIONE DELLE SEZIONI TIPO	73
6.1.1.1	Sezione tipo Light.....	73
6.1.1.2	Sezione tipo Medium.....	74
6.1.1.3	Sezione tipo Hard	76
6.2	FASE DI DIAGNOSI - PREVISIONE SUL COMPORTAMENTO DEGLI AMMASSI NELLA FASE DI SCAVO	78
6.2.1	STABILITÀ DEL FRONTE DI SCAVO	81
6.2.2	VERIFICHE CON IL METODO DELLE LINEE CARATTERISITICHE	82
6.2.3	CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE.....	87
6.3	FASE DI TERAPIA - DESCRIZIONE DELLE SEZIONI TIPO	88
6.3.1	TIPOLOGIE DI INTERVENTO IN FASE COSTRUTTIVA	88
6.3.2	SEZIONE TIPO D’AVANZAMENTO	94
6.4	INDIVIDUAZIONE DELLE SEZIONI DI CALCOLO E VERIFICA DELLE SEZIONI TIPO DI SCAVO	97
6.4.1	PREMESSA	97
6.4.2	VERIFICA DI STABILITÀ DEL FRONTE CON METODI ANALITICI	98
6.4.3	VERIFICA CON IL METODO DELLE CURVE CARATTERISTICHE.....	100
6.4.4	CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE	101
6.5	VERIFICHE CON METODI NUMERICI AGLI ELEMENTI FINITI	102
6.5.1	DEFINIZIONE DELLE SEZIONI DI CALCOLO E VERIFICA	102
6.5.2	CONDIZIONI IDROGEOLOGICHE.....	103
6.5.3	MODELLAZIONE DELL’AMMASSO, DEI TERRENI E DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	103
6.5.4	MODELLI DI CALCOLO	107

6.5.4.1	Sezione Tipo Hard (Copertura 3.5m)	107
6.5.4.2	Sezione Tipo Light (Copertura 20m).....	113
6.5.4.3	Sezione Tipo Light (Copertura 100m).....	117
6.6	RISULTATI DELLE ANALISI NUMERICHE E VERIFICHE.....	121
6.6.1	MODALITÀ DI VERIFICA	121
6.6.1.1	Verifiche del rivestimento di prima fase	121
6.6.1.2	Verifiche degli infilaggi	122
6.6.1.3	Verifiche del rivestimento definitivo in calcestruzzo armato.....	126
6.6.2	SEZIONE TIPO HARD (COPERTURA 3.5M)	128
6.6.2.1	Analisi deformativa	128
6.6.2.2	Analisi tensionale e delle sollecitazioni.....	131
6.6.3	SEZIONE TIPO LIGHT (COPERTURA 20M).....	148
6.6.3.1	Analisi deformativa	148
6.6.3.2	Analisi tensionale e delle sollecitazioni.....	152
6.6.4	SEZIONE TIPO LIGHT (COPERTURA 100M)	170
6.6.4.1	Analisi deformativa	170
6.6.4.2	Analisi tensionale e delle sollecitazioni.....	173
7	IMBOCCO GALLERIA MONTEVECCHIO	192
7.1	DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI.....	192
7.1.1	DESCIZIONE DELLE SEZIONI TIPO	195
7.1.1.1	Sezione Hard 2 Tipo A.....	195
7.1.1.2	Sezione Hard 2 Tipo B.....	197

7.2 FASE DI DIAGNOSI - PREVISIONE SUL COMPORTAMENTO DEGLI AMMASSI NELLA FASE DI SCAVO	200
7.2.1 STABILITÀ DEL FRONTE DI SCAVO	204
7.2.2 VERIFICHE CON IL METODO DELLE LINEE CARATTERISITCHE	205
7.2.3 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE.....	206
7.3 FASE DI TERAPIA - DESCRIZIONE DELLE SEZIONI TIPO	207
7.3.1 TIPOLOGIE DI INTERVENTO IN FASE COSTRUTTIVA	207
7.3.2 SEZIONE TIPO D’AVANZAMENTO	213
7.4 INDIVIDUAZIONE DELLE SEZIONI DI CALCOLO E VERIFICA DELLE SEZIONI TIPO DI SCAVO	216
7.4.1 PREMESSA	216
7.4.2 VERIFICA DI STABILITÀ DEL FRONTE CON METODI ANALITICI	218
7.4.3 VERIFICA CON IL METODO DELLE CURVE CARATTERISTICHE	222
7.4.4 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE	223
7.5 VERIFICHE CON METODI NUMERICI AGLI ELEMENTI FINITI	224
7.5.1 CONDIZIONI IDROGEOLOGICHE.....	224
7.5.2 MODELLAZIONE DELL’AMMASSO, DEI TERRENI E DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	226
7.5.3 MODELLI DI CALCOLO	228
7.5.3.1 Sezione tipo Hard 2A	228
7.5.3.2 Sezione tipo Hard 2B	237
7.6 RISULTATI DELLE ANALISI NUMERICHE E VERIFICHE.....	244
7.6.1 MODALITÀ DI VERIFICA	244

7.6.1.1	Verifiche del rivestimento di prima fase	244
7.6.1.2	Verifiche degli infilaggi	245
7.6.1.3	Verifiche del rivestimento definitivo in calcestruzzo armato	249
7.6.2	SEZIONE TIPO HARD2A (COPERTURA 6M)	251
7.6.2.1	Analisi deformativa	251
7.6.2.2	Analisi tensionale e delle sollecitazioni.....	254
7.6.3	SEZIONE TIPO HARD2B (COPERTURA 6M)	270
7.6.3.1	Analisi deformativa	270
7.6.3.2	Analisi tensionale e delle sollecitazioni.....	275
8	GALLERIA SALISANO	291
8.1	DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI.....	291
8.1.1	DESCIZIONE DELLE SEZIONI TIPO	294
8.1.1.1	Sezione tipo Medium.....	294
8.1.1.2	Sezione tipo Hard	295
8.2	FASE DI DIAGNOSI - PREVISIONE SUL COMPORTAMENTO DEGLI AMMASSI NELLA FASE DI SCAVO	297
8.2.1	STABILITÀ DEL FRONTE DI SCAVO	301
8.2.2	VERIFICHE CON IL METODO DELLE LINEE CARATTERISITCHE	303
8.2.3	CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE.....	307
8.3	FASE DI TERAPIA - DESCRIZIONE DELLE SEZIONI TIPO	308
8.3.1	TIPOLOGIE DI INTERVENTO IN FASE COSTRUTTIVA	308
8.3.2	SEZIONE TIPO D’AVANZAMENTO	314

8.4	INDIVIDUAZIONE DELLE SEZIONI DI CALCOLO E VERIFICA DELLE SEZIONI TIPO DI SCAVO	317
8.4.1	PREMESSA	317
8.4.2	VERIFICA DI STABILITÀ DEL FRONTE CON METODI ANALITICI	319
8.4.3	VERIFICA CON IL METODO DELLE CURVE CARATTERISTICHE	323
8.4.4	CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE	323
8.5	VERIFICHE CON METODI NUMERICI AGLI ELEMENTI FINITI	325
8.5.1	CONDIZIONI IDROGEOLOGICHE	325
8.5.2	MODELLAZIONE DELL’AMMASSO, DEI TERRENI E DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	326
8.5.3	MODELLI DI CALCOLO	328
8.5.3.1	Sezione tipo Medium	328
8.6	RISULTATI DELLE ANALISI NUMERICHE E VERIFICHE.....	335
8.6.1	MODALITÀ DI VERIFICA	335
8.6.1.1	Verifiche del rivestimento di prima fase	335
8.6.1.2	Verifiche degli infilaggi	336
8.6.1.3	Verifiche del rivestimento definitivo in calcestruzzo armato	340
8.6.2	SEZIONE TIPO MEDIUM (COPERTURA 55M)	342
8.6.2.1	Analisi deformativa	342
8.6.2.2	Analisi tensionale e delle sollecitazioni.....	347
9	NUOVO ATTACCO AL PESCHIERA INFERIORE DX	370
9.1	DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI.....	370
9.1.1	DESCIZIONE DELLE SEZIONI TIPO	374

9.1.1.1	Sezione tipo Hard	374
9.2	FASE DI DIAGNOSI - PREVISIONE SUL COMPORTAMENTO DEGLI AMMASSI NELLA FASE DI SCAVO	376
9.2.1	STABILITÀ DEL FRONTE DI SCAVO	380
9.2.2	VERIFICHE CON IL METODO DELLE LINEE CARATTERISITICHE	382
9.2.3	CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE.....	382
9.3	FASE DI TERAPIA - DESCRIZIONE DELLE SEZIONI TIPO	383
9.3.1	TIPOLOGIE DI INTERVENTO IN FASE COSTRUTTIVA	383
9.3.2	SEZIONE TIPO D’AVANZAMENTO	389
9.4	INDIVIDUAZIONE DELLE SEZIONI DI CALCOLO E VERIFICA DELLE SEZIONI TIPO DI SCAVO 391	
9.4.1	PREMESSA	391
9.4.2	VERIFICA DI STABILITÀ DEL FRONTE CON METODI ANALITICI	393
9.4.3	VERIFICA CON IL METODO DELLE CURVE CARATTERISTICHE	395
9.4.4	CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE	395
9.5	VERIFICHE CON METODI NUMERICI AGLI ELEMENTI FINITI.....	396
9.5.1	CONDIZIONI IDROGEOLOGICHE.....	396
9.5.2	MODELLAZIONE DELL’AMMASSO, DEI TERRENI E DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	397
9.5.3	MODELLI DI CALCOLO	400
9.5.3.1	Sezione tipo Hard 2A	400
9.6	RISULTATI DELLE ANALISI NUMERICHE E VERIFICHE.....	409
9.6.1	MODALITÀ DI VERIFICA	409

9.6.1.1	Verifiche del rivestimento di prima fase	409
9.6.1.2	Verifiche degli infilaggi	410
9.6.1.3	Verifiche del rivestimento definitivo in calcestruzzo armato	414
9.6.2	SEZIONE TIPO HARD (COPERTURA 26M)	416
9.6.2.1	Analisi deformativa	416
9.6.2.2	Analisi tensionale e delle sollecitazioni	419

1 PREMESSA

Il presente allegato, facente parte del Progetto Definitivo (PD) relativo al Nuovo Tronco Superiore dell’Acquedotto del Peschiera (dalle Sorgenti alla centrale di Salisano), è finalizzato ad approfondire e sviluppare gli aspetti geotecnici inerenti la realizzazione gallerie scavate con metodo tradizionale.

Nello specifico, le opere oggetto di dimensionamento nel seguente documento sono:

- Finestra di Cotilia;
- Imbocco galleria Montevecchio;
- Galleria di sorpasso PZ2-Bipartitore

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 Normative, raccomandazioni e linee guida

Le valutazioni geotecniche relative alle opere dell’intervento in esame sono state condotte secondo quanto prescritto dalle seguenti Normative e Linee guida:

- Legge n.1086 del 5 novembre 1971 “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- Legge 2/2/74 n. 64 “Provvedimenti per costruzioni con particolari prescrizioni per zone sismiche”.
- D.M. LL.PP. 11 maggio 1988 “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”.
- D.M. LL.PP. del 14/02/1992 “Norme tecniche per l’esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche”.
- D.M. LL.PP. 9 gennaio 1996 “Norme tecniche per l’esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche”.
- D.M. LL.PP. 16 gennaio 1996 “Norme tecniche relative a: Criteri generali per la verifica della sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”.
- Circ. Min LL.PP., 15 ottobre 1996, n. 252 “Istruzioni per l’applicazione delle norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione e il collaudo delle opere in cemento

armato normale e precompresso e per le strutture metalliche” di cui al D.M.LL.PP. 9 gennaio 1996”.

- Circolare Ministero LL.PP. 10 aprile 1997 n°65/AA.GG. “Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 gennaio 1996”.
- Ordinanza n° 3274 del 20 marzo 2003 “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”.
- Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture.
- Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture in calcestruzzo.
- Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture in acciaio.
- Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica.
- Eurocodice 8 - Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture.
- Ordinanza n° 3379 del 5 novembre 2004 “Disposizioni urgenti di Protezione civile”.
- Ordinanza n° 3431 del 3 maggio 2005.
- Ordinanza n° 3452 del 1 agosto 2005.
- Ordinanza n° 3467 del 13 ottobre 2005.
- D.M. del 14/09/2005 “Norme tecniche per le costruzioni”.
- D.M. del 14/01/2008 “Norme tecniche per le costruzioni”.

- UNI EN 206-1, 2006, “Calcestruzzo - Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità”.
- UNI 11104, 2016, Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità: Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1.
- D.M. del 17/01/2018 Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”.
- Circolare n. 617 del 02/02/2009 Istruzioni per le applicazioni delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al DM 14 gennaio 2008.
- Circolare n. 7 del 21/01/2019 Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17/01/2018
- D.G.R. della regione Lazio n. 387 del 22.05.2009 “Nuova classificazione sismica della regione Lazio”.
- D.G.R. della regione Lazio n. 835 del 03.11.2009 “Rettifica all’allegato 1 della D.G.R. 387/09”.
- “Steel Pipe – A Guide for Design and Installation”, AWWA American Water Works Association
- “Condotte forzate” Rapporto finale ITCOLD, Comitato Nazionale Italiano delle Grandi Dighe, 2019
- “Seismic Guidelines for Water Pipelines” ALA American Lifelines Alliance, 2005
- “Specification for Line Pipe” API American Petroleum Institute
- UNI EN 12889:2000 “Trenchless Construction and testing of drains and sewes”
- DWA-A-125E:2008 “Pipe Jacking and Related Techniques”
- DWA-A 161E “Static Calculation of Jacking Pipes”

- UNI/PdR 26.2:2017 “Tecnologie di realizzazione delle infrastrutture interrato a basso impatto ambientale”
- UNI EN 12111:2010 “Macchine per scavo meccanizzato di gallerie – Frese, minatori continui e impacts rippers - Requisiti di sicurezza”
- UNI EN 12336:2009 “Macchine per scavo meccanizzato di gallerie – Scudo meccanizzato, spingitubo meccanizzato, spingitubo meccanizzato con estrattore a coclea, erettori di conci – Requisiti di sicurezza”.
- AICAP-AGI “Ancoraggi nei terreni e nelle rocce. Raccomandazioni” (2012).
- AGI “Jet Grouting. Raccomandazioni” (2012).
- SIG “Linee guida per la progettazione, l’appalto e la costruzione di opere in sotterraneo” (1997).
- AGI “Raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio” (1994).
- AFTES-Groupe de travail n°7, Tunnel support and lining. Recommendations for use of convergence –confinement method.
- ITA Guidelines for the design of tunnels (1988).
- ITA/AITES–International Tunnelling Association: Recommendations and Guidelines for Tunnel Boring Machines (TBMs) Year 2000 - Working Group: WG 14 «Mechanized Tunnelling».
- SIG–Linee guida per la scelta delle TBM (5/1997).
- DAUB-German Tunnelling Committee (ITA/AITES): Recommendations for selecting tunnel boring machines (10/2010).

- DAUB-German Tunnelling Committee (ITA/AITES): Recommendations for Design and Operation of Shield Machines (6/2000).
- DAUB-German Tunnelling Committee (ITA/AITES): Recommendations for selecting and evaluating tunnel boring machines (5/1997).
- STUVA-(Germany - Studiengesellschaft für unterirdische Verkehrsanlagen – Società per lo studio infrastrutture sotterranee): Recommendations for the Use of Gaskets for sealing segmental Linings (2/2006).
- STUVA-(Germany - Studiengesellschaft für unterirdische Verkehrsanlagen - Società per lo studio infrastrutture sotterranee): Recommendations for Testing and Application of sealing Gaskets in segmental Linings (8/2005).
- UNI EN 206-1 Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità
- UNI 11104:2004 Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206
- UNI 9156 Cementi resistenti ai solfati - Classificazione e composizione
- Decreto Legislativo 13 gennaio 2003, n. 36 “Attuazione della direttiva 1999/31/CE relativa alle discariche di rifiuti”.

2.2 Articoli e letteratura scientifica

- Anagnostou, G., Kovári, K. – “Face stability conditions with Earth Pressure Balanced shields. Tunnelling and Underground Space Technology”, 11 (2), 165-173, 1996.
- Tamez e L. Cornejo “Instability at the face: its repercussion for tunnelling technology” Tunnels & Tunnelling, Aprile 1989
- Peck R. B. (1969). Deep excavations and tunnelling in soft ground. Proc. 7th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Mexico city, 225-290;
- Panet M., Guenot A. (1982). Analysis of convergence behind the face of a tunnel Tunnelling '82, Brighton, 197-204;
- Broms B.B., Bennemark H. (1967). Stability of clay at vertical openings. J. Soil Mechanics and Foundations, Div. Am. Soc. Civ. Eng., 93: 71-94;
- Lombardi G., Amberg W. A. (1974). Une méthode de calcul élasto-plastique de l'état de tension et de déformation autour d'une cavité souterraine. Congresso Internazionale ISRM, Denver, 1974;
- Lunardi P. (2000). The design and construction of tunnels using the approach based on the analysis of controlled deformation in rocks and soils. Tunnels & Tunnelling International, May 2000.
- Boscardin M.D., Cording E.J. (1989) – Buildings response to excavation-induced settlement. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 115, n.1, pp. 1-21;
- Burland J.B. (1995) – Assessment of risk of damage to buildings due to tunneling and excavation. 1st Int. Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering, Tokyo, pp. 1189-1201;

- Burland J.B., Wroth C.P. (1974) – Settlement of buildings and associated damage. Proc. Conf. Settlement of Structures, Cambridge, UK, pp. 611-654;
- Atterwell, P.B., Yeates, J. & Selby, A.R. (1986). Soil movements induced by tunnelling and their effects on pipelines and structures. Blackie 1986.
- Boscardin, M.D. & Cording, E.G. (1989). Building response to excavation-induced settlement. Jnl Geo Engrg, ASCE, 115;1;1-21.
- Building Research Establishment (1981, revised 1990). Assessment of damage in low rise buildings with particular reference to progressive foundation movements. Digest 251, BRE, Garston, UK.
- Burland, J.B. & Wroth, C.P. (1974). Settlement of buildings and associated damage. SOA Review. Conf Settlement of Structures, Cambridge, Pentech Press, London, pp 611- 654.
- Burland, J.B., Broms, B.B. & de Mello, V.F.B. (1977). Behaviour of foundations and structures – SOA Report, Session 2, Proc. 9th Int. Conf. SMFE, Tokyo, 2; 495-546.
- Burland, J.B., Simpson, B. & St John, H.D. (1979). Movements around excavations in London Clay. Invited National Paper. Proc. 7th European Conf on SM&FE, Brighton, 1;13-29.
- Clough, G.W. & O'Rourke, T.D. (1990). Construction induced movements of in-situ walls. ASCE Geotechnical Special Publication No. 25 - Design and Performance of Earth Retaining Structures, pp439-470.
- Karlsrud, K. and Myrvoll, F. (1976). Performance of a strutted excavation in quick clay. Proc. 6th European Conf SM&FE, Vienna, 1;157-164.
- Jennings, J.E. and Kerrich, J.E. (1962). The heaving of buildings and the associated economic consequences, with particular reference to the Orange Free State Goldfields. The Civ. Engr. in Sth Africa, 5;5;122.

- MacLeod, I.A. & Littlejohn, G.S. (1974). Discussion on Session 5. Conf. Settlement of Structures, Cambridge, Pentech Press, London, pp 792-795.
- Mair, R.J., Taylor, R.N. & Bracegirdle, A. (1993). Subsurface settlement profiles above tunnels in lay. Géotechnique 43; 2; 315-320.
- National Coal Board (1975). Subsidence Engineers Handbook. National Coal Board Production Dept., U.K.
- O'Reilly, M.P. and New, B.M. (1982). Settlements above tunnels in the United Kingdom – their magnitude and prediction. Tunnelling '82, London, 173-181.
- Peck, R.B. (1969). Deep excavations and tunnelling in soft ground, SOA Report. 7th Int Conf SM&FE, Mexico City, State of the Art Volume, pp225-290.
- Polshin, D.E. & Tokar, R.A. (1957). Maximum allowable non-uniform settlement of structures. Proc 4th Int Conf SM&FE, London, 1;402.
- Rankin, W.J. (1988). Ground movements resulting from urban tunnelling; predictions and effects. Engineering Geology of Underground Movement, Geological Society, Engineering Geology Special Publication No. 5, 79-92.
- The Institution of Structural Engineers (1978). State of the Art Report - Structure-Soil Interaction. Revised and extended in 1989.
- The Institution of Structural Engineers (1994). Subsidence of low rise buildings.
- Timoshenko, S. (1957). Strength of materials - Part I, D van Nostrand Co, Inc. London.
- R.M. Koerner, Designing with Geosynthetics, fifth edition, Prentice Hall
- S.J. Drushel, E.R. Underwood, Design of Lining and Cover System Sideslopes
- H.I.Ling, D. Leschinsky, Seismic Stability and Permanent Displacement of Landfill Cover System, J. Geotech. Geoenviron. Eng. 1997
- FHWA HI95038 "Geosynthetic Design and Construction Guidelines".

- Richardson, G.N. and Zhao, A., (2000), "Gas Transmission in Geocomposite Systems", Geotechnical Fabrics Report, March, pp. 20-23, 2000.
- St.John C.M., Zahrah T.F., 1987, Aseismic design of underground structures, Tunneling and Underground Space Techn Bilotta E., Aiello V., Conte E., Lanzano G., Russo G., Santucci ology, 2 (2), 165-197.
- Bilotta E., Aiello V., Conte E., Lanzano G., Russo G., Santucci de Magistris F., Silvestri F., 2006, Sollecitazioni indotte da sisma in gallerie circolari interrato, Atti del VI IARG, Pisa.
- Bilotta E., Aiello V., Conte E., Lanzano G., Russo G., Santucci de Magistris F., Silvestri F. Analisi pseudostatica e dinamica di gallerie in aree sismiche.
- Wang J., 1993, Seismic Design of Tunnels: A Simple State-of- the-art Design Approach, Monograph 7, Parsons, Brincker-hoff, Quade and Douglas Inc, New York.
- Fu P.C., Wang G., Zhang J.M., 2004, Analytical approaches for underground structures subjected to longitudinally propagating shear waves, Proc. V ICSDEE & III ICEGE, Berkeley, USA.
- Power M.S., Rosidi D., Kaneshiro J., 1996, Vol.III Strawman: screening, valuation and retrofit design of tunnels, Report Draft, National Center for Earthquake Engineering Re-search, Buffalo, New York.

3 DESCRIZIONE DELLE OPERE

La figura seguente illustra un quadro sinottico di tutte le opere previste per il progetto in esame, individuando sia i manufatti e gli interventi puntuali che gli elementi lineari che li collegano garantendone la continuità.

Nei paragrafi seguenti viene fornita una descrizione dettagliata di tutte le lavorazioni previste.

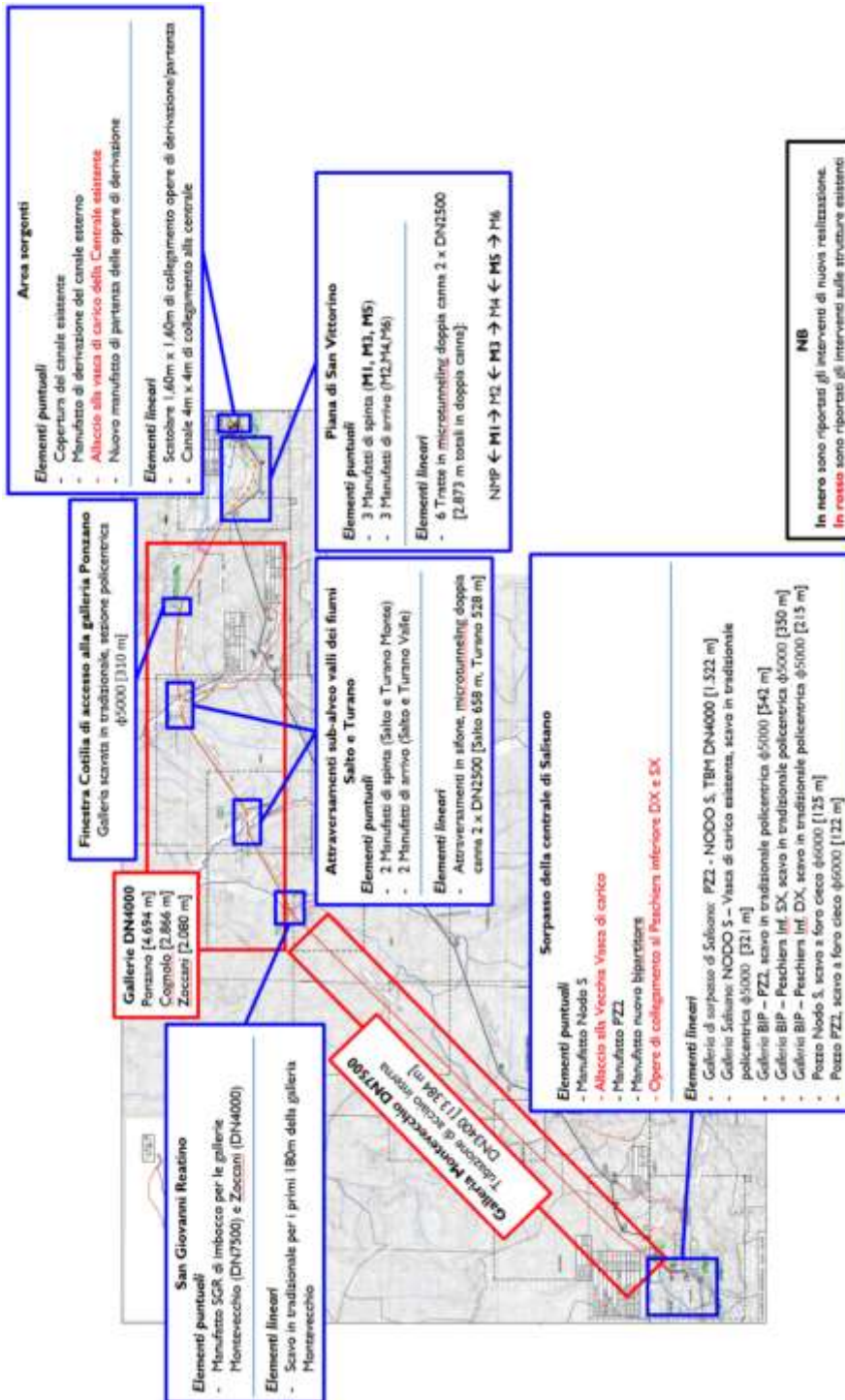


Figura 3.1 – Quadro sinottico delle opere previste nel progetto.

3.1 Il Nuovo Tronco Superiore dell’Acquedotto del Peschiera

3.1.1 Galleria Ponzano

Il Nuovo Manufatto di Partenza dell’Acquedotto, che ha funzione di disconnessione tra il microtunneling di attraversamento della Piana di San Vittorino e il Nuovo Tronco Superiore dell’Acquedotto, costituisce anche la zona di sbocco della galleria Ponzano, scavata con TBM EPB partendo dal manufatto di monte della Valle del Salto. Il diametro interno sarà $\Phi 4000$, spessore dei conci in calcestruzzo armato di 30 cm e la lunghezza del tratto di 4700 m circa. Il funzionamento idraulico prevede una portata fluente a superficie libera; la sezione trasversale interna è circolare a fondo piatto e savanella atta sia favorire il deflusso anche in condizioni di bassa portata, sia a consentire ad un mezzo elettrico di servizio di avere un piano viabile nel caso di manutenzione straordinaria dell’infrastruttura.

3.1.2 Galleria Cognolo

La galleria Cognolo sarà realizzata con scavo meccanizzato con TBM EPB, avrà diametro interno DN4000 e lunghezza 2870 m circa. Lo spessore dei conci in cemento armato è di 30 cm. Il funzionamento è a superficie libera con sezione circolare a fondo

piatti e savanella atta a favorire il deflusso anche in condizioni di bassa portata. Collegherà il pozzo di arrivo del Microtunneling Salto 2 al pozzo di spinta del Microtunneling Turano 1.

3.1.3 Galleria Zoccani

La galleria Zoccani sarà realizzata con scavo meccanizzato con TBM EPB, avrà diametro interno DN4000 e lunghezza 2.100 m circa. Lo spessore dei conci in cemento armato è di 30 cm. Il funzionamento è a superficie libera con sezione circolare a fondo piatti e savanella atta a favorire il deflusso anche in condizioni di bassa portata. Collegherà il pozzo di arrivo del Microtunneling Turano 3 all’imbocco della Piana delle Molette.

3.1.4 Galleria Monte Vecchio

La galleria Monte Vecchio sarà realizzata con scavo meccanizzato con TBM con Doppio scudo, avrà diametro interno DN7500 e lunghezza 13.350 m circa. Lo spessore dei conci in cemento armato è di 40 cm. Il funzionamento è in pressione, in una condotta DN3400 in acciaio da alloggiare all’interno della galleria DN7500 carrabile. All’interno della galleria sarà realizzata una soletta di c.a. atta al sostegno della tubazione di acciaio.

La collettrice verrà realizzata con acciaio strutturale S355JR, avrà uno spessore pari a 20 mm e verrà posata in opera in conci successivi uniti da saldature testa-testa. Un rivestimento interno in vernice epossidica garantirà l’abbattimento dei valori di scabrezza e la protezione della sezione idraulica; esternamente l’applicazione di uno strato di poliuretano di spessore pari ad almeno 1500 μ proteggerà la tubazione da eventuali agenti aggressivi provenienti dall’esterno. In fase di realizzazione dei carrelli

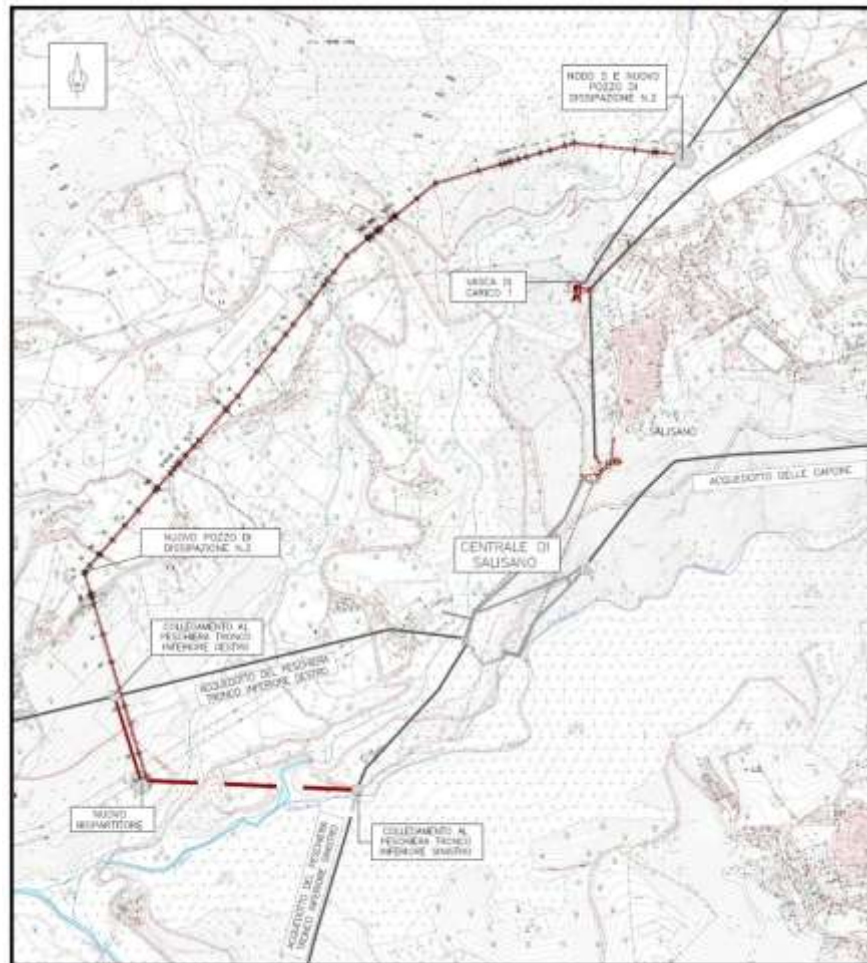
dotati di martinetti idraulici opportunamente progettati consentiranno il trasporto e la posa in opera dei conci di tubazione DN3400 all’interno della galleria principale DN7500, il sostegno e la connessione della condotta alla soletta di calcestruzzo armato sarà garantito da appoggi discreti posti ad un interasse longitudinale pari a 6 metri.

La Galleria collegherà la Piana delle Molette con il Manufatto Nodo S.

3.2 Nodo di Salisano e sorpasso della centrale

Il Nuovo Acquedotto del Peschiera termina nel Manufatto Nodo S dove è previsto un collegamento alla Vasca di Carico esistente che consente l’alimentazione della Centrale idroelettrica con l’intera portata di 10 m³/s, e l’esecuzione di infrastrutture per il completo by-pass dell’area della centrale, con le relative opere di dissipazione dell’eccesso di carico disponibile, che consentano di veicolare tutta la portata addotta dalle Sorgenti del Peschiera direttamente negli acquedotti Peschiera Destro e Peschiera Sinistro, escludendo completamente l’esistente manufatto bi-partitore.

Di seguito si riporta, in pianta, l’ubicazione del sistema di sorpasso della Centrale di Salisano.



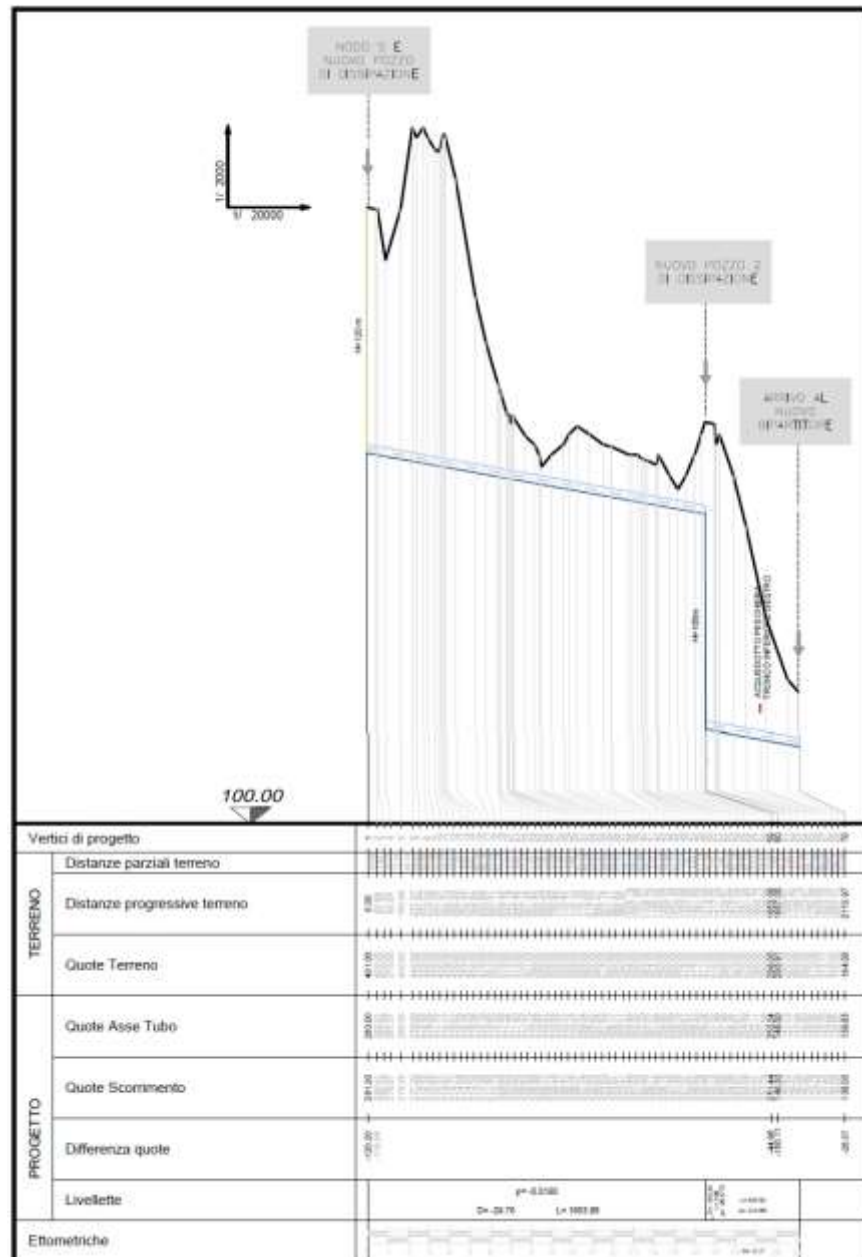


Figura 3.2 - Planimetria e sezione di dettaglio del by-pass della centrale di Salisano

3.2.1 Galleria Salisano

Collegherà il Manufatto Nodo S alla vasca di carico esistente della centrale; il funzionamento idraulico sarà in pressione e verrà scavata in tradizionale con sezione policentrica e internamente sarà realizzata una geometria della sezione trasversale circolare con DN3400 per una lunghezza di circa 320 m.

Le modalità esecutive dello scavo in tradizionale prevedono nella prima fase, laddove necessario e in prossimità dei manufatti esistenti, il consolidamento del fronte da scavare, con il quale si conferisce all’ammasso migliori caratteristiche di omogeneità e di tenuta, in modo da garantire la sicurezza delle fasi successive. Nella seconda fase si provvede all’asportazione del fronte e all’avanzamento. Nella terza fase, le zone retrostanti rispetto al fronte vengono dapprima sostenute con un rivestimento preliminare, costituito da centine in acciaio poste ad interassi regolari e ricoperte da calcestruzzo proiettato (spritz-beton). Nella quarta ed ultima fase verranno utilizzati appositi casseri circolari mobili DN3400 per il getto del rivestimento definitivo in calcestruzzo armato. Laddove invece risulti possibile si procederà allo scavo con tecnica Drill & Blast, per velocizzare l’avanzamento dello scavo.

3.2.2 Galleria di sorpasso da pozzo di dissipazione PZ2 a Pozzo di dissipazione PZ1

Sarà realizzata con scavo meccanizzato con TBM EPB, avrà diametro interno DN4000 e lunghezza 1520 m circa. Il funzionamento è in pressione con sezione circolare a fondo piatto, all’interno del quale sarà posizionata una condotta Φ 600 in acciaio atta a favorire il deflusso anche in condizioni di bassa portata. Collegherà il pozzo di dissipazione PZ2 (imbocco TBM) e il pozzo di dissipazione PZ1. Analogamente a quanto avviene per la TBM DN7500, si considera che la fresa venga recuperata dal

pozzo di ingresso, vista l’impossibilità di poter organizzare un’adeguata logistica di trasporto dei pezzi delle macchine sia in ingresso sia in uscita nei pressi di Salisano.

3.2.3 Galleria di sorpasso da Nuovo Bipartitore BIP a Pozzo di dissipazione PZ2

Sarà realizzata con scavo in tradizionale con sezione policentrica e internamente sarà realizzata una geometria della sezione trasversale circolare con DN3400 per una lunghezza di 540 m circa. Il funzionamento è in pressione con sezione circolare a fondo piatta, all’interno del quale sarà posizionata una condotta Φ 600 in acciaio atta a favorire il deflusso anche in condizioni di bassa portata. Collegherà il Nuovo Bipartitore BIP e il pozzo di dissipazione PZ2.

Le modalità esecutive dello scavo in tradizionale prevedono nella prima fase, laddove necessario e in prossimità dei manufatti esistenti, il consolidamento del fronte da scavare, con il quale si conferisce all’ammasso migliori caratteristiche di omogeneità e di tenuta, in modo da garantire la sicurezza delle fasi successive. Nella seconda fase si provvede all’asportazione del fronte e all’avanzamento. Nella terza fase, le zone retrostanti rispetto al fronte vengono dapprima sostenute con un rivestimento preliminare, costituito da centine in acciaio poste ad interassi regolari e ricoperte da calcestruzzo proiettato (spritz-beton). Nella quarta ed ultima fase verranno utilizzati appositi casseri circolari mobili DN3400 per il getto del rivestimento definitivo in calcestruzzo armato. Laddove invece risulti possibile si procederà allo scavo con tecnica Drill & Blast, per velocizzare l’avanzamento dello scavo.

4 MATERIALI

4.1 Gallerie Naturali - scavo tradizionale

4.1.1 Calcestruzzo proiettato (spritz-beton)

È previsto l'utilizzo per consolidamenti e rivestimenti provvisori l'utilizzo di Spritz-Beton con le seguenti caratteristiche:

- Resistenza media su carote $h/\Phi = 1$ a 48 ore $R_m \geq 13\text{MPa}$, a 28 giorni $R_m \geq 25\text{MPa}$.

4.1.2 Calcestruzzo armato strutturale per calotta e piedritti

La classe minima dovrà essere C25/30.

Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni di maturazione $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$

Modulo di elasticità normale $E_{cm} = 22000 \cdot ((f_{ck} + 8) / 10)^{0.3} = 31447 \text{ N/mm}^2$

Peso dell'unità di volume $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$

Caratteristiche meccaniche calcestruzzo

$$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 24.90 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5 = 14.11 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot (f_{ck})^{(2/3)} = 2.56 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.79 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cfm} = 1.2 \cdot f_{ctm} = 3.07 \text{ N/mm}^2$$

classe di esposizione XC2, XA2

4.1.3 Barre di armatura ad aderenza migliorata B450C e rete elettrosaldata B450A

Si considerino le stesse caratteristiche riportate al **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata..**

4.1.4 Chiodi in VTR

Tubi in vetroresina 60/40 ad aderenza migliorata. Le caratteristiche del composito sono le seguenti:

- diametro interno: 40mm;
- diametro esterno: 60mm;
- area resistente: 1570mm²;
- contenuto di vetro: ≥60%
- resistenza a trazione f_{yk} : ≥ 450MPa
- resistenza a flessione: ≥ 500 MPa
- resistenza a taglio τ : ≥100MPa;
- allungamento a rottura: ≤2%
- diametro di perforazione, Φ_{perf} : ≥120mm
- Diametro esterno D_e =60 mm ad aderenza migliorata;
- Diametro di perforazione D_p =100-120 mm;
- Spessore medio s = 10mm;
- Densità ρ = 1800 kg/m³;

4.1.5 Acciaio per centine, piastre, catene e collegamenti

Acciaio per strutture metalliche in profilati a freddo S275 JR

- Densità $\rho = 78.5 \text{ KN/m}^3$
- Tensione caratteristica di rottura ($t \leq 40 \text{ mm}$) $f_u \geq 430 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica di snervamento ($t \leq 40 \text{ mm}$) $f_y \geq 275 \text{ N/mm}^2$
- Modulo di elasticità normale (E_{C3}) $E = 210000 \text{ N/mm}^2$
- Modulo di elasticità tangenziale $G = 80769 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente di espansione termica lineare $\alpha = 12 \times 10^{-6} / \text{C}^\circ$

4.1.6 Drenaggi

Tubi microfessurati in PVC. Le caratteristiche funzionali minime sono:

- $\Phi_{\text{est}} > 60 \text{ mm}$, sp. 5 mm;
- Resistenza alla trazione 4.5 MPa, rivestiti con TNT;
- I primi 10 m da boccaforo devono essere ciechi;
- Diametro di perforazione $D_p = 100\text{-}120 \text{ mm}$.

4.1.7 Impermeabilizzazione in PVC

- Teli sp. $\geq 2 \text{ mm} \pm 5\%$;
- Resistenza a trazione $R_t \geq 15 \text{ MPa}$;
- Allungamento a rottura $\epsilon \geq 250\%$;
- Resistenza alla lacerazione $\geq 100 \text{ N/mm}$;

- Resistenza alla giunzione ≥ 10.5 MPa;
- Stabilità al calore = 70°C ;
- Flessibilità a freddo = -30°C ;
- Resistenza alle soluzioni acide alcaline = $\pm 20\%$ max allungamento;
- Comportamento al fuoco B2
- Resistenza alla pressione dell’acqua a 1MPa per 10 ore: impermeabile.

4.1.8 Miscele per cementazioni a bassa pressione

Cemento 42.5 R

- Rapporto a/c = 0.5-0.7
- Fluidificante = 4% di peso sul cemento
- Resistenza a compressione a 48 ore > 5 MPa.

4.1.9 Iniezione di consolidamento

Cemento 42.5 R

- Cemento a finezza di macinazione non inferiore a 4500 cm/g Blaine;
- Rapporto A/C $\approx 0.4-0.7$;
- Bentonite $< 2\%$;
- Additivo fluidificante (Flowcable o simili) $\approx 4\%$ di peso del cemento
- Viscosità Marsh (ugello 4.7 mm) 35-45 sec.
- Densità $\rho \approx 1800$ kg/m³;

- Rendimento volumetrico $\geq 95\%$

4.1.10 Parametri minimi terreno consolidato

- Resistenza a compressione 48 h > 1 MPa;
- Resistenza a compressione 7 gg > 1.5 MPa;
- RQD 48 h $> 50\%$;
- RQD 7 gg $> 70\%$;

5 DESCRIZIONE DEI METODI DI CALCOLO UTILIZZATI

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

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

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

Definite le grandezze:

- $C [m]$, copertura della galleria rispetto al piano di campagna;
- $D [m]$, dimensione caratteristica del cavo;

in linea generale, nelle configurazioni in cui la sezione di calcolo della galleria possa considerarsi con lo schema di “galleria superficiale” ($C < 3D$), le valutazioni per definire la fase di diagnosi sono state condotte avvalendosi delle sole analisi di stabilità del fronte; viceversa per le sezioni di calcolo la cui configurazione possa considerarsi con lo schema di “galleria profonda” ($C > 3D$), le analisi per definire la fase di diagnosi sono state condotte avvalendosi anche del metodo delle curve caratteristiche, oltre a quello delle analisi di stabilità del fronte.

I software di calcolo utilizzati per la progettazione delle opere oggetto della presente relazione sono i seguenti:

- **GV4-s.1.07/2021**: “Metodo convergenza-confinamento e similari” – Sial.Tec-Engineering- Bergamo

- **Midas-GTS NX ver.1.1/2021**: Programma ad elementi finiti;
- **Fogli di calcolo Excel/Mathcad**, testati periodicamente mediante procedure di controllo codificate, tali da verificare l’attendibilità delle applicazioni e dei risultati ottenuti ed individuare eventuali vizi ed anomalie.

Tutti i programmi sono detenuti con regolare licenza.

5.1 Metodo delle curve caratteristiche

5.1.1 Aspetti generali

Le linee caratteristiche consistono nel simulare lo scavo di una galleria nell’ipotesi di simmetria assiale e di stato di deformazione piana. Per linee caratteristiche di una cavità si intendono delle curve che legano le pressioni di contenimento, esercitate in senso radiale sul bordo della galleria dalle opere di stabilizzazione e di rivestimento, agli spostamenti radiali al suo contorno (convergenze). Lo scavo è rappresentato come una graduale riduzione di una pressione fittizia “p” applicata alle pareti della galleria, tramite cui si simula il progressivo deconfinamento del terreno prodotto dall’avvicinarsi del fronte di scavo alla sezione di calcolo e al successivo avanzamento del fronte stesso, cui corrisponde una convergenza radiale “u” crescente in funzione delle caratteristiche dell’ammasso. Esse possono quindi essere utilizzate, oltre che per valutare il comportamento dell’ammasso allo scavo, anche per determinare lo stato di sollecitazione sui diversi interventi costituenti la galleria, mediante la sovrapposizione degli effetti delle curve caratteristiche della cavità e dei singoli interventi che la costituiscono. Per ogni galleria è possibile costruire due curve caratteristiche principali:

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

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

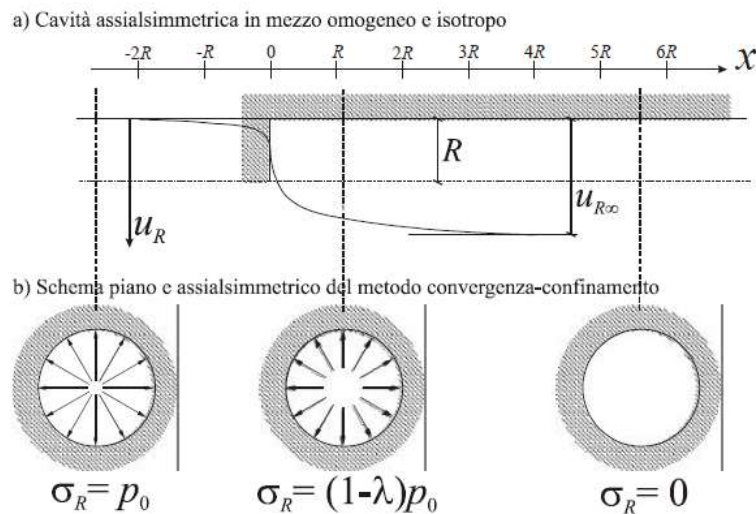


Figura 5.1 – Modello schematico della cavità – Galleria non sostenuta

Si consideri lo scavo di una cavità circolare di raggio R , ad asse rettilineo, in un mezzo soggetto ad uno stato tensionale iniziale isotropo p_0 . In condizioni di assialsimmetria, gli spostamenti radiali u_R del contorno del cavo sono funzione della sola distanza dal fronte x . Questi spostamenti sono nulli al di là del fronte di scavo, ad opportuna distanza dallo stesso ($x \cong -2R$) e crescono con x fino al valore asintotico $u_{R\infty}$ (per $x \cong 4R$).

L’analisi del tratto di maggiore interesse, prossimo al fronte, si propone quindi come un problema tridimensionale. Tuttavia, con un’ approssimazione spesso accettabile, il metodo convergenza-confinamento risolve questo problema assumendo uno stato di deformazione piano. In particolare, l’effetto esercitato dal fronte sul cavo è simulato

mediante l’applicazione di una pressione fittizia σ_R “equivalente”, cioè che induce, nello schema piano, gli stessi spostamenti radiali ottenuti nel caso tridimensionale.

Si osservi infatti che il valore asintotico $u_{R\infty}$, ottenuto nello schema tridimensionale a partire dalla sezione in cui non si risentono gli effetti del fronte, coincide con lo spostamento che caratterizza una cavità circolare di lunghezza infinita (stato di deformazione piano) sul cui contorno la tensione radiale sia completamente scaricata a partire da p_0 .

Nelle applicazioni del metodo convergenza-confinamento, è utile introdurre il coefficiente di rilascio tensionale $\lambda = 1 - \sigma_R / p_0$ come misura della riduzione, da p_0 a 0, della tensione radiale fittizia σ_R . Dunque, in una data sezione del cavo, il coefficiente λ è funzione della distanza x dal fronte di scavo.

Si assume che l’ammasso sia continuo, omogeneo ed isotropo. Il comportamento meccanico è modellato come elastico lineare perfettamente plastico con criterio di rottura alla Mohr Coulomb e con legge di flusso non associata (il valore dell’angolo di dilatanza è posto pari a un terzo del valore dell’angolo di resistenza al taglio). Il comportamento elastico dell’ammasso è caratterizzato dal modulo di Young E e dal coefficiente di Poisson ν .

Nel campo elastico ($0 < \lambda < \lambda_e$), la curva di convergenza può essere espressa in funzione del modulo di rigidezza a taglio G come:

$$u_R = \lambda \frac{p_0 R}{2G} \quad \text{con} \quad G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Nel campo elasto-plastico ($\lambda_e < \lambda < 1$) è necessario distinguere fra le due leggi costitutive. Con il modello di Mohr-Coulomb, l’evoluzione del raggio plastico e la curva di convergenza si ottengono, rispettivamente, dalle espressioni:

$$r_p = R \left[\frac{2\lambda_e}{(K_p + 1)\lambda_e - (K_p - 1)\lambda} \right]^{\frac{1}{K_p - 1}} \quad u_R = \lambda_e \frac{p_0 R}{2G} \left[F_1 + F_2 \left(\frac{R}{r_p} \right)^{K_p - 1} + F_3 \left(\frac{r_p}{R} \right)^{K + 1} \right]$$

$$F_1 = -(1 - 2\nu) \frac{K_p + 1}{K_p - 1} \quad F_2 = 2 \frac{1 + K K_p - \nu (K_p + 1)(K + 1)}{(K_p - 1)(K_p + K)} \quad F_3 = 2(1 - \nu) \frac{K_p + 1}{K_p + K}$$

Per le analisi di seguito riportate, relative alla fase di diagnosi, e finalizzate quindi alla sola valutazione del comportamento deformativo dell’ammasso per la determinazione della categoria di comportamento, non viene presa in considerazione l’interazione con i sostegni, per cui la soluzione del problema è ridotta alla valutazione della sola curva caratteristica del fronte (e del cavo) in assenza di interventi.

I risultati delle analisi sono stati esaminati alla luce di due aspetti:

- confronto tra la resistenza a compressione monoassiale dell’ammasso σ_c e la pressione critica al fronte $p_c = (3\sigma_o - 2\sigma_c) / (1 + 2K_p)$, che individua il passaggio dal comportamento elastico a quello plastico,
- sviluppo dei fenomeni deformativi e di plasticizzazione nella sezione al fronte e al contorno del cavo, prendendo a riferimento per la definizione della categoria di comportamento i seguenti due criteri:

Tabella 5.1 - Criterio 1

σ_c / p_c	Classe di comportamento
$\geq 1,2$	A
$< 1,2$ e $\geq 0,8$	A/B
$< 0,8$ e $\geq 0,2$	B/C
$< 0,2$	C

Tabella 5.2 - Criterio 2

u_F/R_{eq}	R_{plF}/R_{eq}	Classe di comportamento
$\leq 0,5 \%$	$\leq 1,5$	B
$> 0,5 \%$	$> 1,5$	C
u_F = convergenza al fronte R_{plF} = raggio plastico al fronte R_{eq} = raggio di scavo equivalente della galleria		

Sulla base di queste valutazioni quantitative, unitamente all’analisi critica dei risultati ottenuti rispetto all’affidabilità dei dati di ingresso in termini di parametri di ammasso (rigidezza e resistenza) e condizioni idrauliche al contorno, in relazione ad eventuali variabilità attese lungo il tracciato della galleria e alle possibili conseguenze per comportamenti imprevisti, è stata definita la categoria di comportamento del fronte di scavo.

5.1.2 Consolidamento del fronte scavo

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

Infatti, la chiodatura esercita un’azione di contenimento passivo del fronte, rappresentabile, nel caso di impiego di elementi strutturali in VTR, da una tensione di confinamento σ_3^{VTR} fittizia, funzione dei parametri tecnici del trattamento secondo le equazioni:

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

$$\sigma_3^{VTR_B} = \frac{\sigma_t \cdot A_t}{A_i}$$

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

dove:

τ_a = tensione di aderenza ammasso-fondazione

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

$2p_A$ = perimetro della sezione reagente a sfilamento

σ_t = resistenza a trazione dell’elemento di rinforzo

A_i = area di influenza di un elemento strutturale

A_t = sezione dell’elemento resistente a trazione

L’effetto di σ_3^{VTR} può essere considerato come incremento di coesione dell’ammasso

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

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

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

dove:

C_{jet} = coesione dei trattamenti colonnari in jet grouting

$C_{ammasso}$ = coesione dell’ammasso senza trattamenti

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

5.1.3 Consolidamento al contorno

Nel caso di rinforzo con infilaggi metallici, in accordo con Hoek (2000), l’arco di ombrelli può essere modellato come una zona di materiale con proprietà migliorate che circonda la calotta della galleria.

In accordo con quanto definito dall’autore è possibile calcolare le proprietà equivalenti a mezzo delle seguenti espressioni:

$$E_{eq} = \frac{(A_r - n \cdot A_p) \cdot E_{terreno} + (n \cdot A_p) \cdot E_{acciaio}}{A_{tot}}$$

$$c_{eq} = \frac{(A_r - n \cdot A_p) \cdot c + (n \cdot A_p) \cdot f_{yd}/2}{A_{tot}}$$

Dove:

E_{eq} = modulo elastico materiale equivalente

c_{eq} = coesione materiale equivalente

A_r = Area occupata dal terreno

A_p = Area occupata dagli infilaggi

A_{TOT} = Area totale della zona rinforzata

n = numero di pali

c = coesione del terreno circostante

f_{yd} = tensione di snervamento dell’acciaio

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

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

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

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

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

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

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

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

5.1.4 Rivestimento di prima fase

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

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

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

dove:

E_{sb} = Modulo elastico dello spritz beton impiegato

E_{cen} = Modulo elastico delle centine metalliche

I_{cen} = Modulo di inerzia delle centine metalliche

A_{cen} = Area delle centine metalliche

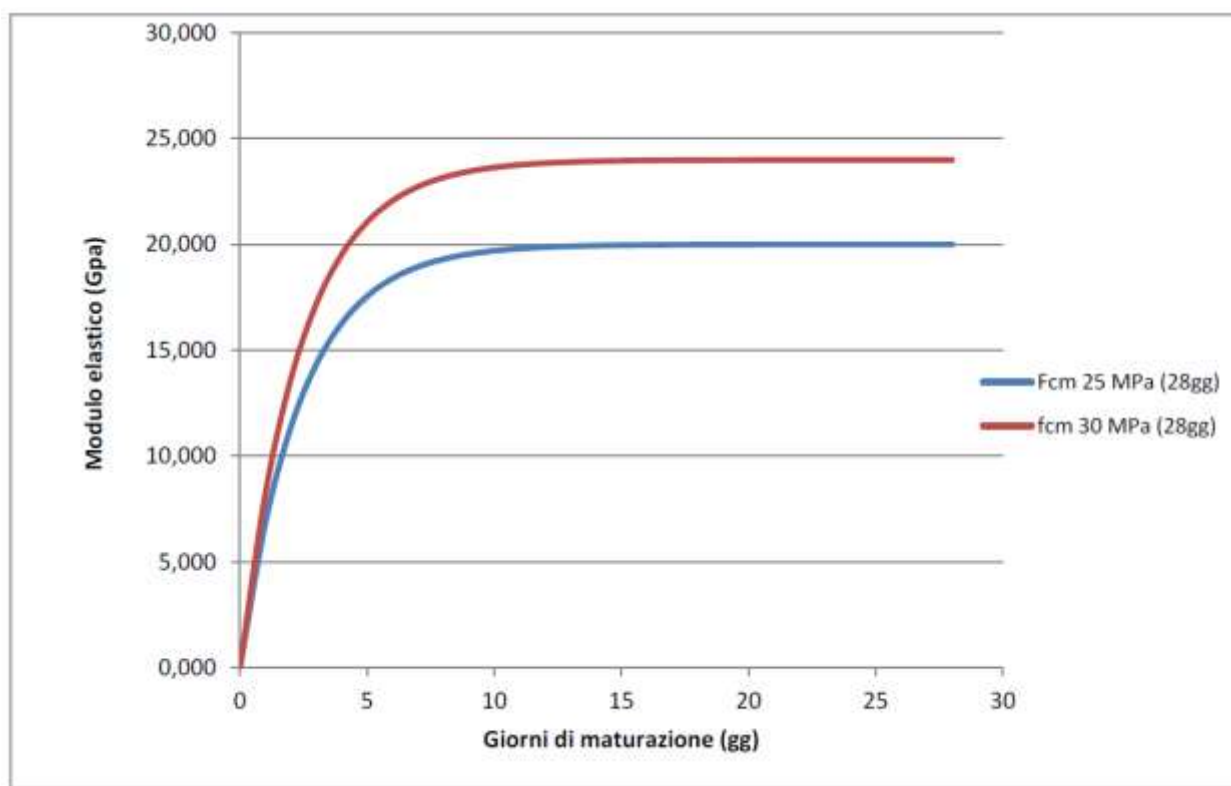
s = Spessore di spritz beton impiegato

d = Passo delle centine metalliche

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

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

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



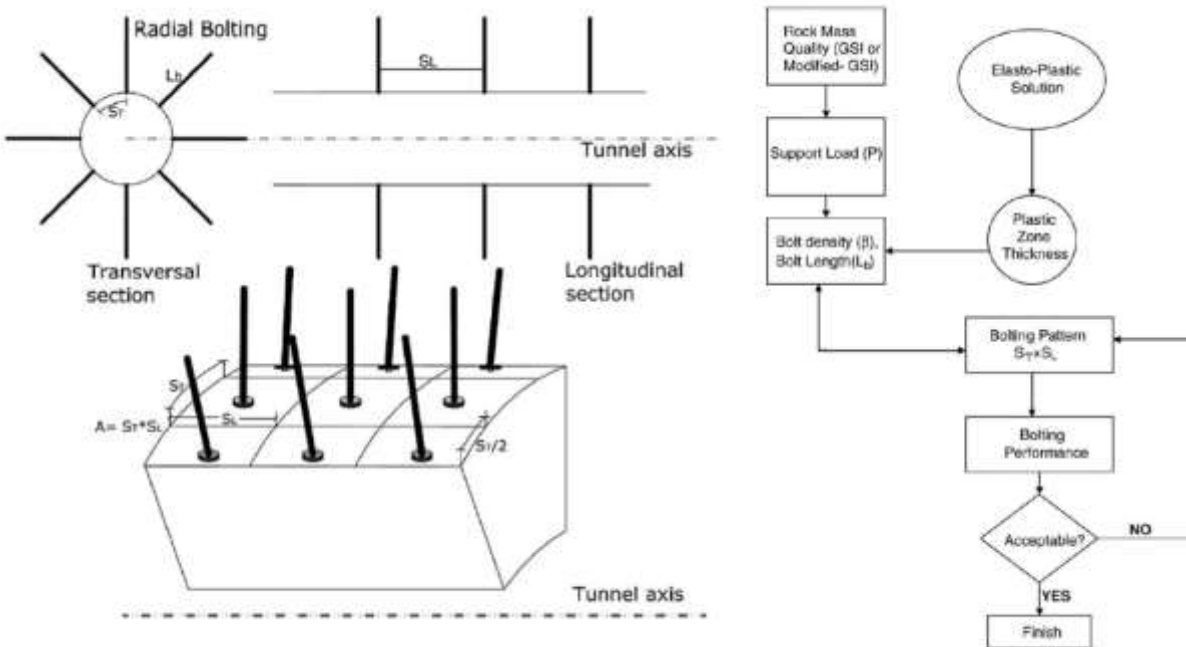
In particolare, si sono utilizzati nei modelli di calcolo il modulo elastico per il calcestruzzo relativo a 1 giorno di maturazione (in cui si raggiunge circa 1/3 della rigidità a 28 giorni). Come si nota dal grafico già a partire da 10 giorni di maturazione il modulo elastico risulta pressoché pari al valore finale, per cui risulta

verosimile non variare le caratteristiche del supporto a partire da tale istante temporale.

5.1.5 Chiodature radiali in calotta

Per il predimensionamento delle chiodature radiali si è fatto riferimento al metodo proposto da *Osgui & Unal* [2009]; di seguito è brevemente riportato il seguente quadro sinottico che porta alla determinazione delle due grandezze fondamentali:

1. β ; inteso come la densità delle chiodature (permette di determinare il passo longitudinale S_T e trasversale S_L dell’intervento di rinforzo)
2. L_B ; inteso come la lunghezza del singolo chiodo



5.1.5.1 Determinazione della spaziatura (S_T e S_L)

Tenendo in considerazione il concetto di *rock-load height* (Unal 1983, 1992) la pressione da applicare al cavo per evitare il distacco di blocchi di roccia è funzione di:

$$P \approx f(h_t, \gamma, C_s, S_q)$$

Dove:

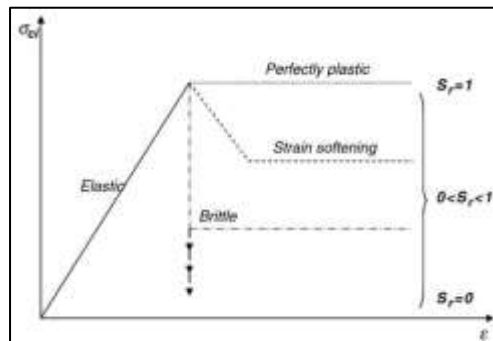
- h_t è l’altezza della zona potenzialmente instabile, in calotta, che potrebbe collassare se non adeguatamente stabilizzata
- γ è il peso per unità di volume dell’ammasso roccioso
- C_s è il fattore correttivo che tiene conto del rapporto tra tensioni verticali ed orizzontali
- S_q è un fattore correttivo per rocce spingenti

Secondo le indicazioni di *Unal* si può ricavare la pressione da applicare al cavo per mantenerlo stabile con la seguente correlazione:

$$P = \frac{100 - \left[\left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{\sigma_{CR}}{100} \text{GSI}} \right]}{100} C_s S_q \gamma D_e$$

Dove:

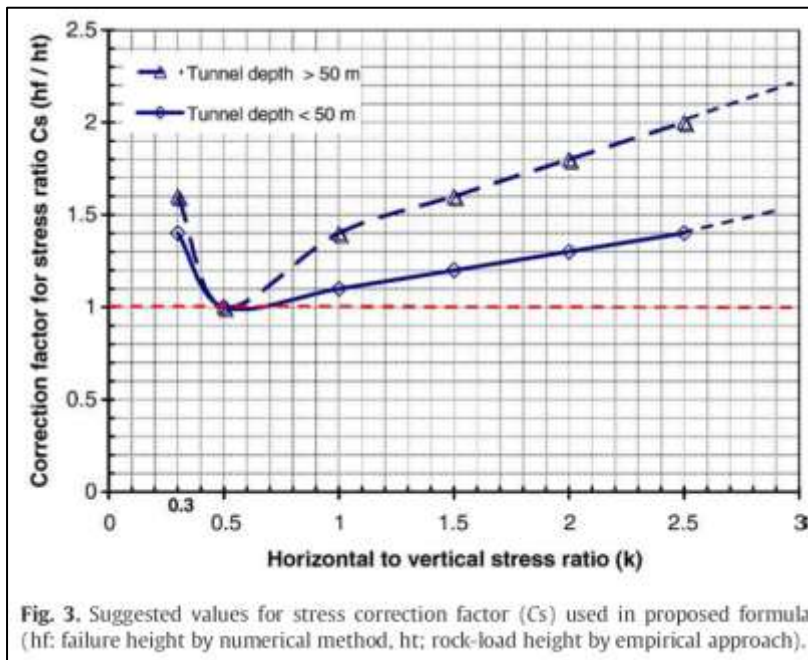
- $\sigma_{CR} = S_r \cdot \sigma_{Ci}$;
 - σ_{Ci} =Resistenza a compressione monoassiale del materiale roccioso
 - S_r =Fattore di riduzione della resistenza di post-picco



- D = fattore di disturbo dovuto alla modalità di scavo;

Description of rock mass	Suggested value for D
Excellent quality controlled blasting or excavation by Tunnel Boring Machine results in minimal disturbance to the confined rock mass surrounding a tunnel.	$D = 0$
Mechanical or hand excavation in poor quality rock masses (no blasting) results in minimal disturbance to the surrounding rock mass.	$D = 0$
Usual blasting that causes local damages.	$D = 0.5$
In mechanical excavation where squeezing problems result in significant floor heave unless a proper invert is placed.	$D = 0.5$
Very poor quality blasting in tunnel results in severe damages, extending 2 or 3 m, in the surrounding rock mass.	$D = 0.8$
Very poor quality blasting along with a intensive squeezing ground condition in tunnel – unexpectedly heavy blasting in caverns leading to significant cracks propagation on roof and walls.	$D = 1$

- GSI = Geological Strength Index;
- C_s è il fattore correttivo che tiene conto del rapporto tra tensioni verticali ed orizzontali desumibile dal seguente grafico:



- S_q è un fattore correttivo per rocce spingenti desumibile dalla seguente tabella

Stress (tunnel closure or convergence/bared diameter) *100	Rock mass strength/ in-situ stress (σ_{cm}/T_0)	Comments	Suggested correction factor (S_q) for squeezing ground condition
< 1% No squeezing	> 0.5 Mostly (> 10)	The strength of the rock mass exceeds the stress level at the face and mostly around the cavity. The ground behaviour is elastic. Instabilities are associated with rock block and rock wedge failures.	1.0
1-2.5% Minor squeezing	0.3-0.5	The magnitude of stress at the face approaches the strength of the rock mass. The behaviour is elastic-plastic. The deformability gradient at the face is low. On the periphery of the cavity the stresses exceed the strength of the rock mass, SR < 1, resulting in the formation of a plastic zone around the excavation.	1.5
2.5-5% Severe squeezing	0.2-0.3	The magnitude of stress at the face exceeds the strength of the rock mass. Although face is in plastic zone, the deformation gradient is low for typical advance rate; therefore, immediate collapse of the face is prevented. The plastic state at the face in conjunction with the development of the plastic zone around the tunnel results in severe overall stability.	0.8
5-10% Very severe squeezing	0.15-0.2	At tunnel face and periphery, the stress-to-strength state results in high deformation gradient. Immediate conditions for stability.	1.5
> 10% Extreme squeezing	< 0.15	Immediate collapse (very short stand-up-time) of the face during excavation. This behaviour is associated with non-cohesive soils and very joint rock mass rock masses such as those found in shear zones.	1.8

- γ è il peso per unità di volume dell’ammasso roccioso
- D_e diametro esterno equivalente della galleria

Una volta definite le caratteristiche meccaniche delle chiodature il fattore di sicurezza rispetto al meccanismo di collasso può essere definito:

$$FOS = \frac{C_b}{P \cdot S_T \cdot S_L}$$

In cui:

- C_b =Resistenza a trazione del singolo chiodo
- P =carico instabile da equilibrare
- S_T e S_L spaziatura trasversale e longitudinale

Per ricavare la spaziatura si può far riferimento al fattore β definito da *Indraratna and Kaiser (1990)*:

$$\beta = \frac{\pi d \lambda}{S_L \theta} = \frac{\pi d \lambda r_e}{S_L S_T}$$

In cui:

- d = diametro della chiodatura
- λ = coefficiente d’attrito chiodo-malta (solitamente pari a 0.6)
- r_e = raggio equivalente della galleria

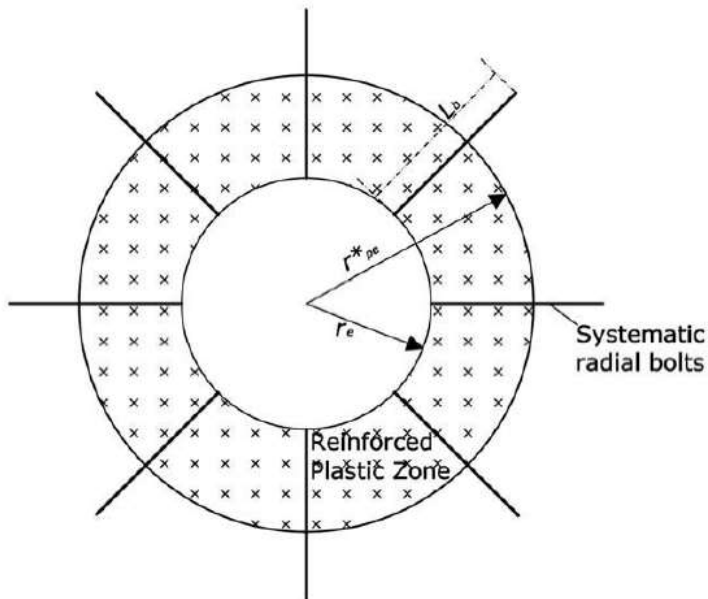
la spaziatura può esser determinata da (nel caso di chiodatura a maglia quadrata):

$$S_s = \sqrt{\frac{\pi d \lambda r_e}{\beta}}$$

5.1.5.2 Determinazione della lunghezza dei chiodi (L_b)

Sulla base degli studi di *Oreste (2003)* ed *Osgoui (2007)* la lunghezza delle chiodature può esser ricavata invertendo la seguente relazione:

$$r_{pe}^* < (r_e + a \cdot L_b), \text{ where } a = 0.5 - 0.75$$



Dove r^*_{pe} è il raggio plastico ricavato con le caratteristiche meccaniche dell'ammasso migliorato per effetto della chiodatura in cui:

$$\sigma_1 = C_0^* + k_p^* \sigma_3$$

$$k_p^* = k_p(1 + \beta)$$

$$C_0^* = C_0(1 + \beta)$$

$$k_p = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) = \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi}$$

$$C_0 = 2c \tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) = \frac{2c \cos\phi}{1 - \sin\phi}$$

5.2 Analisi numeriche bidimensionali

Le analisi tensio-deformative riportate di seguito sono state condotte per mezzo di codice di calcolo adeguato alla problematica in esame, il quale consente di eseguire analisi di stabilità e di deformazione per applicazioni geotecniche in condizioni di deformazioni piane e condizioni assialsimmetriche.

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

Il modello in stato piano può essere adoperato nel caso in cui la geometria sia riconducibile ad una sezione trasversale (nel piano x, y) che si ripete in modo più o meno uniforme nella direzione ad essa normale. (direzione z) per una lunghezza significativa. In tal senso lo scavo della galleria viene simulato la definizione di una legge di rilassamento del nucleo in grado di simulare il progressivo incremento della deformazione della cavità, con conseguente diminuzione della pressione esercitata sui rivestimenti, attraverso un coefficiente $\Sigma_{M_{stage}}$ che viene progressivamente incrementato da 0 ad 1.

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

L’interazione tra terreno è struttura può essere simulata per mezzo di elementi interfaccia che consentono di modellare un comportamento intermedio tra un contatto perfettamente liscio ed un contatto perfettamente scabro. La scabrezza dell’interazione è modellata mediante un opportuno valore del fattore di riduzione della resistenza all’interfaccia (R_{inter}). Questo fattore mette in relazione la resistenza

all’interfaccia (attrito e adesione con il muro) con quella del terreno (angolo di resistenza a taglio e coesione).

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

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

Modello Mohr-Coulomb: Questo modello viene utilizzato come una prima approssimazione del comportamento del terreno in generale. Il modello richiede cinque parametri, che sono il modulo di Young E , il coefficiente di Poisson ν , la coesione c , l’angolo di attrito φ , e l’angolo di dilatanza ψ .

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

Modello Hardening Soil (Terreno incrudente): È un modello elastoplastico incrudente che riproduce in condizioni di primo carico triassiale un legame tensioni deformazioni di tipo iperbolico. L’incrudimento è funzione sia delle deformazioni distorsionali plastiche sia delle deformazioni volumetriche plastiche. Il modello è quindi in grado di simulare, tra l’altro, la riduzione irreversibile di volume di un terreno sottoposto a compressione lungo percorsi di carico proporzionali (e.g. carico isotropo, edometrico) a partire da una condizione di normal-consolidazione. Questo modello di

‘secondo livello’ può essere utilizzato per simulare il comportamento sia di sabbie e di ghiaie sia di terreni più compressibili come argille e limi.

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

Modello Soft Soil Creep (Creep per terreno compressibile): È un modello di ‘secondo livello’ formulato nell’ambito della viscoplasticità. Il modello può essere utilizzato per simulare il comportamento nel tempo di terreni molto compressibili come argille normalconsolidate e torba. Il modello riproduce in condizioni di primo carico edometrico il legame lineare tra deformazioni volumetriche e logaritmo della tensione principale massima.

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

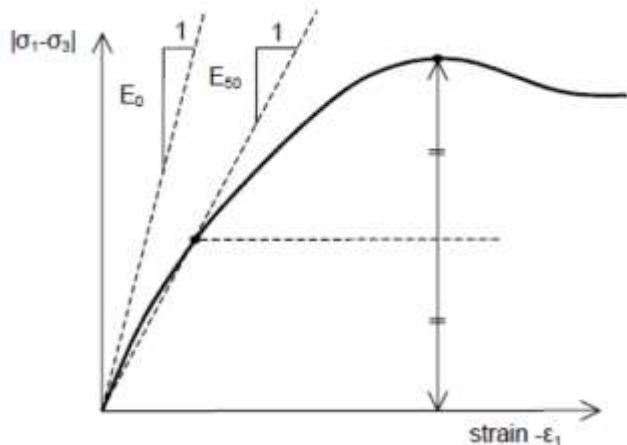
Drained behaviour (Comportamento drenato): non vengono generate sovrappressioni neutre. Questo è il caso di terreni asciutti ed anche il caso in cui sia possibile un rapido drenaggio per l’elevata permeabilità dei terreni (sabbie) e/o per la bassa velocità di applicazione dei carichi. Questa scelta può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

modellare l’esatta storia delle sollecitazioni in condizioni non drenate e della consolidazione.

Undrained behaviour (Comportamento non drenato): viene utilizzato per simulare la generazione di sovrappressioni neutre in condizioni di flusso idraulico impedito.

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

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



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

Le tensioni iniziali in un ammasso di terreno sono determinate dal peso del materiale e dalla storia della sua formazione. Questo stato tensionale è di solito caratterizzato da una tensione verticale efficace iniziale $\sigma'_{v,0}$. La tensione efficace orizzontale iniziale $\sigma'_{h,0}$ è legata alla tensione efficace verticale iniziale attraverso il coefficiente di spinta

a riposo, K_0 ($\sigma'_{h,0} = K_0 \sigma'_{v,0}$). Le tensioni iniziali possono essere generate specificando K_0 oppure utilizzando la procedura Gravity loading (Generazione delle tensioni iniziali per incremento della gravità).

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

Plastic calculation (Calcolo plastico): utilizzato per eseguire un’analisi di deformazione elasto-plastica in cui non sia necessario prendere in considerazione la dissipazione delle sovrappressioni neutre nel tempo. La matrice di rigidezza in un calcolo plastico normale è riferita alla geometria indeformata originaria. Questo tipo di calcolo è appropriato nella maggior parte delle applicazioni pratiche di tipo geotecnico.

Consolidation analysis (Analisi di consolidazione): Quando è necessario analizzare l’evoluzione o la dissipazione delle sovrappressioni neutre nel tempo in terreni saturi di tipo argilloso, si deve effettuare un’analisi di consolidazione. Il software consente di effettuare analisi di consolidazione elasto-plastiche. In generale, un’analisi di consolidazione senza ulteriori sollecitazioni viene eseguita dopo un calcolo plastico non drenato.

Phi-c reduction (Analisi di stabilità per riduzione dei parametri di resistenza): Un’analisi di stabilità può essere eseguita riducendo i parametri di resistenza del terreno; tale processo è denominato Phi-c reduction.

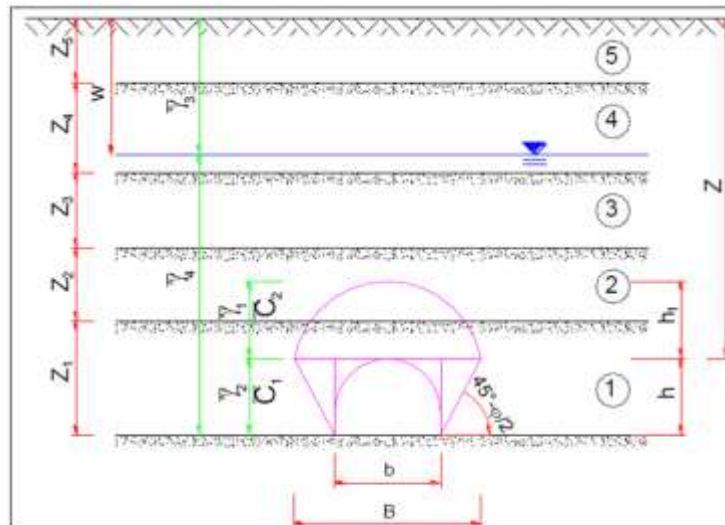
5.3 Analisi stabilità del fronte in gallerie superficiali

Metodo di Tamez & Cornejo (1985)

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

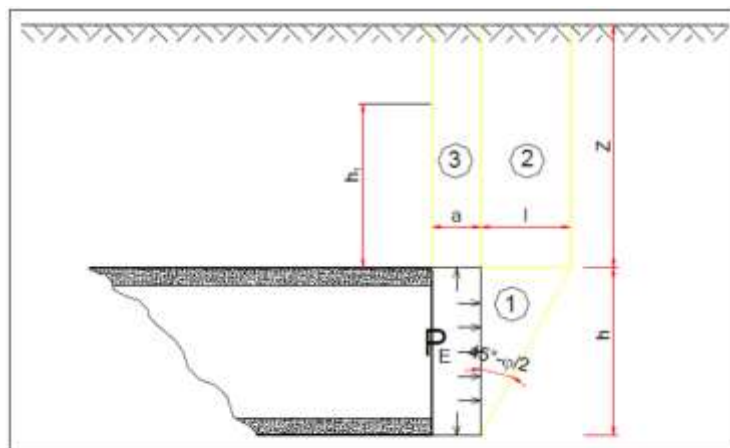
Si riporta nel seguito una breve sintesi di riepilogo del metodo adottato.

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



Schema proposto da Tamez.

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



Schema proposto da Tamez.

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

Metodo di Broms e Bennermark (1967)

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

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

dove:

γ = peso dell’unità di volume del terreno

z = profondità dell’asse della galleria

σ_s = sovraccarico eventualmente presente in superficie

σ_T = eventuale pressione di sostegno applicata al fronte

c_u = resistenza al taglio, in condizioni non drenate, alla profondità della galleria

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

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

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

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

Metodo del tasso di deconfinamento critico λ_E (Panet, 1990)

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

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

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

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

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

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

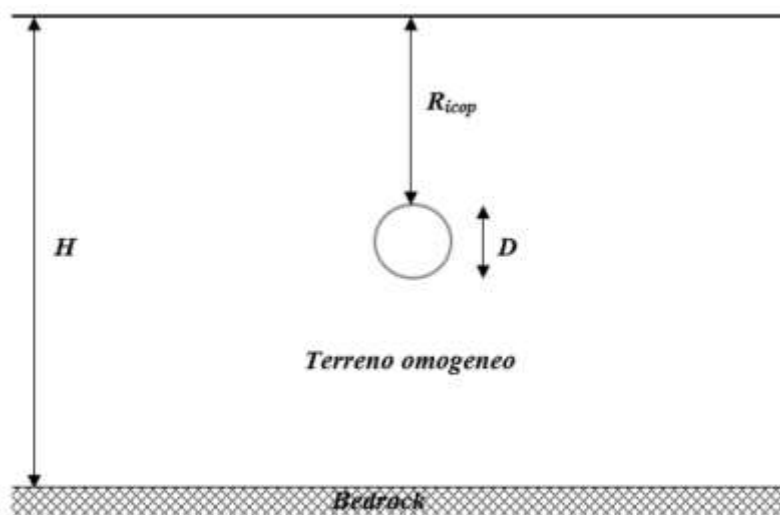
- se $0.6 < \lambda_e < 1$ il fronte di scavo è stabile; le pressioni raggiungono il valore massimo di resistenza dell’ammasso a tergo del fronte;
- se $0.3 < \lambda_e < 0.6$ il fronte di scavo è stabile a breve termine; al fronte di scavo le pressioni raggiungono il valore di resistenza massima prima in vicinanza del bordo poi verso il nucleo;
- se $\lambda_e < 0.3$ il fronte di scavo instabile; il fronte di scavo è in condizioni di instabilità per cui necessità di interventi preventivi di consolidamento.

5.4 Analisi sismica in direzione trasversale

Nel caso in cui la galleria ricada all’interno di un mezzo sufficientemente rigido ci si riconduce ad un’analisi pseudo-statica in cui su tutto il modello FEM viene applicata una forza proporzionale all’accelerazione su suolo rigido (k_h).

Nel caso in cui si ricade in un mezzo deformabile per il calcolo delle azioni sismiche viene sviluppata un’analisi pseudostatica disaccoppiata in cui gli incrementi di sollecitazione indotti nel rivestimento da un sisma sono ottenuti trascurando l’interazione cinematica terreno-struttura. Al contorno della galleria è applicato un

campo di spostamenti, ottenuto da un'analisi monodimensionale di risposta sismica locale, in cui sono trascurati gli effetti dovuti alla forma e alla rigidezza della galleria sul comportamento sismico del terreno.



Schema di riferimento per le soluzioni analitiche in forma chiusa.

Inoltre, anche gli effetti delle onde di compressione vengono trascurati, mentre vengono considerate esclusivamente le onde S, che si propagano nei piani verticali inducendo deformazioni tangenziali γ .

L'accelerazione massima alla base del banco ($a_{max,b}$) è fissata al valore sitospecifico per la roccia affiorante (a favore di sicurezza), a_g , mentre l'accelerazione in superficie (*free-field*, $a_{max,s}$) può essere valutata seguendo le indicazioni normative come:

$$a_{max,s} = S \cdot a_g$$

in cui S è il fattore di amplificazione sitospecifico.

L’andamento delle accelerazioni nel banco è calcolato secondo i due metodi PS1 e PS2 proposti da [E. Bilotta, G. Lanzano e G. Russo, *Analisi pseudostatica e dinamica di gallerie in aree sismiche*]:

$$a_{max}(z) = a_{g0} + \sin\left(\frac{2\pi(H_{tot}-z)}{H_{tot}}\right) (a_{max} - a_{g0}) \quad \text{PS1}$$

$$a_{max}(z) = a_{g0} + \frac{H_{tot}-z}{H_{tot}} (a_{max} - a_{g0}) \quad \text{PS2}$$

Che rappresentano, rispettivamente, un andamento sinusoidale e lineare dell’accelerazione lungo l’altezza del banco H_{tot} .

La massima tensione tangenziale è calcolata integrando il profilo delle accelerazioni massime:

$$\tau_{max}(z) = \int_0^z \rho \cdot a_{max}(z) dz$$

in cui ρ è la densità del terreno.

La deformazione tangenziale massima del terreno alla profondità z è calcolata dividendo la tensione massima, $\tau_{max}(z)$, per la rigidità a taglio, $G(z)$, alla stessa profondità:

$$\gamma_{max}(z) = \frac{\tau_{max}(z)}{G(z)}$$

nelle analisi lineari il modulo di taglio $G(z)$ è ricavato per iterazione secondo la curva di decadimento utilizzata per descrivere il comportamento non lineare del banco di terreno.

G_0 e determinato nota la velocità delle onde di taglio (V_s) attraverso la relazione:

$$G_0 = V_s^2 \cdot \rho$$

Si assume, quindi, che le sollecitazioni sul rivestimento possano essere calcolate usando la distorsione massima mediata alla profondità della galleria (γ_m):

$$\gamma_m = \frac{1}{(R + D) - R} \int_R^{R+D} \gamma_{max}(z) dz$$

e ignorando l'interazione cinematica tra il rivestimento e il mezzo.

Successivamente, le deformazioni sono usate per calcolare gli incrementi sismici delle sollecitazioni sul rivestimento della galleria applicandole al modello FEM di calcolo o tramite soluzioni elastiche in forma chiusa.

Per valutare le sollecitazioni secondo la seconda modalità sono usate le espressioni analitiche di Penzien & Wu, che si riferiscono a una galleria di diametro d , con un rivestimento definito da un momento d'inerzia pari a I_t e dai parametri elastici E_t e ν_t . La galleria è immersa in un semispazio omogeneo e isotropo, con parametri elastici lineari E e ν . In ipotesi di perfetta aderenza e con γ_m distorsione massima mediata alla profondità della galleria:

$$\begin{aligned} \Delta N(\theta) &= \frac{24E_t I_t \Delta(\theta)}{d^3(1 - \nu_t^2)} \\ \Delta T(\theta) &= \frac{24E_t I_t \Delta(\theta)}{d^3(1 - \nu_t^2)} \tan\left(2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right)\right) \\ \Delta M(\theta) &= \frac{6E_t I_t \Delta(\theta)}{d^2(1 - \nu_t^2)} \end{aligned}$$

Con:

$$\Delta(\theta) = \frac{2d\gamma_m(1 - \nu_t)}{1 + \alpha_{st}} \cos\left(2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right)\right)$$

$$\alpha_{st} = \frac{48E_t I_t (1 + \nu)(3 - 4\nu)}{d^3 E (1 - \nu_t)}$$

Le sollecitazioni in condizioni sismiche sono ottenute sommando quelle in condizioni statiche con gli incrementi sismici:

$$N_t(\theta) = N(\theta) + \Delta N(\theta)$$

$$M_t(\theta) = M(\theta) + \Delta M(\theta)$$

$$T_t(\theta) = T(\theta) + \Delta T(\theta)$$



6 FINESTRA DI COTILIA

L’opera in oggetto rientra nella realizzazione del sorpasso alla Centrale di Salisano. Tale galleria si estende per una lunghezza totale di circa 25m, con coperture massime di circa 30/31m.

6.1 Descrizione degli interventi

Vista la richiesta di dover garantire l’ispezionabilità dell’infrastruttura garantendo un accesso al massimo ogni 3 km come previsto dal DIP, si rende necessaria la realizzazione di una finestra di accesso in zona Cotilia di lunghezza pari a 310m circa, da realizzare per mezzo di uno scavo tradizionale a sezione policentrica, con diametro massimo interno $\Phi 5000$. L’imbocco della galleria di servizio è caratterizzato dalla presenza di materiali appartenenti alla formazione dei calcari (scaglia rossa detritica). Per consentire l’approccio al versante, sarà necessario realizzare una trincea protetta da una berlinese di micropali $D=300\text{mm}$ contrastati da una fila di puntoni in acciaio.

La sezione di imbocco, per una lunghezza complessiva di 25m, verrà eseguita in artificiale con un diametro medio interno di 3m circa, dalla sez. 3 alla sez.7 (70m circa) si prevede uno scavo in tradizionale di tipologia “*Hard*” (diametro di scavo di circa 7.0m), dalla sez.7 alla sez.16 (200m circa) si prevede un o scavo in tradizionale di tipologia “*Light*” (diametro di scavo di circa 5.5m).

In corrispondenza dell’intercetto della galleria “Ponzano” verrà eseguito un allargamento della sezione di scavo tipo “*Light*” (diametro di scavo di circa 7.0m)

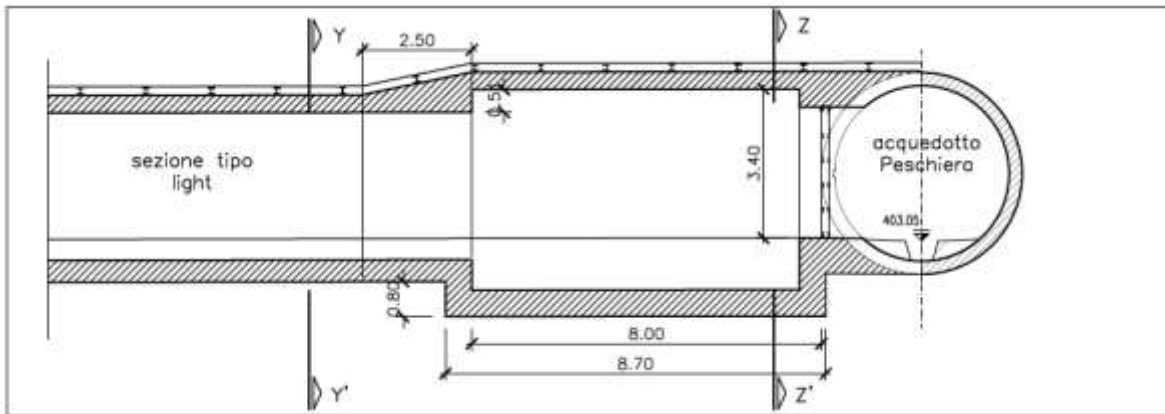


Figura 6.1 - Sezione e dettaglio dell’attacco alla galleria Ponzano

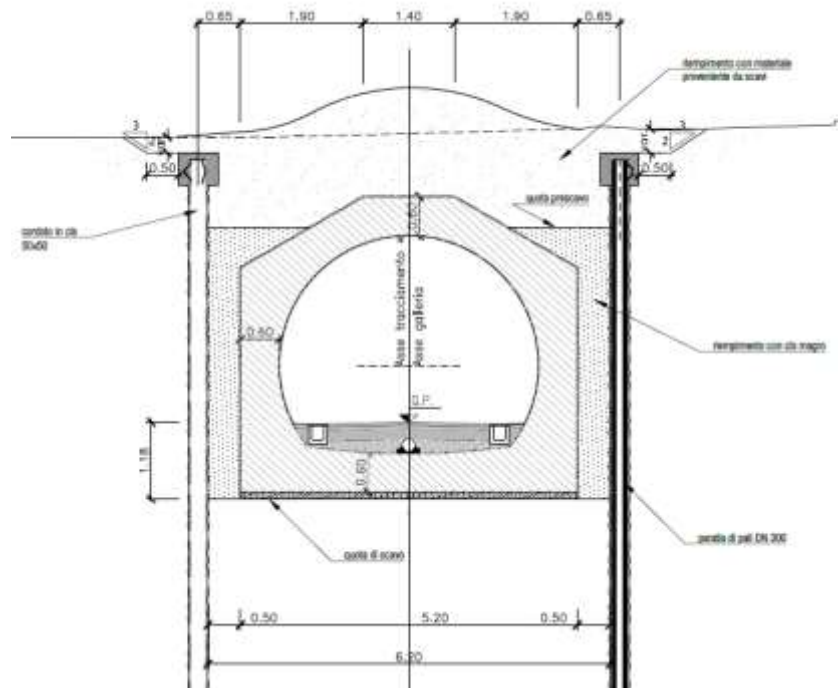


Figura 6.2 – Sezione tratto in artificiale

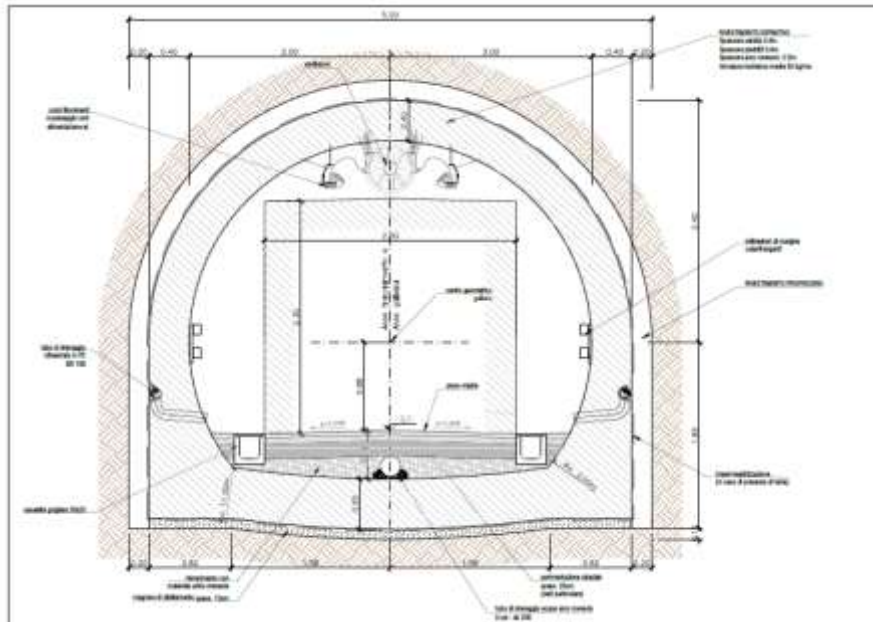


Figura 6.3 – Sezione tratto sezione “Light”

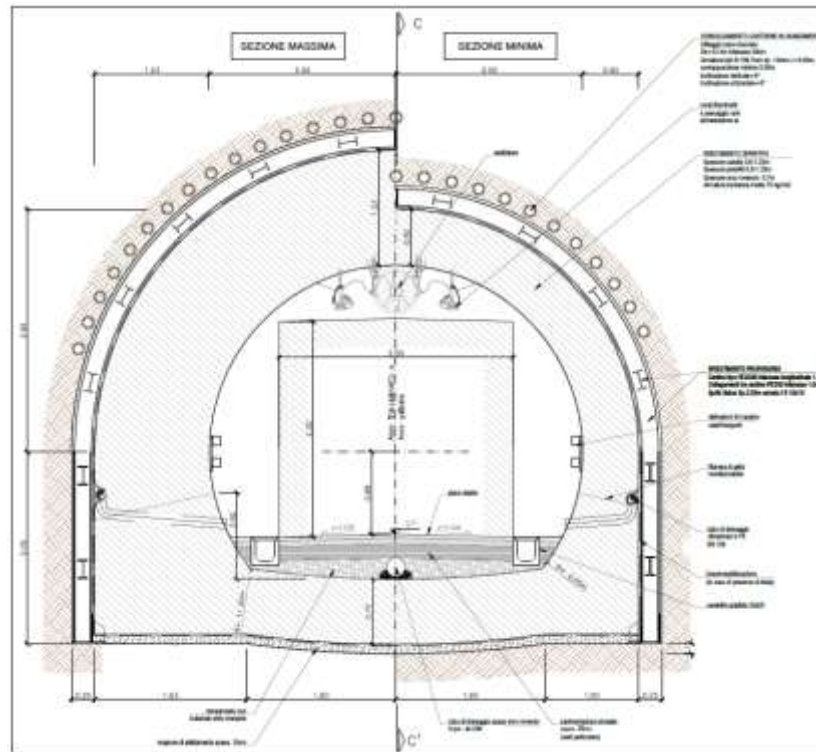


Figura 6.4 – Sezione tratto sezione “Hard”

6.1.1 Descrizione delle sezioni tipo

6.1.1.1 Sezione tipo Light

La sezione tipo Light è una sezione cilindrica che non prevede interventi di precontenimento del fronte e presostegno al contorno. Il rivestimento provvisorio è realizzato con HEA140 ad interasse longitudinale di posa pari a 1.5m connesse da catene longitudinali e spritz beton armato con rete elettrosaldata $\Phi 6$ 15x15 con spessore 20cm. Il rivestimento definitivo è realizzato in calcestruzzo armato con

spessore in calotta e nei piedritti di 0.4m e arco rovescio di 0.5m. L’incidenza media è di 50kg/m³.



Figura 6.5 – Dettaglio relativo alla configurazione di sezione “light”

6.1.1.2 Sezione tipo Medium

La sezione tipo Medium è una sezione cilindrica che non prevede interventi di precontenimento del fronte, ma prevede dei consolidamenti in calotta per mezzo di bulloni tipo Swellex MN24 o equivalenti di lunghezza 3 m, con piastra di ripartizione 0.15m x 0.15m e spessore 0.02m, posti a quinconce ad interasse longitudinale di 3 m e trasversale di 2.5m. Il rivestimento provvisorio è realizzato con HEA160 ad

interasse longitudinale di posa pari a 1.5m connesse da catene longitudinali e spritz beton armato con rete elettrosaldada $\varnothing 8$ 15x15 con spessore 25cm. Il rivestimento definitivo è realizzato in calcestruzzo armato con spessore in calotta e nei piedritti di 0.5m e arco rovescio di 0.6m. L’incidenza media è di 60kg/m^3 .

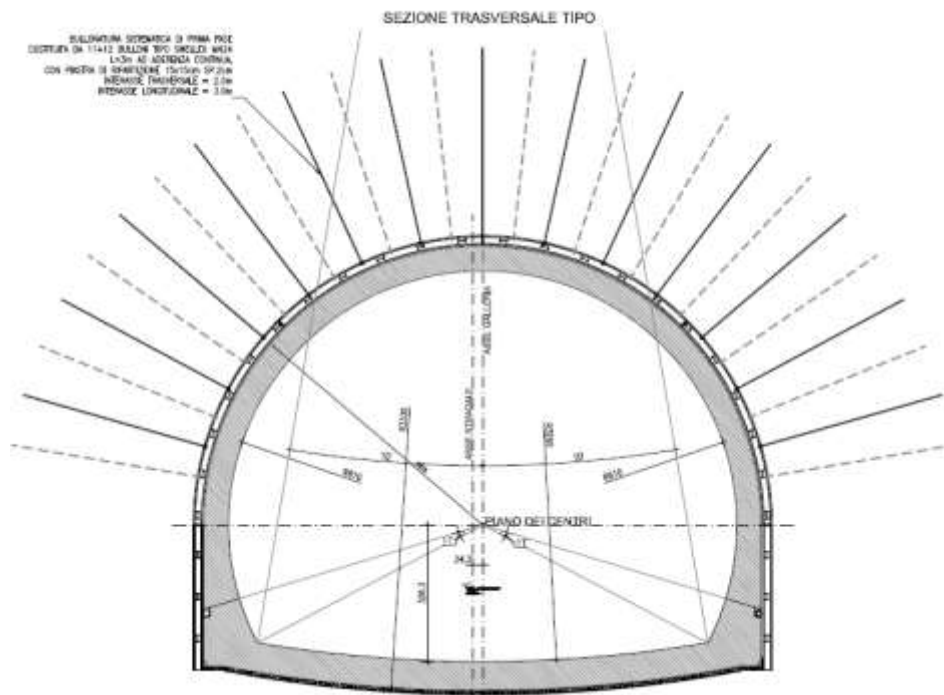


Figura 6.6 – Dettaglio relativo alla configurazione di sezione “Medium”

6.1.1.3 Sezione tipo Hard

La sezione tipo Hard è una sezione tronco-conica che prevede interventi di precontenimento del fronte mediante infilaggi con campi di avanzamento da 12 m, con armatura in acciaio S275 $\Phi 101.6/10$ e diametro esterno 0.14m (inclinazione verticale 6°); non prevede dei consolidamenti in calotta ma prevede l’introduzione di chiodi in VTR40/60 o equivalenti di lunghezza 12m (sovrapposizione minima $L = 6m$) con miscele cementizie e perforazione $\Phi > 127mm$, disposti a quinconce ad interasse 1.5m x 1.5m. Il rivestimento provvisorio è realizzato con HEA200 ad interasse longitudinale di posa pari a 1.5m connesse da catene longitudinali e spritz beton armato con rete elettrosaldato $\Phi 8 10 \times 10$ con spessore 25cm. Il rivestimento definitivo è realizzato in calcestruzzo armato con spessore in calotta e nei piedritti di 0.6m e arco rovescio di 0.7m. L’incidenza media è di $70kg/m^3$. Qualora fosse necessario saranno inseriti dei tubi di drenaggio al fronte per allontanare eventuali venute d’acqua dal fronte scavo.

6.2 Fase di diagnosi - Previsione sul comportamento degli ammassi nella fase di scavo

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

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

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

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

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

delle condizioni di stabilità, a breve e lungo termine, e degli interventi più idonei per garantirle. Il comportamento del fronte è principalmente condizionato da:

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

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

Gallerie a fronte stabile (CASO A)

Se il fronte di scavo è stabile, ciò significa che lo stato tensionale al contorno della cavità in prossimità del fronte si mantiene in campo prevalentemente elastico e i fenomeni deformativi osservabili sono di piccola entità e tendono ad esaurirsi rapidamente. In questo caso anche il comportamento del cavo sarà stabile (rimanendo prevalentemente in campo elastico) e quindi non si rendono necessari interventi preventivi di consolidamento. Saranno sufficienti, nel breve termine, interventi di confinamento delle pareti di scavo, e nel lungo termine, la realizzazione del rivestimento definitivo.

Gallerie a fronte stabile a breve termine (CASO B)

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

Gallerie a fronte instabile (CASO C)

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

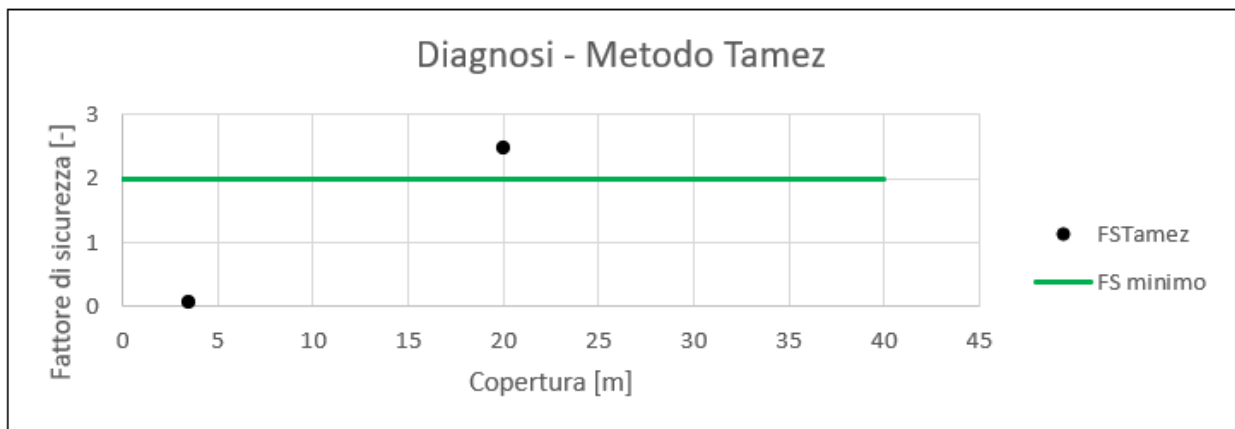
Nel seguito saranno presentate le analisi di diagnosi per la finestra di Cotilia con i metodi illustrati nei capitoli precedenti.

6.2.1 Stabilità del fronte di scavo

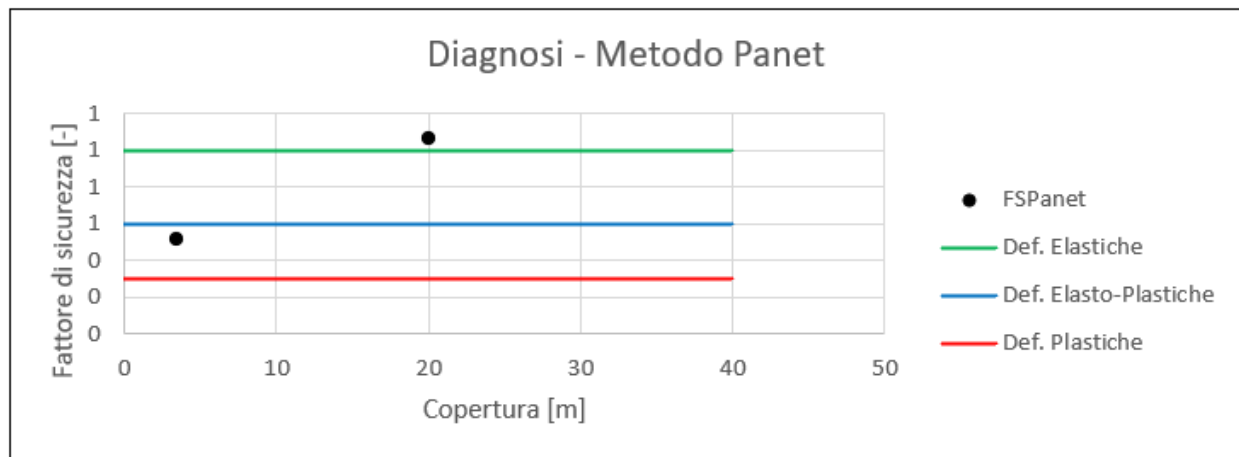
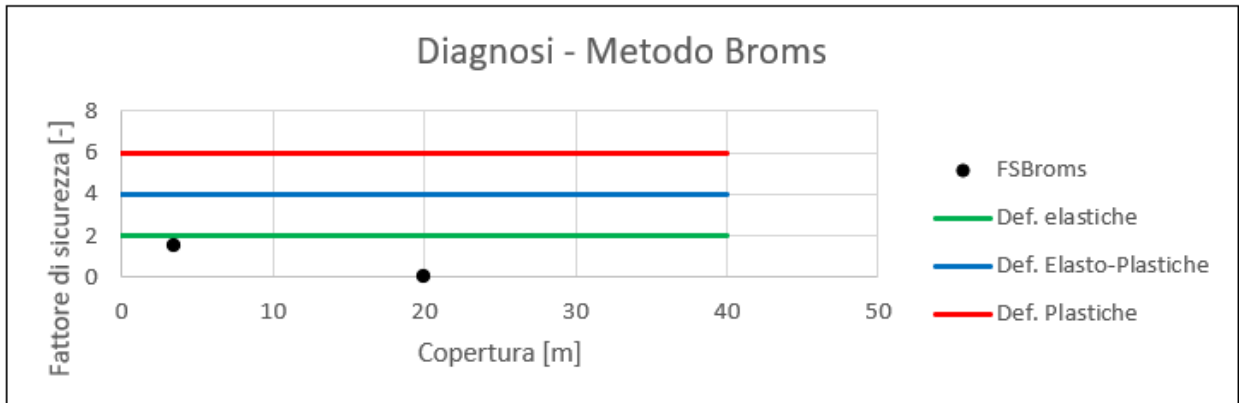
Sono state condotte analisi di stabilità del fronte di scavo con una copertura minima di 3.5m per la sezione tipo *Hard* e di 20 m per la sezione tipo *Light* considerando la stratigrafia riportata nel capitolo dell’inquadramento geotecnico.

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

ANALISI DI STABILITA' DEL FRONTE - FASE DI DIAGNOSI - Tamez & Cornejo								
Analisi	Formazione	Copertura [m]	D_{eq} [m]	γ_{medio} [kN/m ³]	c' [kPa]	φ [°]	SF	Comportamento
Sez.Light	SAD	20	4.84	25.9	224	54	2.46	A
Sez.Hard	SAD/DET	3.5	4.84	21.5	I	30	0.07	C



ANALISI DI STABILITA' DEL FRONTE - FASE DI DIAGNOSI - Broms e Panet									
Analisi	Formazione	Copertura [m]	γ [kN/m ³]	GSI [-]	σ_c [MPa]	m	Stability Ratio	λ_e	Comportamento
Sez.Light	SAD	20	25.90	48	75.2	6	0.01	1.06	A
Sez.Hard	SAD/DET	3.5	21.5	48	75.2	6	1.51	0.51	B



Come si nota dai grafici riportati, il metodo di Tamez mostra un comportamento del fronte di tipo instabile per le basse coperture mentre quelli Panet e Broms segnalano la presenza di un campo al più elasto-plastico per basse coperture.

6.2.2 Verifiche con il metodo delle linee caratteristiche

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

Nel seguito si presentano le analisi condotte considerando le caratteristiche della Formazione SAD presente lungo l’intera tratta della galleria. In particolare, è stata eseguita un’analisi parametrica facendo variare il valore di K_0 (0.5-1.5) e della dilatanza (0° - 5°):

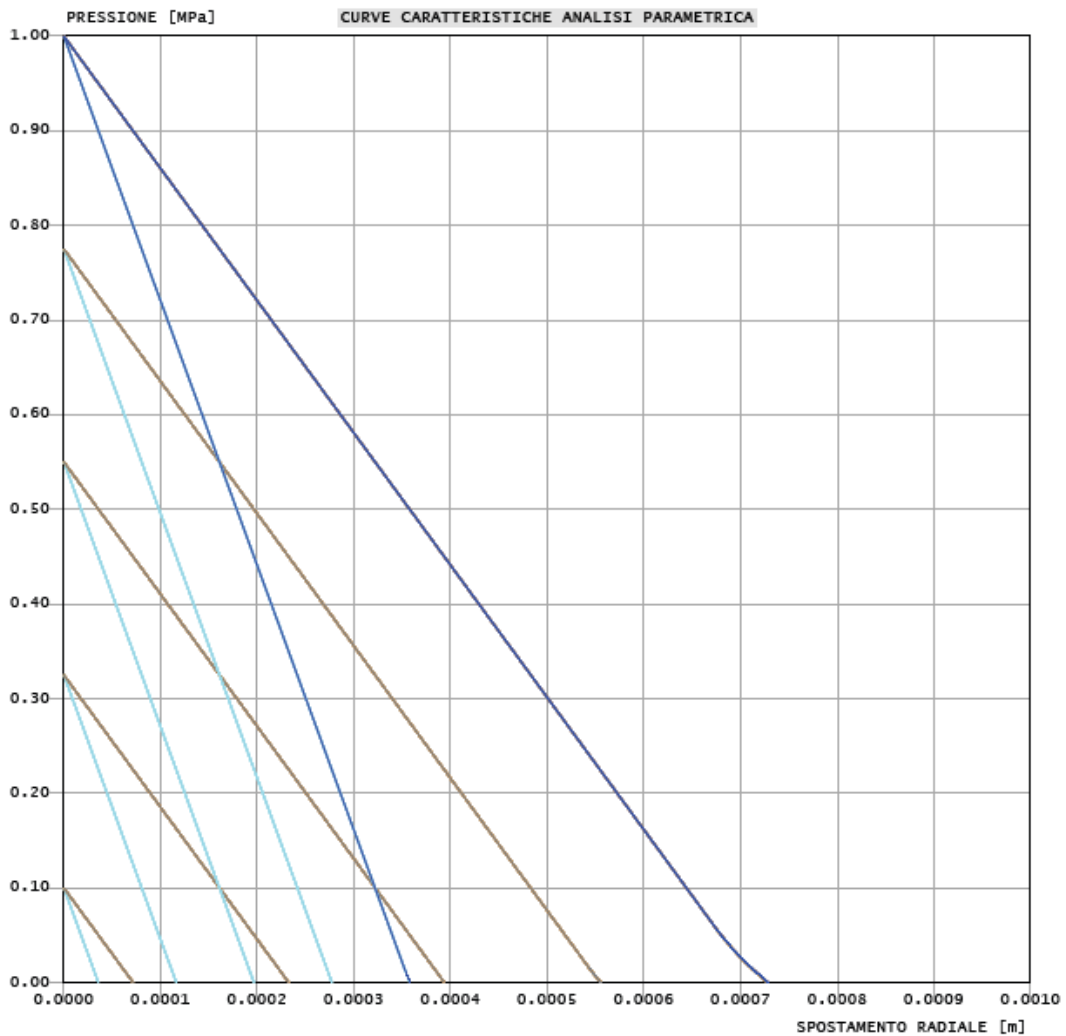
- La sezione di transizione sezione tipo “*Hard*” e tipo “*Light*” (Copertura 20m)
- Sezione in corrispondenza dell’attacco con la galleria *Ponzano* (Copertura 100m)

RISULTATI ANALISI LC - FASE DI DIAGNOSI																		
Sezione	C [m]	Formazione Geologica	R_{in} [m]	H/D	U_{nat} [cm]	R_{pl} [m]	R_{pl}/R_m	U_{Frosse} [cm]	U_{Frosse}/R_m	$R_{plFrosse}$ [m]	$R_{plFrosse}/R_m$	S_0 [MPa]	φ [°]	ϵ [MPa]	σ_c [MPa]	P_c [MPa]	σ_c / P_c	Comportamento
pk 0 +0100	20	SAD	2.55	3.9	0.1	2.97	1.16	0.04	0.01%	2.6	1.02	1.00	54.0	0.22	1.38	0.01	113.4	A
pk 0 +300	100	SAD	2.55	19.6	0.3	3.03	1.19	0.15	0.06%	2.75	1.08	3.50	43.0	0.46	2.10	0.54	3.9	A

Finestra Cotilia
 Cop_20m
 analisi base

criterio di resistenza: MOHR COULOMB
 COMBINAZIONI RAPPRESENTATE: 1-25 su 25
 Pressione Prerivestimento [MPa]: 0.00 - 0.00
 Pressione Rivestimento [MPa]: 0.00 - 0.00

- GALLERIA B.T.
- GALLERIA L.T.
- FRONTE SFERICO
- PRERIVESTIMENTO
- RIVESTIMENTO
- ANALISI BASE
- BACKANALYSIS

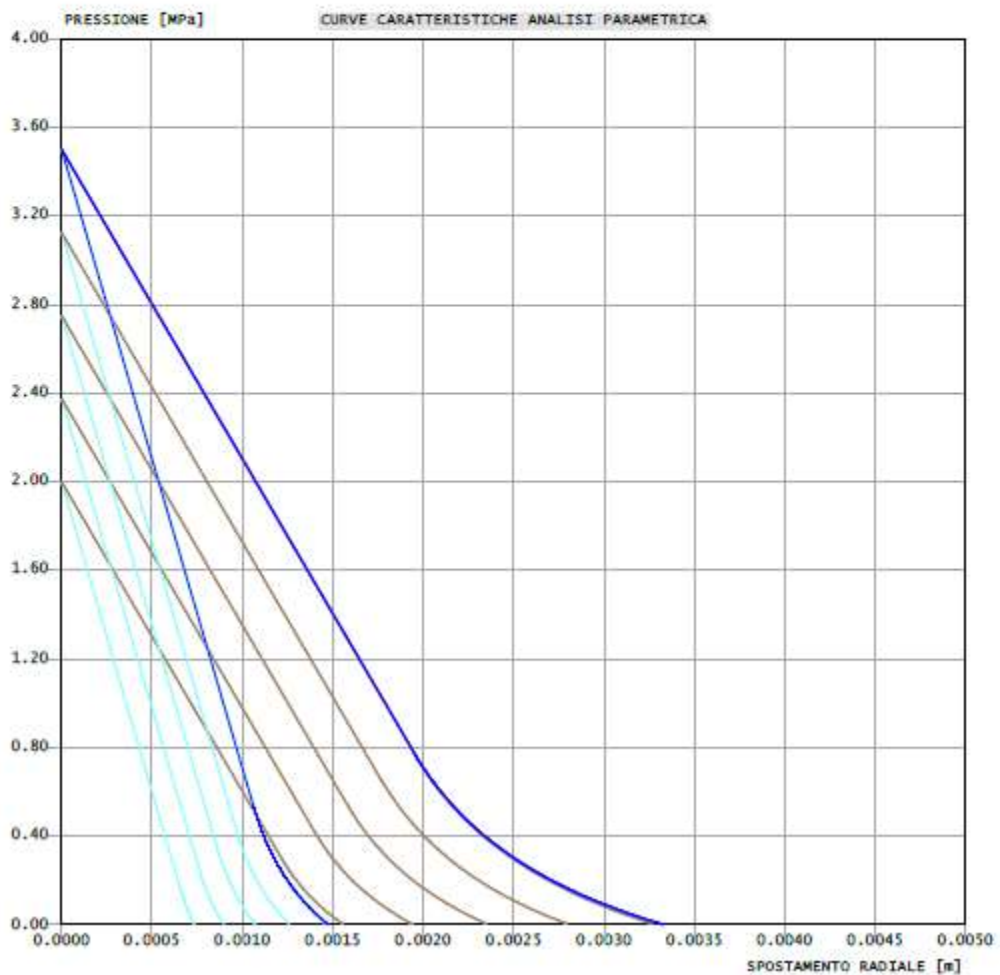


**Figura 6.8 – Metodo delle curve caratteristiche - analisi parametrica – copertura
20m.**

Finestra Cotilia
Cop_100m
analisi base

criterio di resistenza: MOHR COULOMB
COMBINAZIONI RAPPRESENTATE: 1+5 su 5
Pressione Prerivestimento [MPa]: 0.00 - 0.00
Pressione Rivestimento [MPa]: 0.00 - 0.00

— GALLERIA B.T.
— GALLERIA L.T.
— FRONTE SFERICO
— PRERIVESTIMENTO
— RIVESTIMENTO
— ANALISI BASE
— BACKANALYSIS



**Figura 6.9 – Metodo delle curve caratteristiche - analisi parametrica – copertura
100m.**

6.2.3 Considerazioni Conclusive

Ai fini dello studio del comportamento dell’ammasso in fase di diagnosi si sono svolte analisi per un’altezza di copertura pari a 3.5/20/100m nella formazione di SAD. Alla luce delle analisi di stabilità si denota:

- Per basse coperture 5m secondo la formulazione di Tamez & Cornejo si ha un comportamento del fronte di scavo di tipo instabile mentre le analisi condotte secondo la formulazione di Broms & Bennermark e di Panet evidenziano deformazioni del cavo al più elastico-plastiche.
- Per coperture maggiori di 20m il comportamento risulta invece essere stabile sia con gli approcci analitici per la valutazione della stabilità (Tamez & Cornejo, Broms & Bennermark e Panet) che con il metodo convergenza confinamento

Da quanto discusso si ritiene opportuno operare un adeguato confinamento delle pareti dello scavo e contrastare i fenomeni deformativi del cavo mediante l’utilizzo di sistemi di prerivestimento di adeguata rigidità per le sezioni che vanno dalla 3 (pk0+025m) alla 7(pk 0+100m) mediante una sezione tipo “Hard”; per la restante tratta il cavo risulta essere stabile si è scelto dunque di contrastare i processi deformativi con una sezione tipo “Light” fino al collegamento con la galleria *Ponzano*.

6.3 Fase di terapia - Descrizione delle sezioni tipo

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

6.3.1 Tipologie di intervento in fase costruttiva

Nei capitoli precedenti sono stati definiti tre tipi di comportamento d'ammasso allo scavo che prevedono l'impiego di opportuni interventi scelti in base alle caratteristiche geotecniche/geomeccaniche dei terreni interessati dagli scavi, determinando così la scelta delle sezioni tipo più adatte.

CASO A) fronte stabile – Sezione Light:

I fenomeni deformativi avvengono in campo elastico; il materiale ha comportamento di tipo lapideo per cui si possono ipotizzare locali fenomeni di instabilità al contorno riconducibili per lo più al distacco gravitativo di blocchi o volumi rocciosi, individuati dall'intreccio di superfici di discontinuità preesistenti nell' ammasso oppure create dai fenomeni di distensione prodotti dalle modalità di scavo. Il probabile comportamento allo scavo tipo A, "a fronte stabile", consente di prevedere, quali interventi di prima fase, interventi di solo contenimento del cavo, quale la realizzazione di uno strato di spritz-beton a seguito della messa in opera di bulloni radiali o centine, in funzione del grado di discontinuità dell'ammasso. I carichi gravanti sulla struttura in questi contesti geomeccanici sono prevalentemente di tipo gravitativo, funzione della frequenza dei giunti e delle fratture ed in particolare modo della resistenza al taglio delle superfici di discontinuità. Il rilascio di tali solidi di carico, in categorie di comportamento tipo

A, non avviene generalmente all’apertura del cavo, bensì in un secondo tempo quale conseguenza del richiamo di umidità al contorno dello scavo, della circolazione d’acqua nelle fratture, dall’alterazione della roccia a contatto con gli agenti atmosferici, nonché dalle sollecitazioni dinamiche conseguenti alle vibrazioni prodotte durante le operazioni di scavo con esplosivo.

Per contesti di questo genere è stato scelto di utilizzare una sezione denominata tipo *Light*. Tale soluzione prevede interventi di precontenimento del fronte e presostegno al contorno, il rivestimento provvisorio è realizzato con HEA140 ad interasse longitudinale di posa pari a 1.5m connesse da catene longitudinali e spritz beton armato con rete elettrosaldata $\Phi 6$ 15x15 con spessore 20cm. Il rivestimento definitivo è realizzato in calcestruzzo armato con spessore in calotta e nei piedritti di 0.4m e arco rovescio di 0.5m. L’incidenza media è di 50kg/m³.



Figura 6.10 – Dettaglio relativo alla configurazione di sezione “light”

CASO B) fronte stabile a breve termine – Sezione Medium:

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

Tali deformazioni, se non regimate mediante opportuni e tempestivi interventi di preconsolidamento e/o di consolidamento, possono innescare decompressioni progressivamente crescenti all'interno dell'ammasso roccioso, sviluppando di conseguenza carichi maggiori sia nel breve termine che nel lungo termine.

La sezione tipo *Medium* è una sezione cilindrica che non prevede interventi di precontenimento del fronte, ma prevede dei consolidamenti in calotta per mezzo di

bulloni tipo Swellex MN24 o equivalenti di lunghezza 3 m, con piastra di ripartizione 0.15m x 0.15m e spessore 0.02m, posti a quinconce ad interasse longitudinale di 3 m e trasversale di 2.5m. Il rivestimento provvisorio è realizzato con HEA160 ad interasse longitudinale di posa pari a 1.5m connesse da catene longitudinali e spritz beton armato con rete elettrosaldata $\varnothing 8$ 15x15 con spessore 25cm. Il rivestimento definitivo è realizzato in calcestruzzo armato con spessore in calotta e nei piedritti di 0.5m e arco rovescio di 0.6m. L’incidenza media è di 60kg/m^3 .

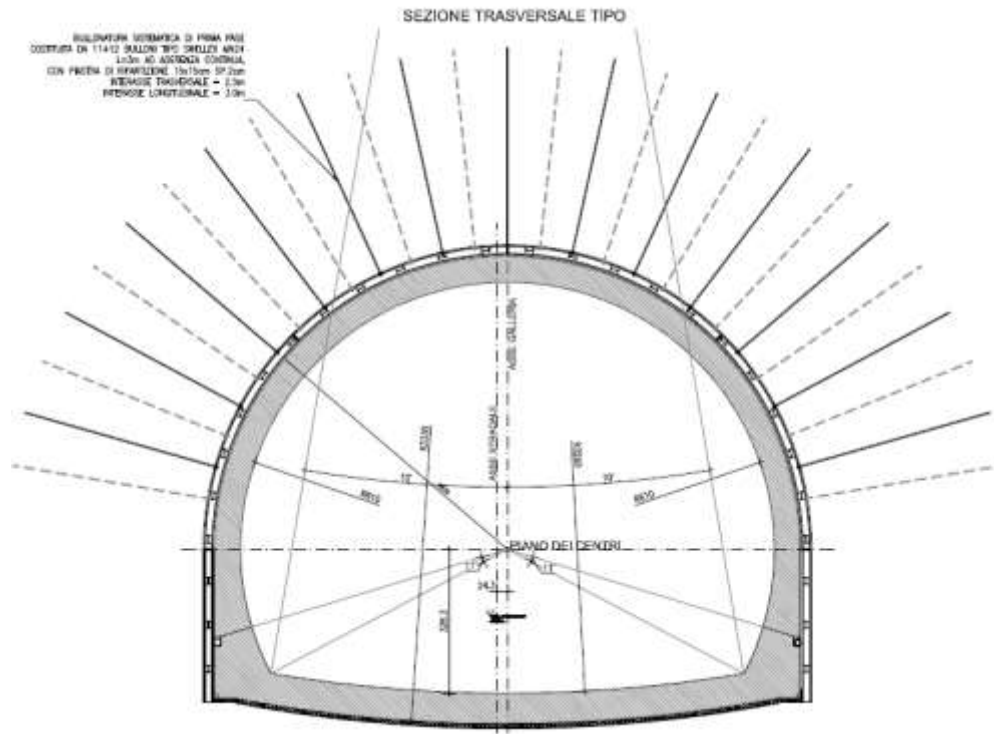


Figura 6.11 – Dettaglio relativo alla configurazione di sezione “Medium”

CASO C) fronte instabile – Sezione Hard:

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

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

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

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

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

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

La sezione tipo *Hard* è una sezione tronco-conica che prevede interventi di precontenimento del fronte mediante infilaggi con campi di avanzamento da 12 m, con armatura in acciaio S275 $\Phi 101.6/10$ e diametro esterno 0.14m (inclinazione verticale 6°); non prevede dei consolidamenti in calotta ma prevede l’introduzione di chiodi in VTR40/60 o equivalenti di lunghezza 12m (sovrapposizione minima $L = 6m$) con miscele cementizie e perforazione $\Phi > 127mm$, disposti a quinconce ad interasse $1.5m \times 1.5m$. Il rivestimento provvisorio è realizzato con HEA200 ad interasse longitudinale di posa pari a 1.5m connesse da catene longitudinali e spritz beton armato con rete elettrosaldato $\Phi 8 10 \times 10$ con spessore 25cm. Il rivestimento definitivo è realizzato in calcestruzzo armato con spessore in calotta e nei piedritti di 0.6m e arco rovescio di 0.7m. L’incidenza media è di $70kg/m^3$. Qualora fosse necessario saranno inseriti dei tubi di drenaggio al fronte per allontanare eventuali venute d’acqua dal fronte scavo.

RIVESTIMENTO DI PRIMA FASE				
Centine [-]	Passo [m]	Sfondi [m]	Spritz-Beton [cm]	$f_{cmSB,28gg}$ [Mpa]
HEA140	1.5	1.5	20	25

RIVESTIMENTO DEFINITIVO		
Classe CLS [-]	$S_{Arco\ Rovescio}$ [cm]	$S_{Calotta}$ [cm]
C25/30	50	40

Sez. Hard

RIVESTIMENTO DI PRIMA FASE				
Centine [-]	Passo [m]	Sfondi [m]	Spritz-Beton [cm]	$f_{cm18,20gg}$ [Mpa]
HEA200	1.5	1.5	25	25

CONSOLIDAMENTI AL FRONTE			
Tipo [-]	l [m]	L [m]	$L_{Sovrapposizione}$ [m]
VTR 40/60	1.5x1.5	18	12

CONSOLIDAMENTI CALOTTA			
Tipo [-]	l [cm]	L [m]	$L_{Sovrapposizione}$ [m]
Tubolari Acciaio	30	9.5	3.5

RIVESTIMENTO DEFINITIVO		
Classe CLS [-]	$S_{Arco\ Rivestito}$ [cm]	$S_{Calotta}$ [cm]
C25/30	70	60/120

6.4 Individuazione delle sezioni di calcolo e verifica delle sezioni tipo di scavo

6.4.1 Premessa

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

Questo è stato raggiunto tramite tre approcci differenti:

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

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

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

L’analisi agli elementi finiti, che verrà presentata nel capitolo successivo, ha permesso invece di indagare più dettagliatamente per le condizioni più rappresentative il regime tensionale e deformativo nelle strutture e nell’ammasso circostante, nelle principali

fasi esecutive fino alla completa realizzazione dell’opera, consentendo quindi di valutare l’evoluzione del comportamento dell’opera nel breve, medio e lungo termine.

6.4.2 Verifica di stabilità del fronte con metodi analitici

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

METODO DI TAMEZ E CORNEJO

SEZ: Cep. Minima F.Cotilla

TIPO DI GALLERIA

Galleria Superficiale 3D<Z

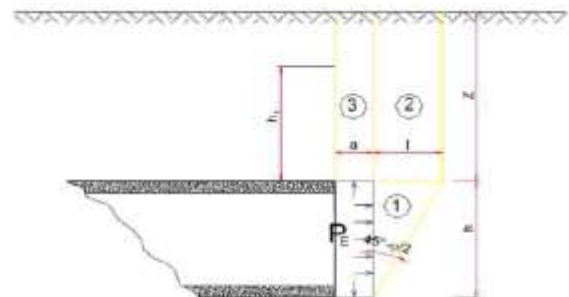
DATI GEOMETRICI

Z [m]	3.5	Copertura sulla colata
W [m]	3.5	Profondità sup. Piezometrica
h [m]	4	Altezza galleria
b [m]	4.6	Larghezza galleria
a [m]	1.5	Distanza fronte scavo rivestimento
S [m ²]	18.4	Area galleria al fronte
D _{eq} [m]	4.84	Diametro equivalente
S _{eq} [m ²]	11.4	Fascio di galleria non sovrapposta



DATI GEOTECNICI CARATTERISTICI

γ_1 [kN/m ³]	20	Peso medio dell'unità di volume del terreno sopra la colata (su h)
γ_1' [kN/m ³]	25.9	Peso medio dell'unità di volume del terreno da scivolare (su h)
γ_2 [kN/m ³]	20	Peso medio dell'unità di volume del terreno sopra falda
γ_3 [kN/m ³]	20	Peso medio dell'unità di volume del terreno sotto falda
γ_w [kN/m ³]	10	Peso dell'unità di volume d'acqua
C_1 [kPa]	1	Valore medio della coesione al fronte (su h)
C_2 [kPa]	1	Valore medio della coesione della colata ad h
C_m [kPa]	1	Valore medio della coesione della colata a piano campagna
ϕ_m [°]	30	Valore medio dell'angolo d'attrito dei materiali presenti dall'orizz. rovescio a piano campagna
ω [°]	30	Valore medio dell'angolo d'attrito dei materiali presenti dall'orizz. rovescio fino a h



DATI GEOTECNICI DI PROGETTO

ω_1 [-]	1	Coefficiente parziale di riduzione del materiale
$\phi_{m,pr}$ [°]	30	Valore medio dell'angolo d'attrito dei materiali presenti dall'orizz. rovescio a piano campagna di progetto
ϕ_w [°]	30	Valore medio dell'angolo d'attrito dei materiali presenti dall'orizz. rovescio fino a h di progetto
$C_{1,pr}$ [kPa]	1	Valore medio della coesione al fronte (su h) di progetto
$C_{2,pr}$ [kPa]	1	Valore medio della coesione della colata ad h di progetto
λ_0 [-]	0.50	Coefficiente di spinta a riposo (0.75 per galleria profonda)
λ_1 [-]	0.33	Coefficiente di spinta attiva (compresi tra 0.5 e 1)
λ_2 [-]	3.00	Coefficiente di spinta passiva (secondo Rankine)
P_w [kPa]	0	Pressione idrostatica in colata

DATI PER IL CALCOLO DEL VOLUME DI TERRENO POTENZIALMENTE INSTABILE

σ_v [kPa]	3.46	Pressione compressione remanente
τ	0.066	
l [m]	2.31	
B [m]	9.22	
h_0 [m]	3.59	
τ_{m1} [kPa]	2.47	Tensione media tangenziale per il caso 2
τ_{m2} [kPa]	1	Tensione media tangenziale per il caso 3

VERIFICA SENZA INTERVENTI DI CONTENIMENTO

FVF [-]	0.07	Fattore di sicurezza al frangere per effetto del risonamento di collasso che coinvolge il caso 1,2,3
FVF_1 [-]	0.09	Fattore di sicurezza al frangere per effetto del risonamento di collasso che coinvolge il caso 3
FVF_{lim} [-]	0.07	Tenore di sicurezza al frangere minimo

Verifica Non Soddisfatta

P_{equiv} [kPa]	67.52	Pressione equivalente che serve per raggiungere un fattore di sicurezza pari a 2 per effetto del risonamento di collasso che coinvolge il caso 1,2,3
P_{equiv1} [kPa]	66.91	Pressione equivalente che serve per raggiungere un fattore di sicurezza pari a 2 per effetto del risonamento di collasso che coinvolge il caso 3
P_{ultimo} [kPa]	67.52	Pressione equivalente da raggiungere per avere il frangere stabile

A_{max} [m] 0.03 Maxima lunghezza non sostenibile

$V_{stabile}$ [-] Massimo distanza non sostenuta non sufficiente

PARAMETRI DEL CONDIZIONAMENTO

Tipi acciaio: **100%** Nel Dato VTR4+ET

CHIODATURE AL FRONTE ED AL CAVO IN VTR DI ACCIAIO

Metodi:

Parametro	Profilo	Corona	Descrizione
Tipi	100	100/100	Nel Dato Acciaio e VTR
N_{ch}	5	5	Numero di barre
A_{ch} [cm ²]	1.47	1.47	Area delle perforazioni
A_{ch1} [cm ²]	1.47	1.47	Area delle barre
A_{ch2} [cm ²]	0.000	0.000	Area inalterata delle barre
A_{ch3} [cm ²]	0.000	0.000	Area ridotta delle barre
l_{ch} [m]	19.00	0	Lunghezza utile
l_{ch1} [m]	19.00	0	Lunghezza utile
l_{ch2} [m]	0	0	Lunghezza utile
l_{ch3} [m]	0	0	Lunghezza utile
R_{ch} [MPa]	500	500	Tensione caratteristica a rottura delle barre
R_{ch1} [MPa]	500	500	Tensione caratteristica a rottura delle barre
R_{ch2} [MPa]	0	0	Tensione caratteristica a rottura delle barre
R_{ch3} [MPa]	0	0	Tensione caratteristica a rottura delle barre
σ_{ch} [MPa]	496	0	Tensione tangenziale limite per il caso 1
σ_{ch1} [MPa]	496	0	Tensione tangenziale limite per il caso 1
σ_{ch2} [MPa]	0	0	Tensione tangenziale limite per il caso 1
σ_{ch3} [MPa]	0	0	Tensione tangenziale limite per il caso 1

P_{ch} [kPa]	415.2	0.0	Pressione equivalente dovuta alle tensioni a rottura delle barre
P_{ch1} [kPa]	415.2	0.0	Pressione equivalente dovuta alle tensioni a rottura delle barre
P_{ch2} [kPa]	0.0	0.0	Pressione equivalente dovuta alle tensioni a rottura delle barre
P_{ch3} [kPa]	0.0	0.0	Pressione equivalente dovuta alle tensioni a rottura delle barre
P_{ch4} [kPa]	192.0	0.0	Pressione equivalente di calcolo
P_{ch5} [kPa]	192.0	0.0	Pressione equivalente di calcolo complessiva (Fronte+Cavo)

Tipi Metodo: **0** Nel Dato Metodi 1 e 2

IPM/ELLITTICA: **0** Nel Dato Metodi S1 e N1

P_{ultimo} [kPa] 67.52 Pressione equivalente del sistema VTR4

VERIFICA CON INTERVENTI DI CONTENIMENTO

P_{ultimo} [kPa]	67.52	Pressione equivalente che serve per raggiungere un fattore di sicurezza pari a 2 per effetto del risonamento di collasso che coinvolge il caso 1,2,3
P_{ult1} [kPa]	66.91	Pressione equivalente che serve per raggiungere un fattore di sicurezza pari a 2 per effetto del risonamento di collasso che coinvolge il caso 3
P_{ult2} [kPa]	192.00	Pressione equivalente dell'intervento per il risonamento di collasso che coinvolge il caso 1,2,3
P_{ult3} [kPa]	192.00	Pressione equivalente dell'intervento per il risonamento di collasso che coinvolge il caso 3

Entrambe le Verifiche Soddisfatta

Metodi 2 (Solo Fronte)

Parametro	Profilo	Corona	Descrizione
Tipi	100	100	Nel Dato Acciaio e VTR
N_{ch}	5	5	Numero di barre
A_{ch} [cm ²]	1.47	1.47	Area delle perforazioni
A_{ch1} [cm ²]	1.47	1.47	Area delle barre
A_{ch2} [cm ²]	0.000	0.000	Area inalterata delle barre
A_{ch3} [cm ²]	0.000	0.000	Area ridotta delle barre
l_{ch} [m]	19.00	0	Lunghezza utile
l_{ch1} [m]	19.00	0	Lunghezza utile
l_{ch2} [m]	0	0	Lunghezza utile
l_{ch3} [m]	0	0	Lunghezza utile
R_{ch} [MPa]	500	500	Tensione caratteristica a rottura delle barre
R_{ch1} [MPa]	500	500	Tensione caratteristica a rottura delle barre
R_{ch2} [MPa]	0	0	Tensione caratteristica a rottura delle barre
R_{ch3} [MPa]	0	0	Tensione caratteristica a rottura delle barre
σ_{ch} [MPa]	496	0	Tensione tangenziale limite per il caso 1
σ_{ch1} [MPa]	496	0	Tensione tangenziale limite per il caso 1
σ_{ch2} [MPa]	0	0	Tensione tangenziale limite per il caso 1
σ_{ch3} [MPa]	0	0	Tensione tangenziale limite per il caso 1

P_{ch} [kPa]	415.2	0.0	Pressione equivalente dovuta alle tensioni a rottura delle barre
P_{ch1} [kPa]	415.2	0.0	Pressione equivalente dovuta alle tensioni a rottura delle barre
P_{ch2} [kPa]	0.0	0.0	Pressione equivalente dovuta alle tensioni a rottura delle barre
P_{ch3} [kPa]	0.0	0.0	Pressione equivalente dovuta alle tensioni a rottura delle barre
P_{ch4} [kPa]	192.0	0.0	Pressione equivalente di calcolo
P_{ch5} [kPa]	192.0	0.0	Pressione equivalente di calcolo complessiva (Fronte+Cavo)

Metodi 3 (Solo Cavo)

Parametro	Profilo	Corona	Descrizione
Tipi	100	100	Nel Dato Acciaio e VTR
N_{ch}	5	5	Numero di barre
A_{ch} [cm ²]	1.47	1.47	Area delle perforazioni
A_{ch1} [cm ²]	1.47	1.47	Area delle barre
A_{ch2} [cm ²]	0.000	0.000	Area inalterata delle barre
A_{ch3} [cm ²]	0.000	0.000	Area ridotta delle barre
l_{ch} [m]	19.00	0	Lunghezza utile
l_{ch1} [m]	19.00	0	Lunghezza utile
l_{ch2} [m]	0	0	Lunghezza utile
l_{ch3} [m]	0	0	Lunghezza utile
R_{ch} [MPa]	500	500	Tensione caratteristica a rottura delle barre
R_{ch1} [MPa]	500	500	Tensione caratteristica a rottura delle barre
R_{ch2} [MPa]	0	0	Tensione caratteristica a rottura delle barre
R_{ch3} [MPa]	0	0	Tensione caratteristica a rottura delle barre
σ_{ch} [MPa]	496	0	Tensione tangenziale limite per il caso 1
σ_{ch1} [MPa]	496	0	Tensione tangenziale limite per il caso 1
σ_{ch2} [MPa]	0	0	Tensione tangenziale limite per il caso 1
σ_{ch3} [MPa]	0	0	Tensione tangenziale limite per il caso 1

P_{ch} [kPa]	415.2	0.0	Pressione equivalente dovuta alle tensioni a rottura delle barre
P_{ch1} [kPa]	415.2	0.0	Pressione equivalente dovuta alle tensioni a rottura delle barre
P_{ch2} [kPa]	0.0	0.0	Pressione equivalente dovuta alle tensioni a rottura delle barre
P_{ch3} [kPa]	0.0	0.0	Pressione equivalente dovuta alle tensioni a rottura delle barre
P_{ch4} [kPa]	192.0	0.0	Pressione equivalente di calcolo
P_{ch5} [kPa]	192.0	0.0	Pressione equivalente di calcolo complessiva (Fronte+Cavo)

σ_v [kPa]	197.5	Incremento A essere equivalente del trattamento
τ_{m1} [kPa]	170.62	Tensione media tangenziale per il caso 1 con trattamento marginale
τ_{m2} [kPa]	197.5	Tensione media tangenziale per il caso 1 con trattamento marginale
P_{ultimo} [kPa]	67.52	Pressione equivalente del sistema marginale per il risonamento di collasso che coinvolge il caso 1,2,3
P_{ult1} [kPa]	66.91	Pressione equivalente del sistema marginale per il risonamento di collasso che coinvolge il caso 3

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

6.4.3 Verifica con il metodo delle curve caratteristiche

Nel seguito sono presentati i risultati ottenuti con il metodo delle linee caratteristiche considerando come rivestimento di prima e finale fase quelli descritti nel paragrafo precedente.

È necessario specificare che l’utilizzo del metodo “transfer-matrix” riporta valori di convergenze e spostamenti al fronte e in galleria generalmente più bassi rispetto ai risultati calcolati con le classiche soluzioni in forma chiusa di letteratura e anche rispetto ai valori evidenziati da scavi in materiali simili. In ogni caso, comunque, questa differenza è percentualmente contenuta e non influenza la classificazione del comportamento dell’ammasso. Le verifiche in fase di terapia pertanto sono state condotte tutte con il metodo “transfer-matrix” per coerenza numerica, nel tentativo di evidenziare l’effetto degli interventi, rimandando per una valutazione più realistica degli effetti deformativi di fronte e scavo alle analisi numeriche.

RISULTATI ANALISI LC - FASE DI TERAPIA							Prerivestimenti				Rivestimento definitivo		
Sezione	C [m]	Formazione Geologica	R_m [m]	U_{fronte} [cm]	$R_{plfronte}$ [m]	$R_{plfronte}/R_m$	$U_{messa\ opera}$ [cm]	σ_{SPRITZ} [MPa]	σ_{CENT} [MPa]	$CONV_{rad,preriv}$ [cm]	U_{eq} [cm]	R_{plaq} [m]	σ_{CLS} [MPa]
Light	20	SAD	2.55	0.02	2.55	1	0.04	0.5	4.5	0.005	0.05	2.55	0.2
Light	100	SAD	2.55	0.1	3.22	1.26	0.2	1.9	17.6	0.02	0.3	3.02	0.95

Dove:

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

- R_{eq} =raggio plastico all’equilibrio (rivestimenti definitivi)
- $\sigma_{spritiz}$ =tensione nello spritz beton
- σ_{cent} =tensione nelle centine metalliche
- σ_{cls} =tensione nei rivestimenti definitivi

6.4.4 Considerazioni conclusive

Le analisi di terapia condotte mostrano buoni fattori di sicurezza con la messa in opera degli interventi di progetto nel contesto geomeccanico di riferimento.

Si sottolinea che, viste le coperture prese in considerazione, andrà sempre previsto un adeguato sistema di controllo e monitoraggio dei prerivestimenti al fine di valutare i tassi di lavoro effettivi ed il mantenimento degli adeguati margini di sicurezza richiesti delle caratteristiche di resistenza dei materiali impiegati.

6.5 Verifiche con metodi numerici agli elementi finiti

6.5.1 Definizione delle sezioni di calcolo e verifica

Nei seguenti paragrafi verranno descritti i modelli di calcolo impiegati per il dimensionamento dei rivestimenti di prima fase e definitivo. In particolare, si svolgerà una sola analisi numerica che simulerà lo scavo.

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

Analisi	Sezione	Formazione	Cop [m]
1	Hard	SAD+DET	3.5
2	Light	SAD	20
3	Light	SAD	100

6.5.2 Condizioni idrogeologiche

La relazione geologica indica che nella zona in esame l’opera non interferisce con la falda sotterranea.

6.5.3 Modellazione dell’ammasso, dei terreni e degli elementi strutturali

Parametri geotecnici dell’ammasso e del terreno

Il modello adottato per l’ammasso e per i terreni è quello di Mohr-Coulomb (linearizzato agli intervalli di interesse); nel seguito verranno riportati i parametri di calcolo adottati.

Stratigrafia di calcolo		C	γ	c'_k	φ'_k	Cu_k	E'	k_0
Formazione	Profondità del P.C.							
[-]	[m]	[m]	[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[kPa]	[MPa]	[-]
DET	0 - 3.5	20	20	0	30	-	4	0.5
SAD	> 3.5		25.9	224	54	-	4637	0.5-1.0-1.5

Il valore del coefficiente di spinta a riposo è stato posto pari a $(1-\text{sen}\phi)$ per l’unità (DET) mentre per l’unità (SAD) è stata effettuata un’analisi parametrica considerando $K_0=0.5 - 1.0 - 1.5$.

Modellazione rivestimenti preliminari e definitivi

Il rivestimento definitivo è stato modellato come un materiale elastico lineare. Questo modello rappresenta la legge di Hooke dell’elasticità isotropa lineare e richiede due parametri di rigidità elastici, che sono il modulo di Young E, ed il coefficiente di Poisson ν , pari a $E=33643$ MPa e $\nu=0.2$.

Per quanto riguarda i rivestimenti di prima fase si è provveduto ad omogenizzare le centine e lo spritz – beton secondo la formulazione proposta nei paragrafi precedenti.

Di seguito è riportato un quadro sinottico delle caratteristiche dei rivestimenti per le diverse sezioni analizzate:

Sezione	E_{SPRITZ} [GPa]	S_{SPRITZ} [cm]	E_{CEN} [GPa]	N_{CEN}	Passo centine [m]	Profilo centine	I_{CEN} [cm ⁴]	A_{CEN} [cm ²]	E_{TOTOG} [GPa]	S_{TOTOG} [cm]
Light	10.4	20	210	1	1.5	HEA140	1033	31.42	12.5	19.98
Hard	10.4	25	210	1	1.5	HEA200	3692	53.88	12.8	25.84

Modellazione delle ombrellature

Come descritto nei paragrafi precedenti per tener conto delle ombrellature in calotta si è modellato uno strato di terreno migliorato in calotta. Di seguito è riportato il calcolo delle caratteristiche meccaniche del terreno migliorato:

CALCOLO RIGIDEZZA E SPESSORE EQUIVALENTE DI OMBRELLATURE PER MODELLI DI CALCOLO FEM (Hoek 2000)	
DATI	
$D_{gall} = 4.8 \text{ m}$	Diametro galleria
$D_p = 101.6 \text{ mm}$	Diametro pali
$i_p = 0.3 \text{ m}$	Interrasse pali
$L_p = 9.5 \text{ m}$	Lunghezza Pali
$D_{trat} = 140 \text{ mm}$	Diametro trattamento
$\alpha_t = 6^\circ$	Inclinazione trattamento
$\theta_t = 130^\circ$	Apertura angolare (in sezione) del trattamento
$f_{pk} = 275 \text{ MPa}$	Tensione caratteristica a snervamento del palo
$\gamma_G = 1.05$	Coefficiente parziale correttivo della resistenza del materiale costituente i pali
$E_{terr} = 4 \text{ MPa}$	Modulo elastico del terreno
$c_{terr} = 0 \text{ kPa}$	Coesione del terreno
$E_{acc} = 210 \text{ GPa}$	Modulo elastico del palo

Calcolo coesione, spessore e rigidità equivalenti

$n_p := \text{floor} \left(\frac{D_{\text{pali}}}{2 \cdot i_p} \cdot \theta_t \right) = 18$	Numero dei pali
$A_{\text{pali}} := \frac{D_p^2 \cdot \pi}{4} \cdot n_p = 0.146 \text{ m}^2$	Area occupata dai pali nell'area del trattamento
$f_{\text{pst}} := \frac{f_{\text{ybt}}}{\gamma_C} = 261.905 \text{ MPa}$	Tensione di progetto a snervamento del palo
$s := D_{\text{trat}} + L_p \cdot \sin(\alpha_t) = 1.133 \text{ m}$	Spessore del trattamento
$A_{\text{TOT}} := s \cdot \left(\frac{D_{\text{pali}}}{2} + \frac{s}{2} \right) \cdot \theta_t = 7.626 \text{ m}^2$	Area del trattamento
$A_{\text{terr}} := A_{\text{TOT}} - A_{\text{pali}} = 7.48 \text{ m}^2$	Area terreno non trattato
$c_{\text{eq}} := \frac{A_{\text{terr}} \cdot c_{\text{terr}} + A_{\text{pali}} \cdot \frac{f_{\text{pst}}}{2}}{A_{\text{TOT}}} = (2.506 \cdot 10^3) \text{ kPa}$	Coesione equivalente
$E_{\text{eq}} := \frac{A_{\text{terr}} \cdot E_{\text{terr}} + A_{\text{pali}} \cdot \frac{f_{\text{pst}}}{2}}{A_{\text{TOT}}} = 6.429 \text{ MPa}$	Rigidità equivalente

6.5.4 Modelli di calcolo

6.5.4.1 Sezione Tipo Hard (Copertura 3.5m)

Nella tabella seguente si riassumono i dati di input che caratterizzano la sezione geotecnica utilizzata per le analisi numeriche della sezione.

Stratigrafia di calcolo		C	γ	c'_k	φ'_k	Cu_k	E'	k_0
Formazione	Profondità del P.C.	[m]	[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[kPa]	[Mpa]	[-]
DET	0 - 3.5	3.5	20	0	30	-	4	0.5
SAD	> 3.5		25.9	224	54	-	4637	0.5-1.0-1.5

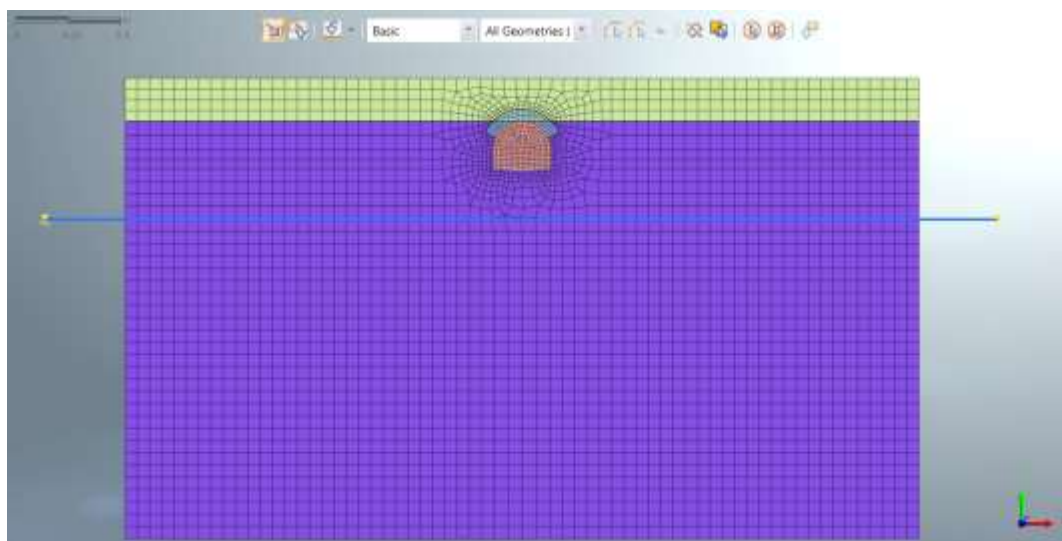


Figura 6.13 – Mesh di calcolo

Fasi e percentuali di rilascio

I tassi di deconfinamento sono stati calcolati mediante analisi assialsimmetrica e curva caratteristica numerica.

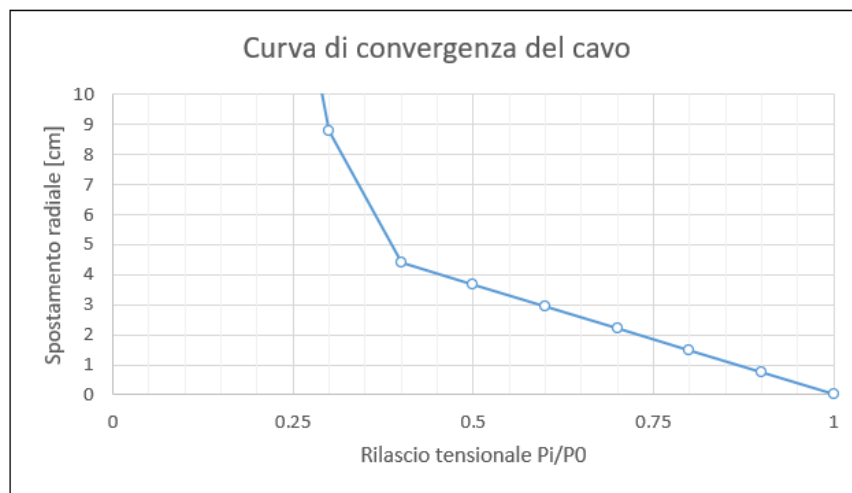


Figura 6.14 – Curva caratteristica di convergenza numerica

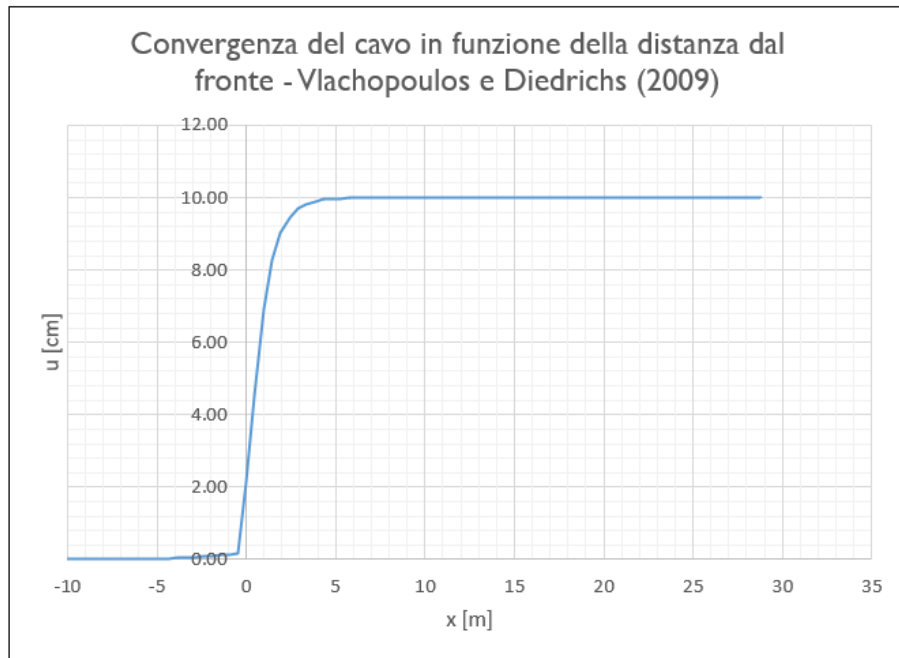


Figura 6.15 – Spostamenti radiali in funzione della distanza dal fronte

Nella tabella successiva è schematizzata la successione delle fasi di calcolo nelle quali è articolata l’analisi di interazione opera-terreno.

TABELLA DELLE FASI					
FASE	INTERVENTO	Distanza di installazione dal fronte [m]	u_{conv} [cm]	λ [-]	Rilascio [%]
FASE 1	Realizzazione Ombrellature	-6	0.02	0.998	0.2%
FASE 2	Installazione rivestimento di prima fase	1.5	8.38	0.309	69.1%
FASE 3	Installazione arco rovescio	15	10.00	0.290	71.0%
FASE 4	Installazione murette più calotta	15	10.00	0.290	71.0%
FASE 5	Lungo Termine	-	-	0.000	100.0%
FASE 6	Condizioni sismiche	-	-	0.000	100.0%

Sismicità dell’area e definizione della modalità di simulazione del carico sismico

Per la galleria naturale si definisce una vita nominale VN pari a 100 anni e una classe d’uso IV a cui corrisponde il coefficiente Cu pari a 2.0 (§ 2.4.2, DM 14/01/2018). Di conseguenza il periodo di riferimento per la definizione dell’azione sismica risulta pari a $VR = VN \times Cu = 200.0$ anni.

Con riferimento alla probabilità di superamento dell’azione sismica, PVR, attribuita allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV), nel periodo VR dell’opera in progetto, si determina il periodo di ritorno TR del sisma di progetto. Sulla base delle coordinate geografiche del sito e del tempo di ritorno del sisma di progetto, TR, si ricavano i parametri che caratterizzano il sisma di progetto relativo al sito di riferimento, rigido ed orizzontale (Tabella 1 dell’allegato B del D.M. 17/01/2018):

- a_g : accelerazione orizzontale massima

- F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- T^*_c : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per tenere conto dei fattori locali del sito, l’accelerazione orizzontale massima attesa al sito è valutata con la relazione (DM 17/01/2018):

$$a_{\max} = S_s \cdot S_T \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)$$

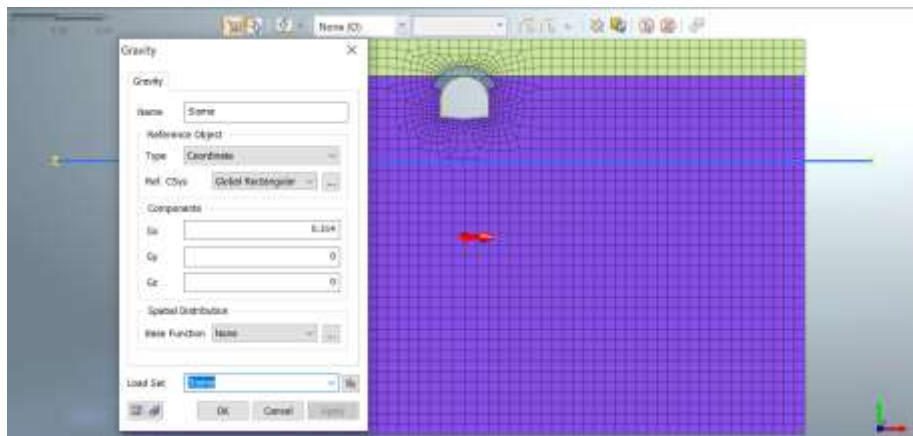
dove:

- a_g è l’accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.
- S_s è il fattore di amplificazione stratigrafica del terreno, funzione della categoria del sottosuolo di fondazione e dei parametri sismici F_0 e a_g/g (Tabella 3.2.V del D.M. 17/01/2018);
- S_T è il fattore di amplificazione che tiene conto delle condizioni topografiche, il cui valore dipende dalla categoria topografica e dall’ubicazione dell’opera (Tabella 3.2.VI del D.M. 17/01/2008).

I valori delle grandezze necessarie per la definizione dell’azione sismica per le opere d’imbocco sono riassunti nella seguente tabella:

Coord. Geografiche	Long. 12.94956 Lat. 42.38848
Stato Limite	SLV
T_R	1898 Anni
a_g/g	0.314
F_0	2.435
Cat. Sotto Suolo	A
S_s	I
Cat. Topografica	TI
S_T	I
a_{Max}/g	0.314

La valutazione della condizione sismica è stata effettuata attraverso un’analisi pseudostatica applicando delle forze d’inerzia pari al rapporto $k_h = a_{Max}/g$ all’intero modello FEM.



6.5.4.2 Sezione Tipo Light (Copertura 20m)

Nella tabella seguente si riassumono i dati di input che caratterizzano la sezione geotecnica utilizzata per le analisi numeriche della sezione.

Stratigrafia di calcolo		C	γ	c'_k	φ'_k	Cu_k	E'	k_0
Formazione	Profondità del P.C.							
[-]	[m]	[m]	[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[kPa]	[Mpa]	[-]
DET	0 - 3.5	20	20	0	30	-	4	0.5
SAD	> 3.5		25.9	224	54	-	4637	0.5-1.0-1.5

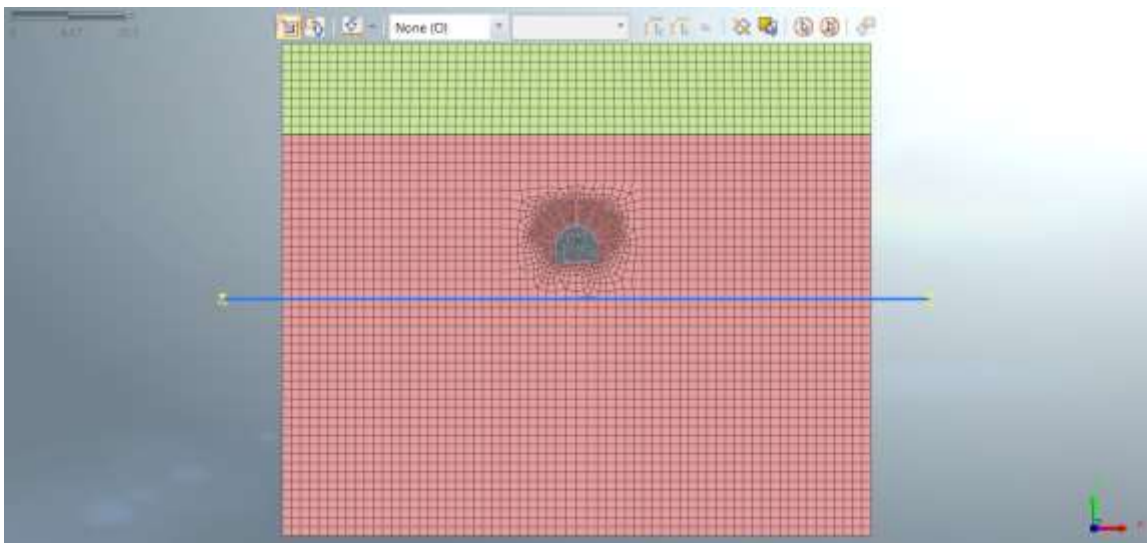


Figura 6.16 – Mesh di calcolo

Fasi e percentuali di rilascio

I tassi di deconfinamento sono stati calcolati mediante il metodo convergenza confinamento (utilizzando la curva spostamento/distanza fronte proposta da *Vlachopoulos & Diederichs*) in funzione della distanza, rispetto al fronte di scavo, di installazione del rivestimento provvisorio e definitivo.

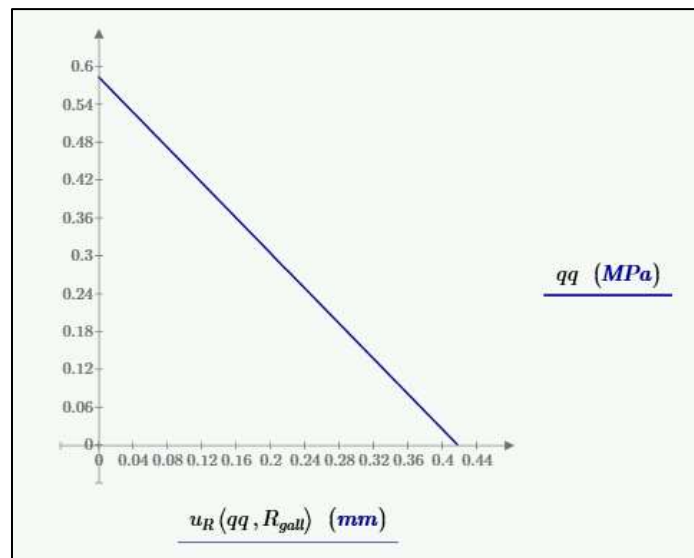
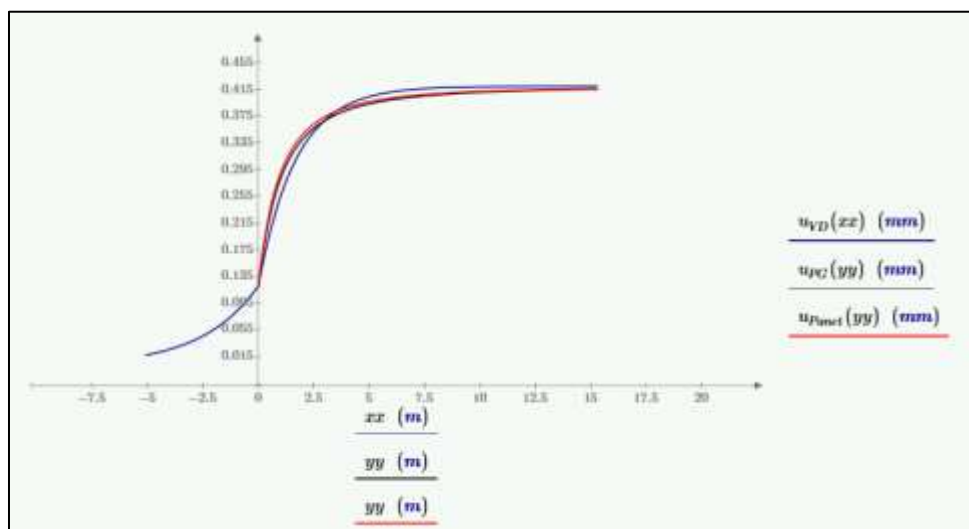


Figura 6.17 – Curva caratteristica dal metodo convergenza-confinamento ($k_0=1.0$)



**Figura 6.18 – Spostamenti radiali in funzione della distanza dal fronte
(Vlachopoulos & Diederichs)**

Nella tabella successiva è schematizzata la successione delle fasi ($k_0=1.0$) di calcolo nelle quali è articolata l’analisi di interazione opera-terreno.

TABELLA DELLE FASI					
FASE	INTERVENTO	Distanza di installazione dal fronte [m]	u_{conv} [cm]	λ [-]	Rilascio [%]
FASE 2	Installazione rivestimento di prima fase	1.5	0.04	0.073	92.7%
FASE 2	Installazione rivestimento definitivo	15	0.04	0.046	95.4%
FASE 3	Lungo Termine	-		0.000	100.0%
FASE 4	Condizioni sismiche	-		0.000	100.0%

Sismicità dell’area e definizione della modalità di simulazione del carico sismico

La modalità di applicazione e l’intensità dell’azione sismica sono le medesime a quelle viste per la sezione tipo “Hard”.

6.5.4.3 Sezione Tipo Light (Copertura 100m)

Nella tabella seguente si riassumono i dati di input che caratterizzano la sezione geotecnica utilizzata per le analisi numeriche della sezione.

Stratigrafia di calcolo		C	γ	c'_k	ϕ'_k	Cu_k	E'	k_0
Formazione	Profondità del P.C.							
[-]	[m]	[m]	[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[kPa]	[Mpa]	[-]
SAD	> 3.5	100	25.9	437	43	-	4637	0.5-1.0-1.5

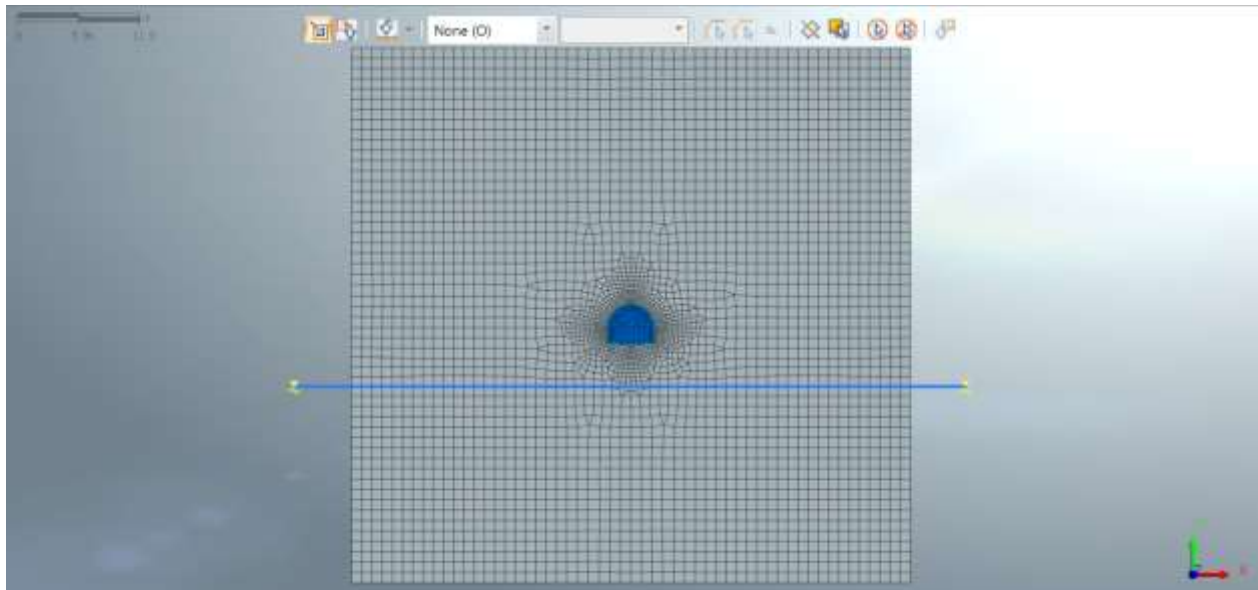


Figura 6.19 – Mesh di calcolo

Fasi e percentuali di rilascio

I tassi di deconfinamento sono stati calcolati mediante il metodo convergenza confinamento (utilizzando la curva spostamento/distanza fronte proposta da *Vlachopoulos & Diederichs*) in funzione della distanza, rispetto al fronte di scavo, di installazione del rivestimento provvisorio e definitivo.

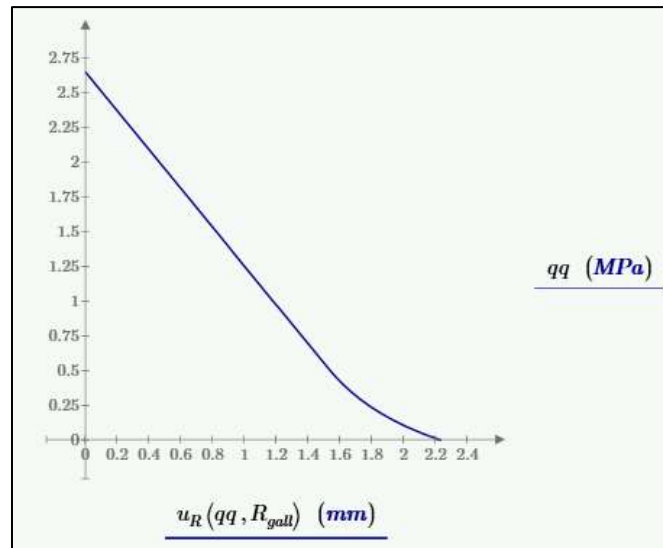
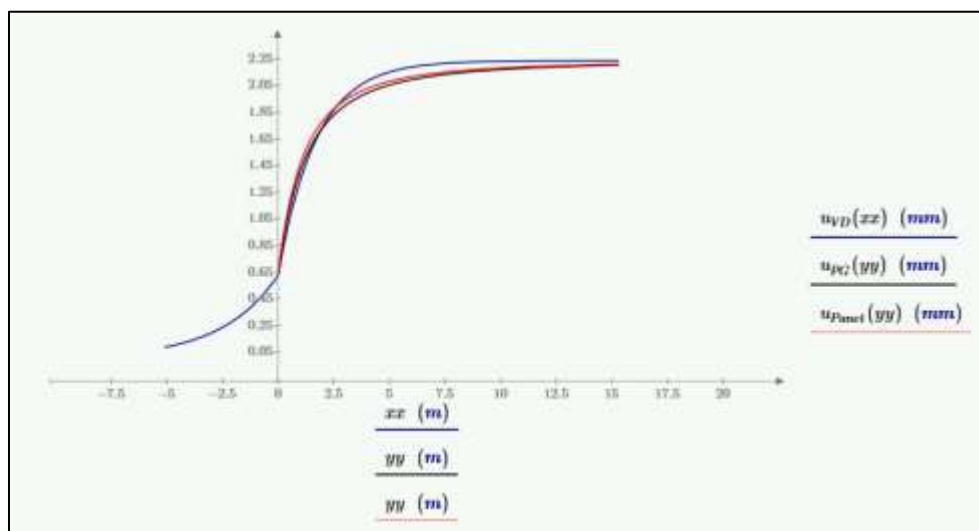


Figura 6.20 – Curva caratteristica dal metodo convergenza-confinamento ($k_0=1.0$)



**Figura 6.21 – Spostamenti radiali in funzione della distanza dal fronte
(Vlachopoulos & Diederichs)**

Nella tabella successiva è schematizzata la successione delle fasi di calcolo (per $k_0=1.0$) nelle quali è articolata l’analisi di interazione opera-terreno.

TABELLA DELLE FASI					
FASE	INTERVENTO	Distanza di installazione dal fronte [m]	u_{conv} [cm]	λ [-]	Rilascio [%]
FASE 2	Installazione rivestimento di prima fase	1.5	0.19	0.060	94.0%
FASE 2	Installazione rivestimento definitivo	15	0.20	0.048	95.2%
FASE 3	Lungo Termine	-		0.000	100.0%
FASE 4	Condizioni sismiche	-		0.000	100.0%

Sismicità dell’area e definizione della modalità di simulazione del carico sismico

La modalità di applicazione e l’intensità dell’azione sismica sono le medesime a quelle viste per la sezione tipo “Hard”.

6.6 Risultati delle analisi numeriche e verifiche

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

6.6.1 Modalità di verifica

6.6.1.1 Verifiche del rivestimento di prima fase

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

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

Secondo la normativa adottata, le verifiche sono soddisfatte se:

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

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

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

La verifica verrà quindi fatta valutando che la τ dovuta all’azione di taglio sia inferiore al valore ammissibile.

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

6.6.1.2 Verifiche degli infilaggi

In condizioni di scarse coperture 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.

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

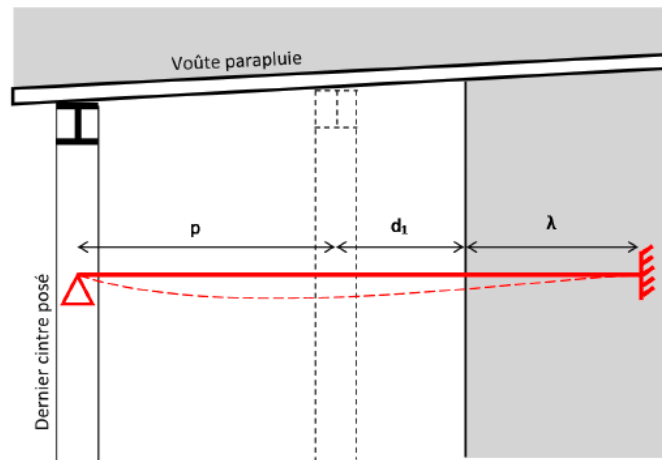


Figura 6.22 – Schema statico considerato per la verifica degli infilaggi

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.

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:

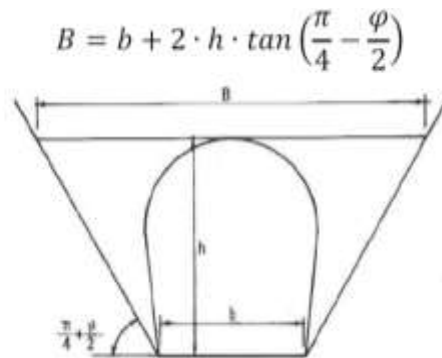


Figura 6.23 – Schema per il calcolo della pressione

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.

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. Successivamente sono state condotte le seguenti verifiche:

SLU

- Per la verifica a flessione: $M_{ed} < M_{rd}$

$$\frac{\tau_{Ed}}{f_y / (\sqrt{3} \gamma_{M0})} \leq 1,0$$

- Per la verifica a taglio:

SLE

$$\sigma_s < 0.8 f_{yk}$$

6.6.1.3 Verifiche del rivestimento definitivo in calcestruzzo armato

I rivestimenti definitivi della galleria naturale sono realizzati in calcestruzzo armato ordinario, con conglomerato cementizio di classe $R_{ck}=30$ MPa e barre di tipo B450 C ad aderenza migliorata. Le verifiche a pressoflessione e a taglio vengono svolte utilizzando le sollecitazioni ricavate dai beam inseriti in corrispondenza della mezzeria della struttura.

4.1.2.3.4.2 Verifiche di resistenza e duttilità

Con riferimento alla sezione pressoinflessa, rappresentata in Fig. 4.1.4, la capacità, in termini di resistenza e duttilità, si determina in base alle ipotesi di calcolo e ai modelli σ - ϵ di cui al § 4.1.2.1.2.

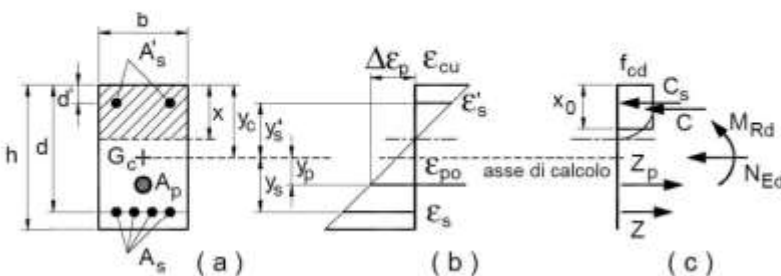


Fig. 4.1.4 – Sezione pressoinflessa

Le verifiche si eseguono confrontando la capacità, espressa in termini di resistenza e, quando richiesto al § 7.4 delle presenti norme, di duttilità, con la corrispondente domanda, secondo le relazioni:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed} \quad [4.1.18a]$$

$$\mu_{\phi} = \mu_{\phi}(N_{Ed}) \geq \mu_{Ed} \quad [4.1.18b]$$

dove

M_{Rd} è il valore di progetto del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ;

N_{Ed} è il valore di progetto dello sforzo normale sollecitante;

M_{Ed} è il valore di progetto del momento di domanda;

μ_{ϕ} è il valore di progetto della duttilità di curvatura corrispondente a N_{Ed} ;

μ_{Ed} è la domanda in termini di duttilità di curvatura.

4.1.2.3.5.1 Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

Se, sulla base del calcolo, non è richiesta armatura al taglio, è comunque necessario disporre un’armatura minima secondo quanto previsto al punto 4.1.6.1.1. E’ consentito omettere tale armatura minima in elementi quali solai, piastre e membrature a comportamento analogo, purché sia garantita una ripartizione trasversale dei carichi.

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad [4.1.22]$$

dove V_{Ed} è il valore di progetto dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all’elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \right\} \quad [4.1.23]$$

con

f_{ck} espresso in MPa

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove

d è l’altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa ($\leq 0,02$) che si estende per non meno di $(l_{bd} + d)$ oltre la sezione considerata, dove l_{bd} è la lunghezza di ancoraggio;

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ [MPa] è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{ctd}$);

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

Nel caso di elementi in calcestruzzo armato precompresso disposti in semplice appoggio, nelle zone non fessurate da momento flettente (con tensioni di trazione non superiori a f_{ctd}) la resistenza di progetto può valutarsi, in via semplificativa, con la formula:

$$V_{Rd} = 0,7 \cdot b_w \cdot d (f_{ctd}^2 + \sigma_{cp} \cdot f_{ctd})^{1/2} \quad [4.1.24]$$

In presenza di significativi sforzi di trazione, la resistenza a taglio del calcestruzzo è da considerarsi nulla e, in tal caso, non è possibile adottare elementi sprovvisti di armatura trasversale.

Le armature longitudinali, oltre ad assorbire gli sforzi conseguenti alle sollecitazioni di flessione, devono assorbire quelli provocati dal taglio dovuti all’inclinazione delle fessure rispetto all’asse della trave, inclinazione assunta pari a 45° . In particolare, in corrispondenza degli appoggi, le armature longitudinali devono assorbire uno sforzo pari al taglio sull’appoggio.

6.6.2 Sezione Tipo Hard (Copertura 3.5m)

6.6.2.1 Analisi deformativa

I risultati più significativi ottenuti dalla presente analisi sono riassunti nelle tabelle contenute nel presente paragrafo. Il modello ha indicato spostamenti con deformazioni del cavo in lungo termine di circa 4.0 cm ($k_0=0.5$).

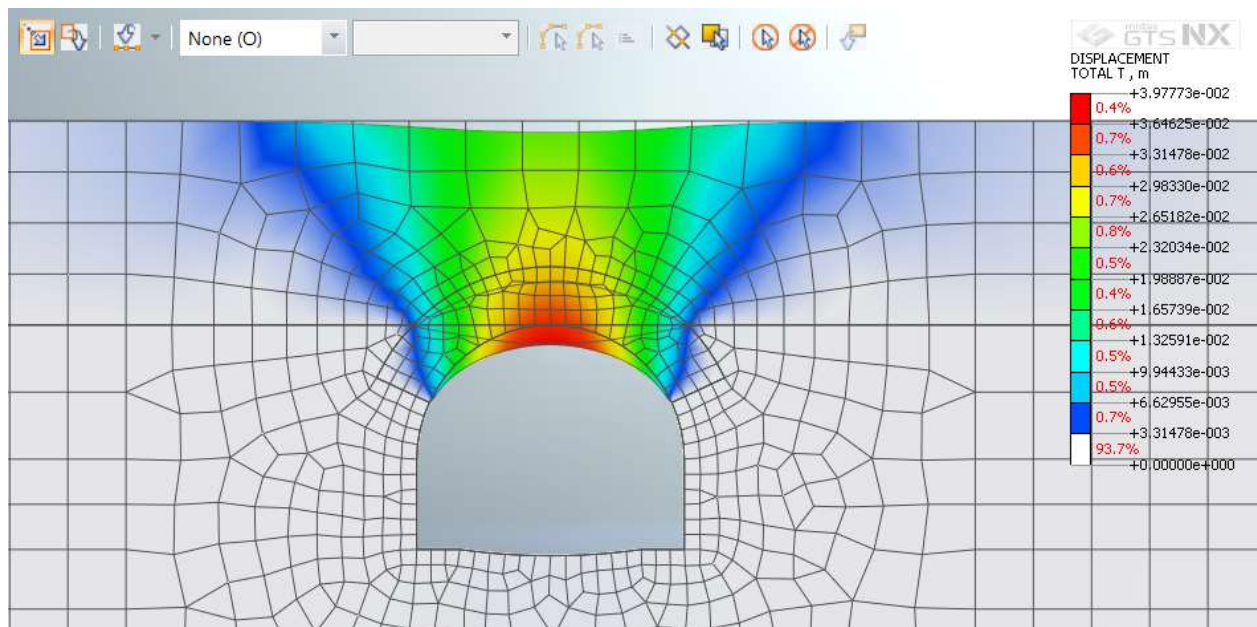


Figura 6.24 – Deformata Stage Finale Statico ($k_0=0.5$)

Nel corso della simulazione delle fasi esecutive della galleria naturale prima di realizzare gli infilaggi, i fenomeni di plasticizzazione nel terreno al contorno della cavità sono assenti. Di seguito sono riportate alcune immagini che mostrano lo stato di plasticizzazione del terreno al passare delle fasi:

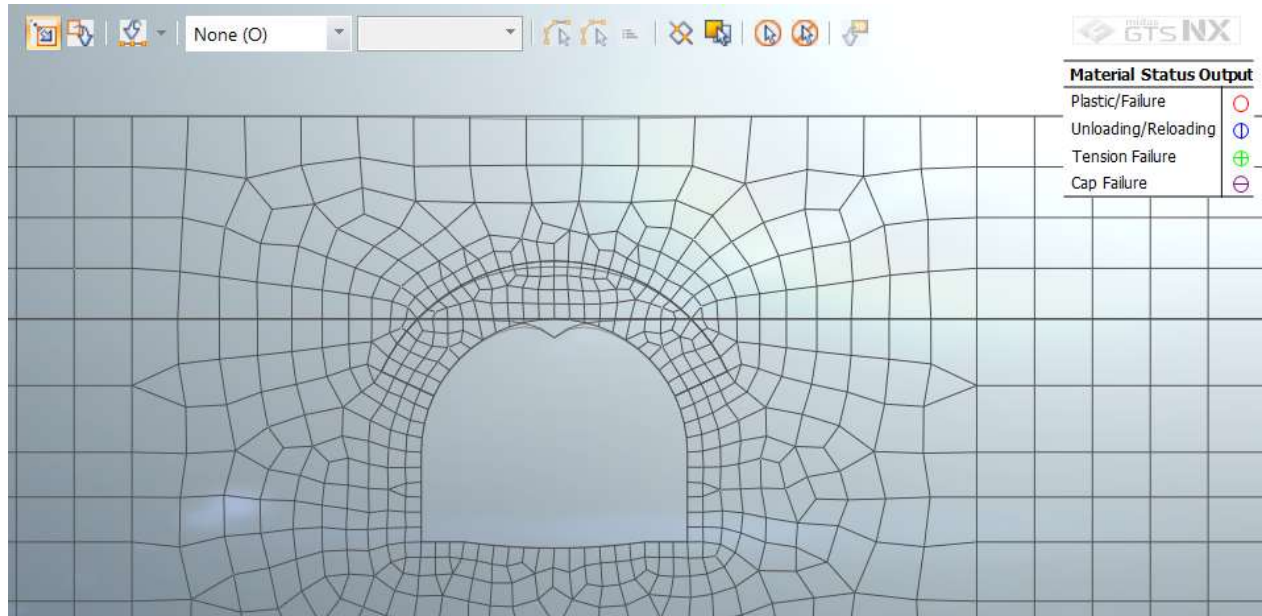


Figura 6.25 – Zone plasticizzate (Scavo per installazione infilaggi)

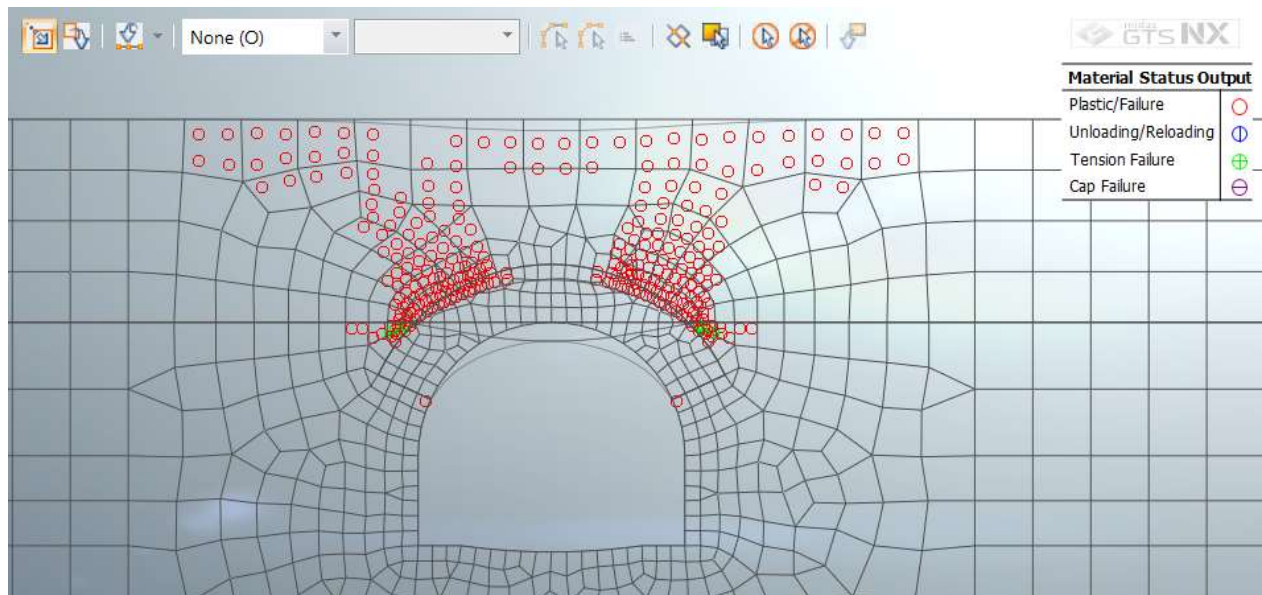


Figura 6.26 – Zone plasticizzate (Attivazione infilaggi)

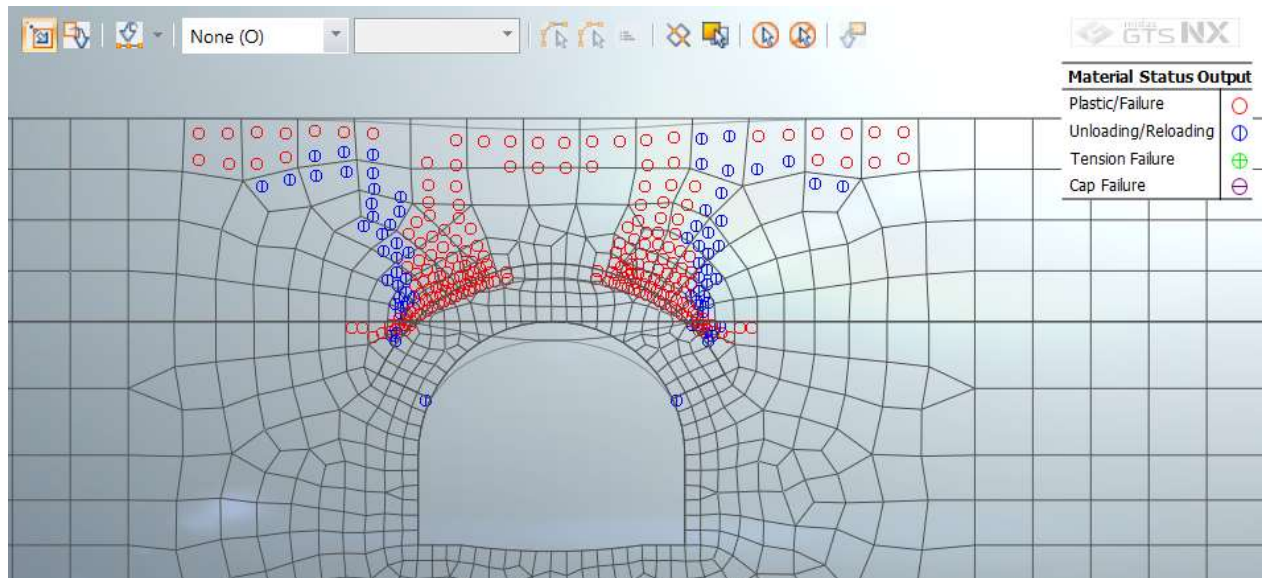


Figura 6.27 – Zone plasticizzate (Attivazione riv. provvisorio)

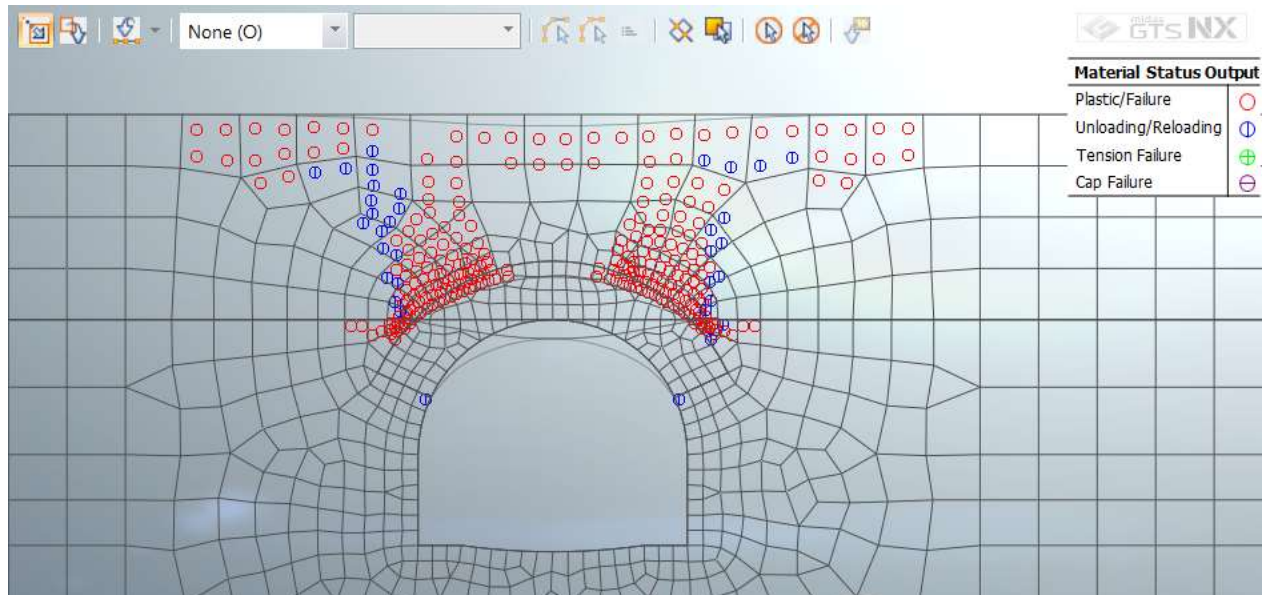


Figura 6.28 – Zone plasticizzate (Attivazione riv. definitivo)

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

SEZIONE	u [cm] $k_0=0.5$	u [cm] $k_0=1.0$	u [cm] $k_0=1.5$
Chiave Calotta (S_v)	<0.1	<0.1	<0.1
Testa Piedritti (S_h)	<0.1	<0.1	<0.1
Chiave Arco Rov. (S_v)	<0.1	<0.1	<0.1

6.6.2.2 Analisi tensionale e delle sollecitazioni

Rivestimento di Prima Fase

I rivestimenti di prima fase utilizzati sono descritti nella seguente tabella:

Sezione	E_{spritz} [GPa]	t_{spritz} [cm]	E_{acc} [GPa]	N_{acc}	Passo centine [m]	Profilo centine	I_{acc} [cm ⁴]	A_{acc} [cm ²]	$E_{acciaio}$ [GPa]	$t_{acciaio}$ [cm]
Hard	10.4	25	210	I	1.5	HEA200	3692	53.88	12.8	25.84

Nella tabella sottostante viene riportato lo stato tensionale sia sulle ali delle centine che sullo spritz beton unicamente le condizioni più gravose in base a quanto valutato nei vari step di calcolo.

K_0	$N_{calcolo}$ [kN]	$M_{calcolo}$ [kNm]	$T_{calcolo}$ [kN]	$\sigma_{d,Spritz\ Beton}$ [MPa]	$\sigma_{d,Centine}$ [MPa]	$\tau_{d,Centine}$ [MPa]	$\sigma_{id,Centine}$ [MPa]
0.5	-23.7	0.6	3.1	0.13	10.1	1.92	10.63
1.0	-21.6	0.2	1.2	0.11	3.6	0.74	3.82
1.5	-22.4	0.2	1.4	0.12	4.94	0.87	5.16

Tutte le verifiche sono soddisfatte in quanto la tensione limite dello Spritz-Beton (6.64 Mpa) e dell’acciaio (261.1 Mpa) risultano superiori a quelle di calcolo.

Di seguito è riportata un’immagine per $k_0=0.5$ delle sollecitazioni sul rivestimento provvisorio derivante dal modello FEM.

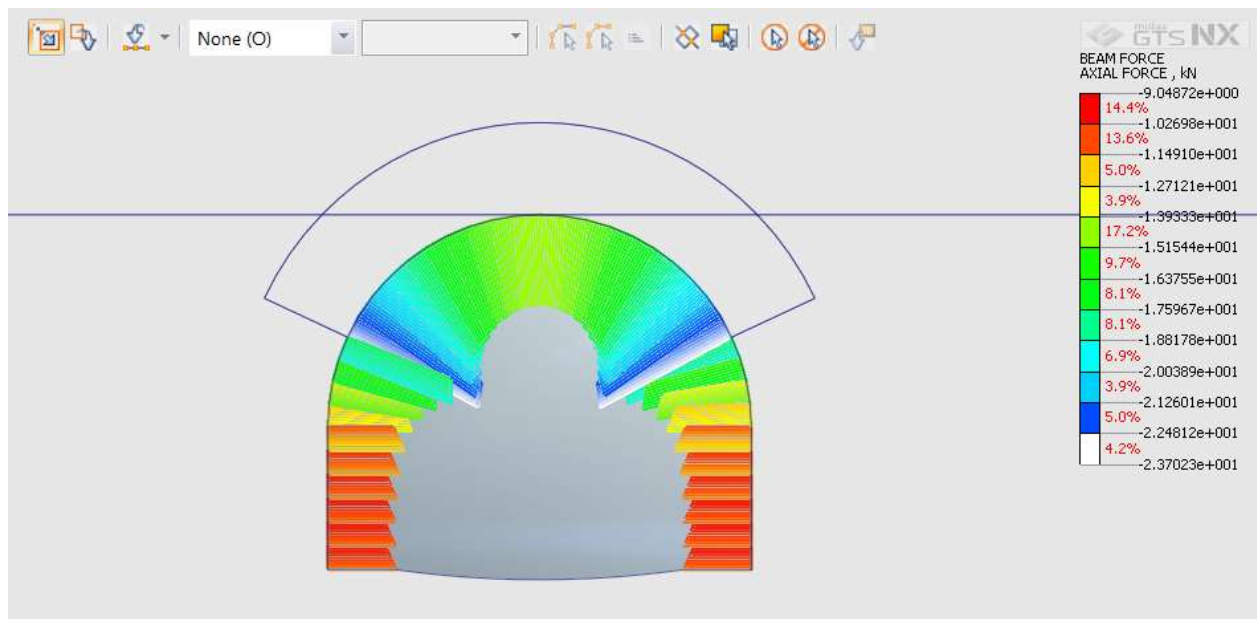


Figura 6.29 – Sforzo assiale ($k_0=0.5$)

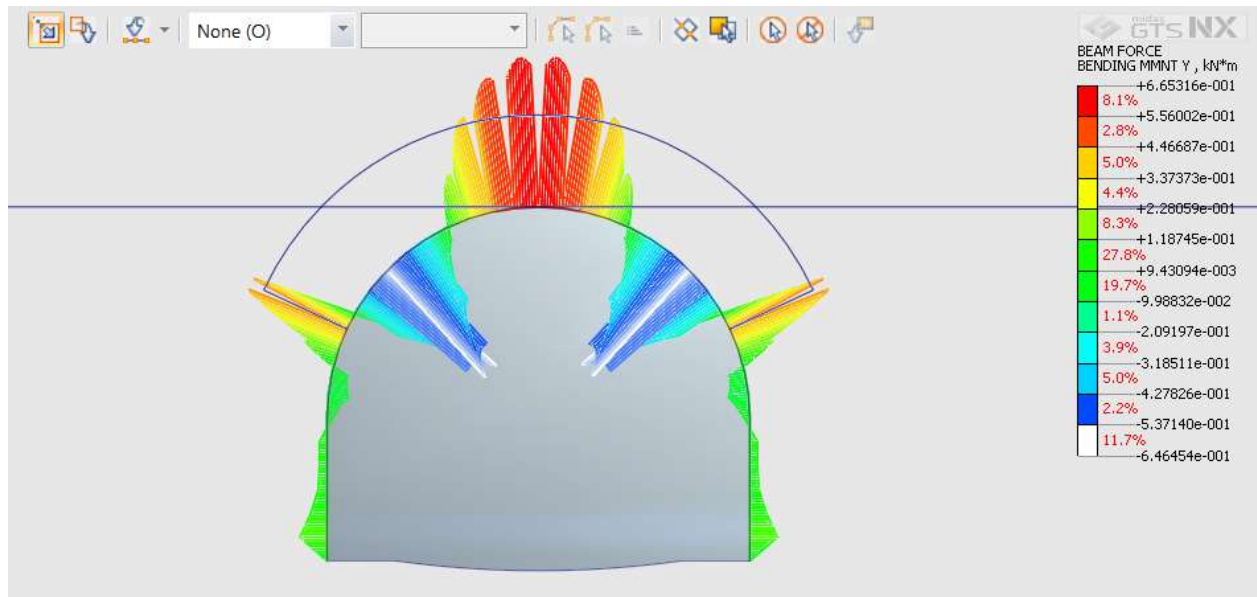


Figura 6.30 – Momento Flettente ($k_0=0.5$)

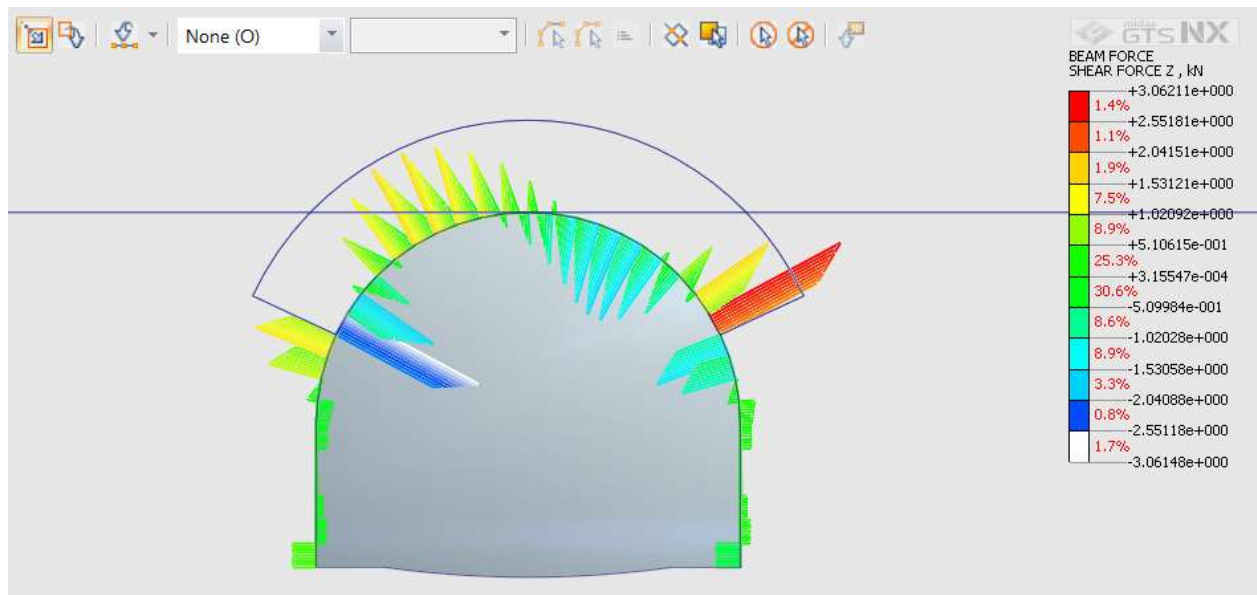

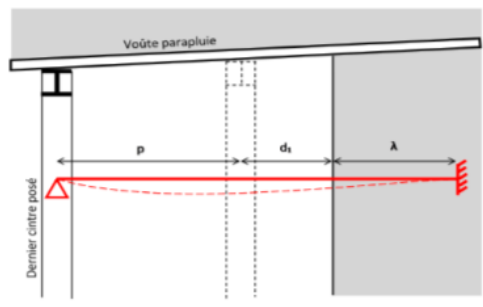


Figura 6.31 – Sforzo di taglio ($k_0=0.5$)

Infilaggi

Di seguito è riportato un quadro sinottico delle verifiche svolte secondo le indicazioni dei paragrafi precedenti:

 Calcolo e verifica di ombrellature di sostegno di gallerie scavate con metodo tradizionale costituite da tubolari in acciaio	
DATI	
Carico Verticale $p_v =$	70.0 kPa
Passo centine $p =$	1.5 m
Scostamento fronte/centina $d_1 =$	1.5 m
Lunghezza d'ammorsamento $\lambda =$	0.5 m
Interasse tubolari $e =$	0.3 m
Diametro esterno tubolari $D_e =$	139.7 mm
Spessore tubolari $s =$	10 mm
Tensione a snervamento caratteristica $f_{yt} =$	275 MPa
Tensione a snervamento di progetto $f_{yd} =$	261.9 MPa
MODELLO UTILIZZATO	
	
RISULTATI	
Lunghezza di calcolo $L =$	3.5 m
Modulo resistente del tubolare $W =$	99287 mm ³
Carico sul tubo $q =$	10.5 kN/m
Momento flettente agente allo SLU $M_{ed} =$	20.9 kNm
Momento flettente resistente $M_{rd} =$	26.0 kNm
Sforzo di taglio agente allo SLU $V_{ed} =$	29.9 kN
Tensione tangenziale agente allo SLU $\tau_{ed} =$	11.5 MPa
Tensione massima agente allo SLE $\sigma_s =$	161.9 MPa
Verifica momento allo SLU: $M_{ed} < M_{rd} ?$ OK	
Verifica sforzo tangenziale allo SLU: $\frac{\tau_{Ed}}{f_y / (\sqrt{3} \gamma_{M0})} \leq 1,0$ OK	
Verifica tensione massima allo SLE: $\sigma_s < 0.8 f_{yk} ?$ OK	

Rivestimento definitivo

Di seguito è riportato un quadro sinottico degli spessori utilizzati per il rivestimento definitivo e delle sollecitazioni derivanti dal calcolo FEM:

RIVESTIMENTO DEFINITIVO		
Classe CLS [-]	S _{Arco Rovescio} [cm]	S _{Calotta} [cm]
C25/30	70	60/120

FERRI ARMATURA PRINCIPALE		
	Intradosso	Estradosso
Arco rovescio	φ14/10	φ14/10
Calotta	φ14/10	φ14/10

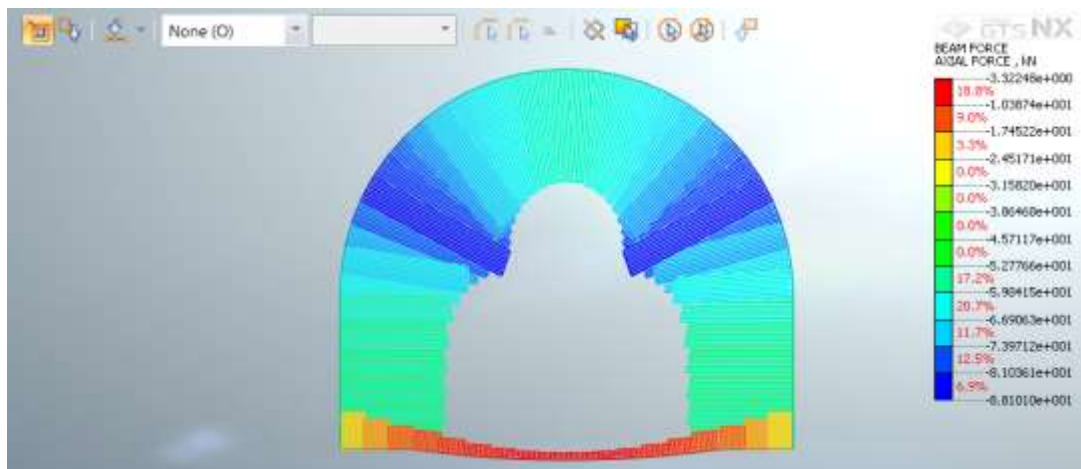


Figura 6.32 – Sforzo normale - Statica (k₀=0.5)

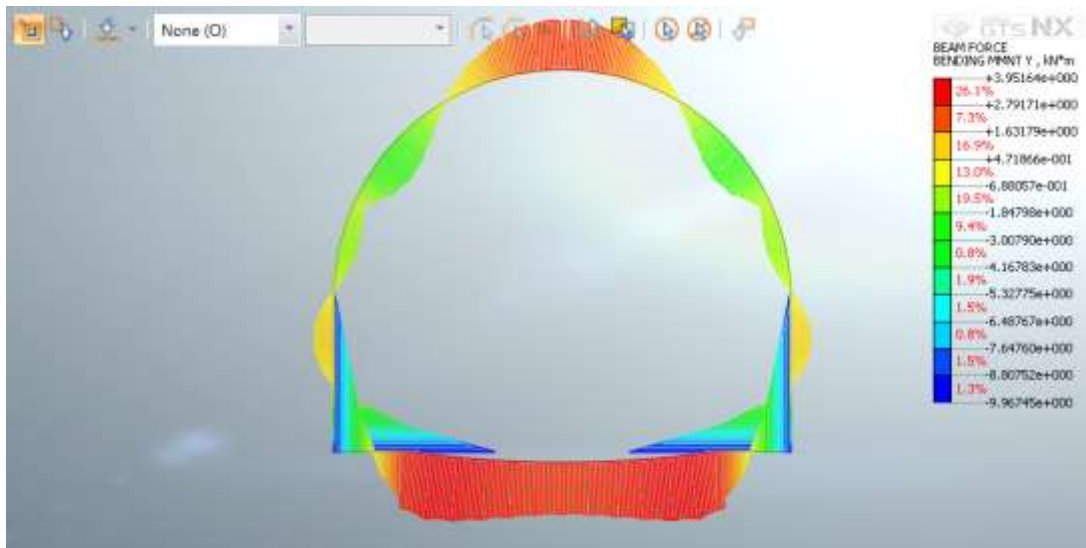


Figura 6.33 – Momento Flettente - Statica ($k_0=0.5$)

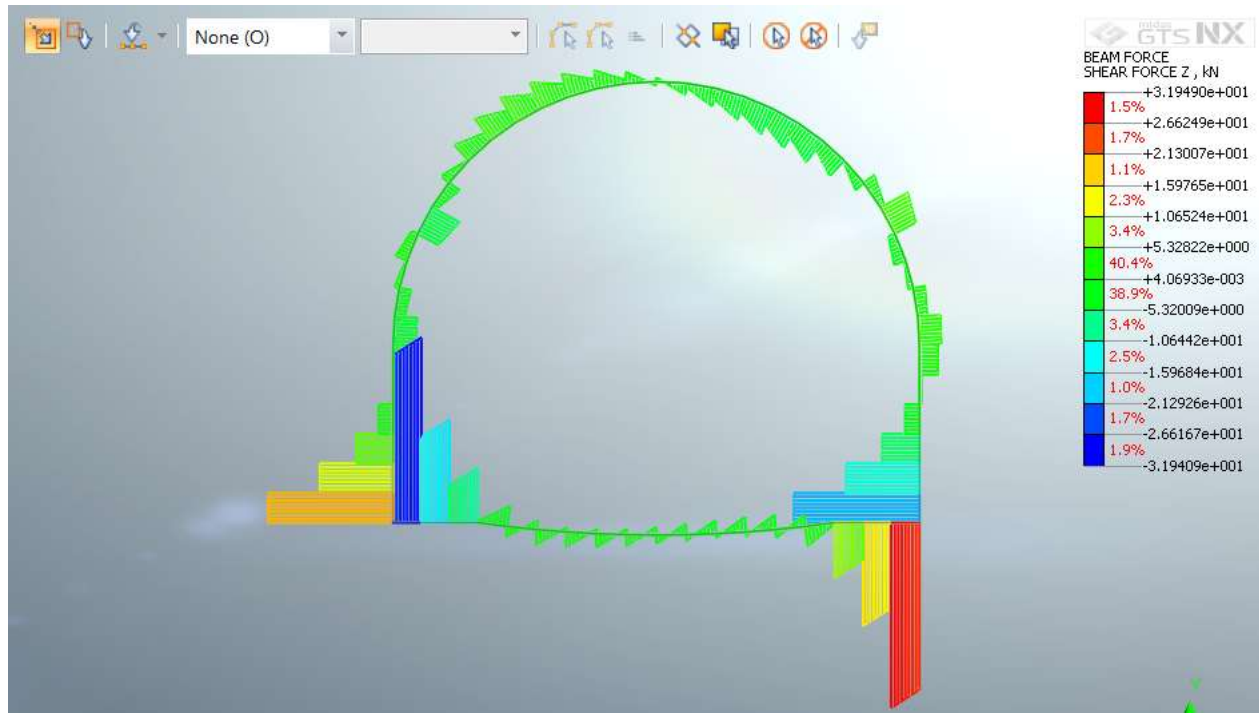


Figura 6.34 – Sforzo di taglio - Statica ($k_0=0.5$)

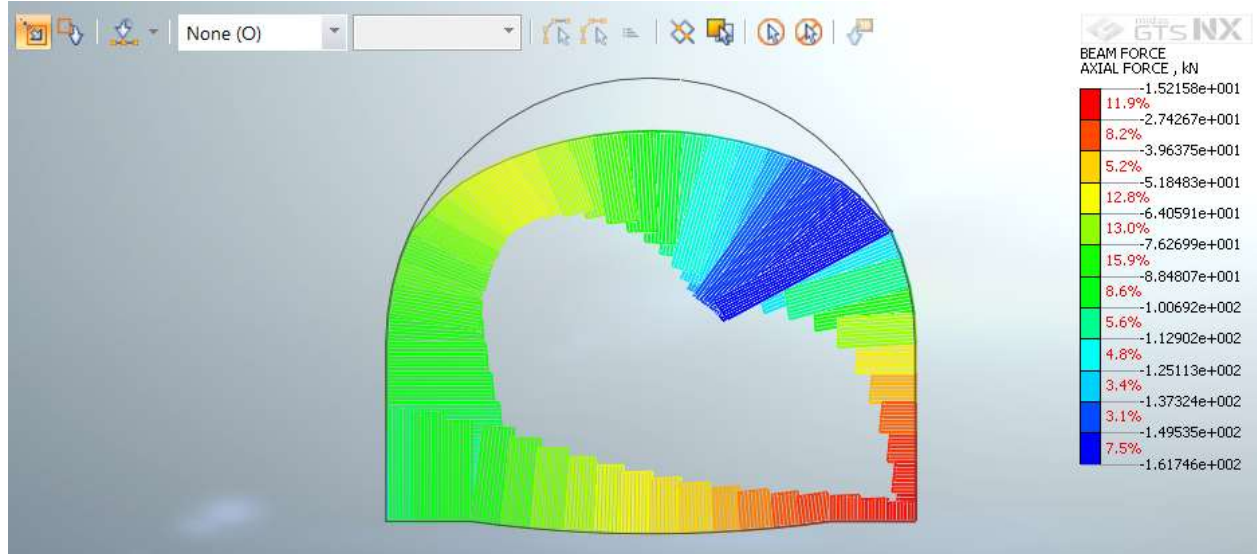


Figura 6.35 – Sforzo normale - Sismica ($k_0=0.5$)

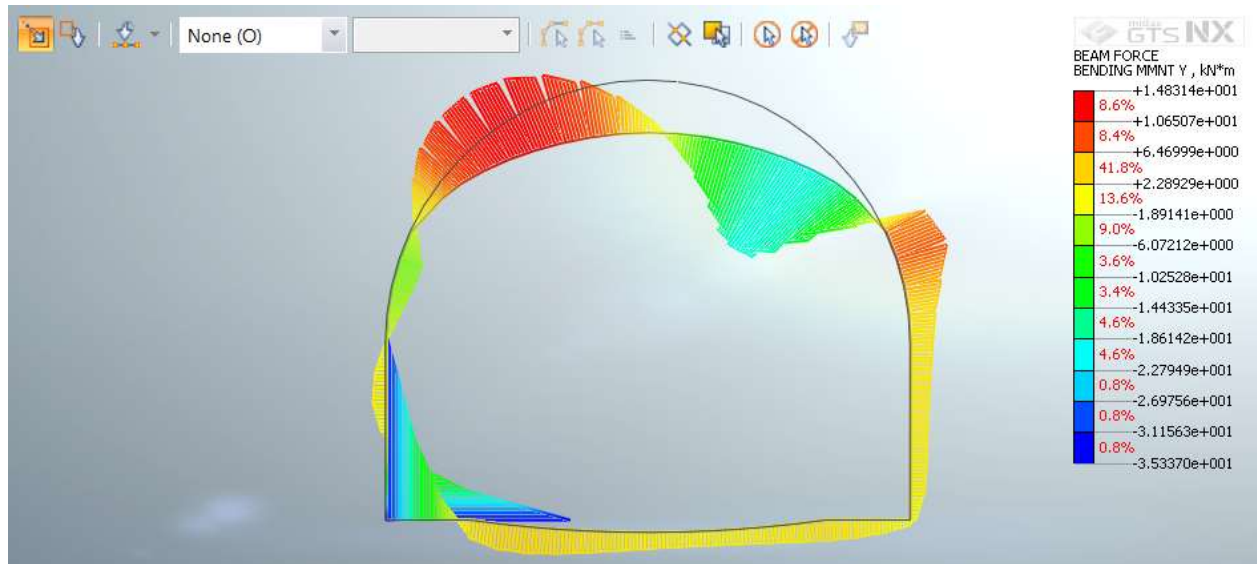


Figura 6.36 – Momento Flettente - Sismica ($k_0=0.5$)

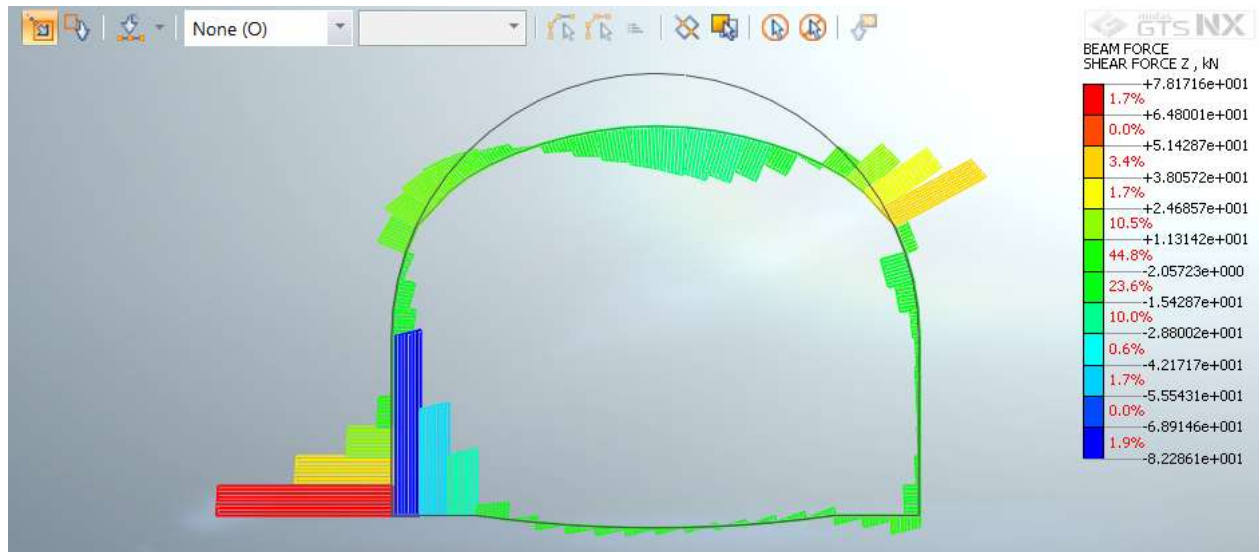


Figura 6.37 – Sforzo di taglio - Sismica ($k_0=0.5$)

Arco Rovescio: Verifica a flessione

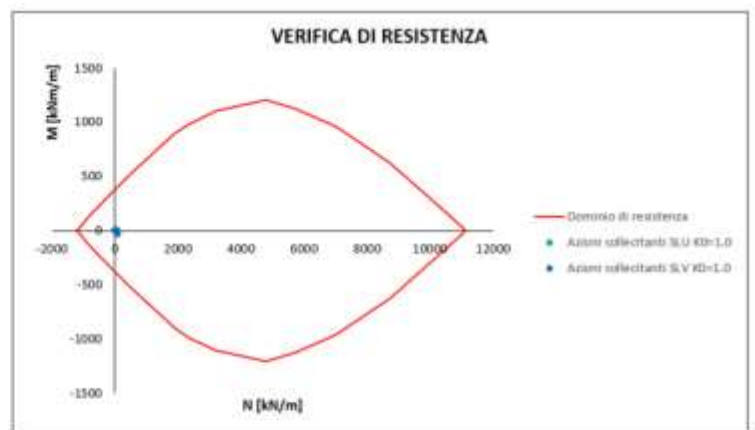
Azioni sollecitanti SLU $K_D=0.5$	
N [kN/m]	M [kNm/m]
25.8	-3.2
16.2	4.5
20.8	2.0
13.8	5.1
5.1	4.2
8.2	4.8
4.5	4.2
6.3	4.4
10.7	5.1
7.7	5.1
10.1	5.1
6.1	4.8
4.3	4.3
4.9	4.5
13.3	4.5
16.1	2.0
20.8	-3.2
25.8	-13.0

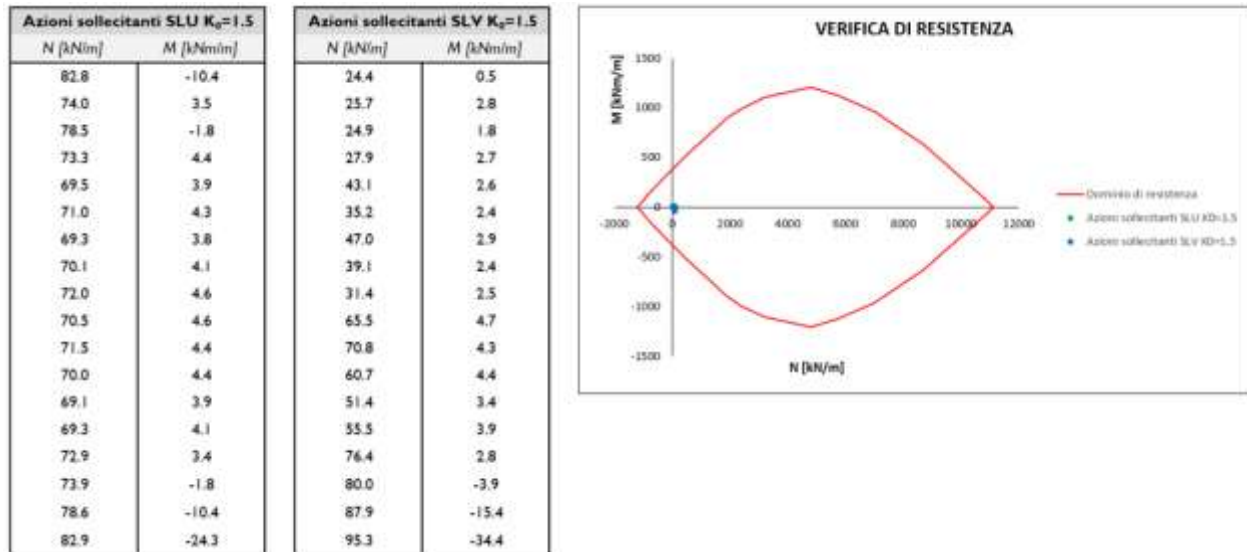
Azioni sollecitanti SLV $K_D=0.5$	
N [kN/m]	M [kNm/m]
15.9	2.5
21.7	4.0
18.9	3.4
24.6	3.5
42.6	2.9
33.1	2.9
47.4	3.2
37.7	2.8
28.7	3.2
69.9	5.1
76.1	4.9
64.0	4.7
52.7	3.6
57.9	4.2
82.9	3.4
86.6	-3.5
93.6	-15.5
99.2	-35.3



Azioni sollecitanti SLU $K_D=1.0$	
N [kN/m]	M [kNm/m]
54.0	-6.8
44.8	4.0
49.4	0.1
43.3	4.7
37.1	4.0
39.3	4.5
36.6	4.0
38.0	4.2
41.1	4.8
38.9	4.8
40.5	4.7
37.8	4.6
36.5	4.0
36.9	4.3
42.8	3.9
44.7	0.1
49.4	-6.8
54.0	-18.5

Azioni sollecitanti SLV $K_D=1.0$	
N [kN/m]	M [kNm/m]
6.0	3.1
8.0	3.1
6.8	3.1
9.9	2.8
24.5	2.7
16.7	2.5
28.6	3.0
20.5	2.5
13.1	2.6
48.4	4.8
54.2	4.6
43.1	4.5
33.1	3.5
37.6	4.0
60.6	3.1
64.7	-2.8
72.6	-13.4
79.9	-31.3





Arco Rovescio: Verifica a taglio

K_0	$T_{MAX_STATICA}$ [kN/m]	T_{MAX_SISMA} [kN/m]	N_{SISMA} [kN/m]
0.5	41.5	-79.2	-99.2
1.0	49.4	-71.3	-79.9
1.5	58.2	-75.6	-95.3

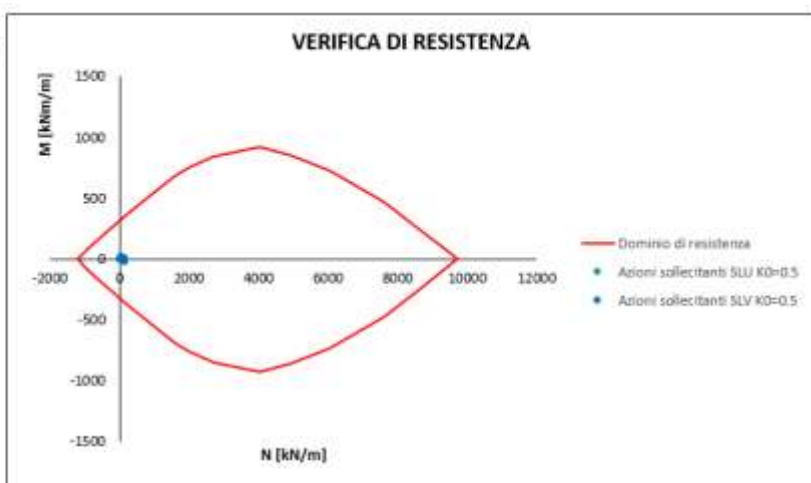
Caratteristiche della sezione		
GEOMETRIA		
H =	70 cm	altezza sezione
b _w =	100 cm	larghezza sezione
h' =	5 cm	copriferro
d =	65 cm	altezza utile
ARMATURA TESA		
∅ =	14 mm	diametro armatura
n ^c =	10	numero barre
A _s =	15.4 cm ²	area dell'armatura tesa
j/η =	0.0022	rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)
AZIONI DI COMPRESSIONE		
N _{Ed} =	0 kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
f _{cl} =	0.00 Mpa	tensione media di compressione
Resistenza senza armatura a taglio		
RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO	V_{Rd} = 220 kN	
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con $V_{Rd} = \max \left\{ \left[0,18 \cdot k \cdot 0,09 \cdot \rho_l \cdot f_{ct}^{2/3} / f_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; \left(\sigma_{lim} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d \right\} \quad [4.1.23]$		
con f _c espresso in MPa $k = 1 + (200/d)^{1/4} \leq 2$ $\rho_l = 0,015k^{1/4} f_{ct}^{1/4}$		

La verifica risulta soddisfatta in quanto $V_{Res} = 220 \text{ kN} > V_{Ed,Max} = 79.2 \text{ kN}$

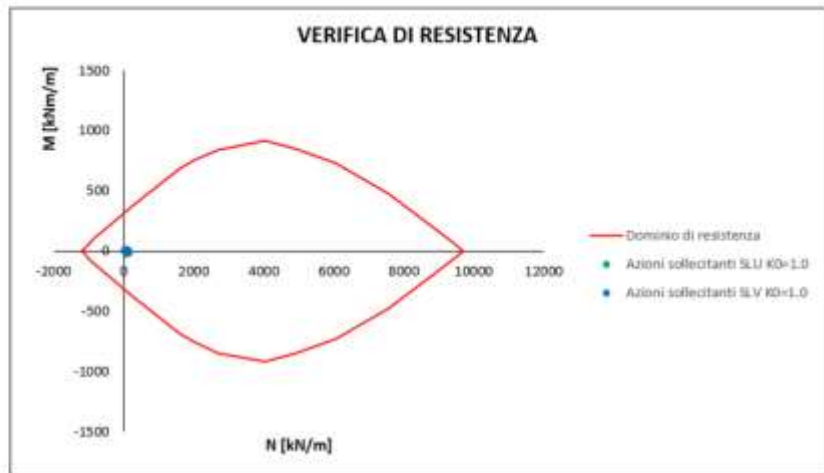
Calotta/Piedritti: Verifica a Flessione

A favore di sicurezza è stato utilizzato lo spessore minore per il calcolo della resistenza a flessione (60cm).

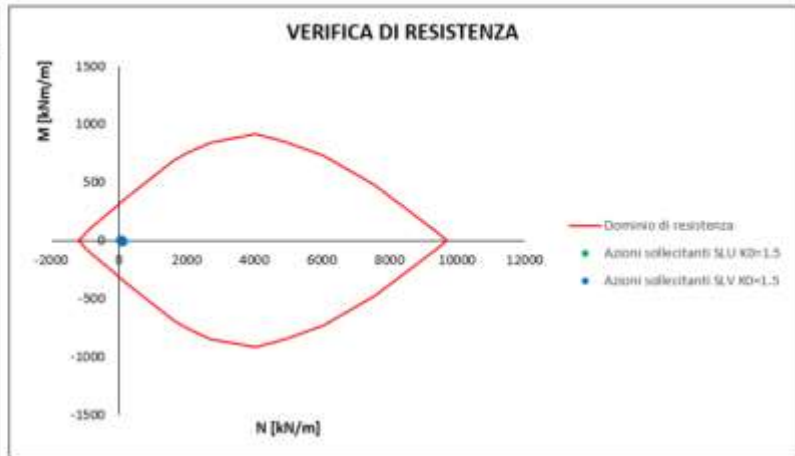
Azioni sollecitanti SLU $K_{\gamma}=0.5$		Azioni sollecitanti SLY $K_{\gamma}=0.5$	
N [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	M [kNm/m]
74.6	14	88.7	2.1
72.1	15	87.4	2.5
77.7	0.4	85.8	0.1
72.9	-5.7	88.7	-15.2
72.7	9.7	109.0	8.9
72.8	-1.4	92.9	-4.2
80.8	3.7	77.5	7.2
82.7	-0.8	87.0	14.8
95.2	2.1	82.8	13.5
82.5	3.1	88.2	8.9
97.3	-1.6	58.2	13.1
88.8	-2.4	78.8	2.8
87.8	-2.9	85.8	8.8
88.6	8.8	88.7	14.8
90.0	3.9	86.8	2.7
102.1	-2.5	81.4	10.4
83.5	2.1	88.5	-13.1
114.5	-0.8	86.7	8.5
99.9	-2.5	88.4	-17.8
90.2	3.7	97.1	-2.5
94.7	-1.8	118.7	-20.2
88.8	-2.4	81.5	-3.5
86.9	8.8	130.7	-17.4
81.3	3.8	90.1	-7.8
90.3	-0.4	111.0	-20.0
84.7	-2.9	89.5	-12.2
86.0	8.4	88.0	4.2
98.1	-1.5	108.2	7.0
84.2	-1.2	128.6	8.9
81.8	-0.9	86.3	5.0
88.6	-1.5	77.2	-3.8
82.7	-0.9	81.5	-2.1
101.3	-0.8	75.2	-1.2
95.0	-1.3	74.5	-4.3
76.5	9.7	91.0	3.2
76.0	-5.7	28.3	2.8
81.8	14	82.1	3.8
75.6	-13.0	17.8	8.8
75.9	-1.4	24.6	3.8
77.2	15	48.2	3.4



Azioni sollecitanti SLU $K_{\gamma}=1.0$		Azioni sollecitanti SLV $K_{\gamma}=1.0$	
N [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	M [kNm/m]
63.7	3.1	316	2.4
70.3	3.3	36.8	2.6
70.8	1.9	87.5	0.9
70.2	-4.7	82.6	-0.5
72.3	-2.4	103.0	1.8
75.3	-0.4	109.2	-3.8
18.2	-1.3	88.5	5.3
36.1	8.5	58.0	11.0
99.3	0.1	69.1	12.2
166.7	-6.6	86.5	3.5
87.8	8.4	48.8	8.3
94.4	-6.3	66.2	0.6
95.3	-0.1	58.8	2.6
93.7	8.5	55.8	12.7
113.9	-1.6	111.5	1.8
96.4	0.1	52.8	6.2
106.7	0.1	130.8	-8.6
97.4	-0.3	97.1	-2.7
96.1	0.1	129.5	-7.9
111.1	-1.3	89.2	-3.1
82.1	6.4	142.4	-8.5
66.1	-0.3	120.9	-4.5
106.6	8.8	127.5	-10.9
118.8	-6.6	125.0	-4.8
95.3	8.5	142.6	-6.7
99.0	-0.1	132.0	-4.2
77.1	1.9	45.5	2.4
93.8	8.6	75.5	0.2
96.0	-0.2	31.6	-1.2
80.8	8.7	58.8	1.4
77.4	6.8	81.4	-3.2
73.8	8.7	84.7	-6.6
82.0	-0.3	72.5	-6.4
90.5	-0.3	77.3	-1.1
73.6	2.4	16.3	3.4
78.6	-4.7	30.9	3.7
74.2	3.1	33.7	3.1
83.2	-19.8	38.1	2.9
75.8	-6.4	13.6	3.6
73.0	3.2	24.9	3.3



Azioni sollecitanti SLU $K_s=1.5$		Azioni sollecitanti SLV $K_s=1.5$	
N [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	M [kNm/m]
86.4	4.7	89.1	3.3
68.7	5.1	95.4	3.6
66.3	3.4	84.3	1.8
84.3	-7.8	18.4	-14.0
72.8	4.1	82.7	2.1
78.5	0.5	10.3	-0.8
133.9	-5.8	10.8	2.2
96.9	1.5	52.6	8.3
86.3	-1.9	77.8	10.7
126.8	-4.2	37.4	7.0
89.9	2.2	48.9	9.1
80.8	1.6	62.1	10
82.0	1.9	95.8	3.8
106.5	0.1	60.5	12.1
107.4	-4.5	124.5	-2.3
85.3	2.2	51.0	6.3
127.5	-1.9	113	-13.6
63.0	1.6	84.8	-1.5
92.1	2.2	138.0	-6.3
137.6	-5.8	132.4	-6.8
88.8	2.2	144.4	-8.8
84.9	1.5	18.6	-3.2
117.6	0.1	145.9	-10.7
104.5	-4.2	137.6	-8.8
167.1	1.5	147.6	-3.6
87.3	1.9	120.3	-4.7
71.7	3.4	44.1	3.3
77.8	1.4	73.5	9.9
80.7	1.2	89.4	-0.3
74.8	2.8	58.1	2.1
71.6	1.4	77.1	-0.3
68.5	2.8	80.7	6.3
77.7	1.8	68.0	8.8
74.7	1.2	72.8	-0.1
72.0	4.1	89.5	4.5
81.8	-7.8	85.2	2.8
69.6	4.7	33.0	4.1
87.4	-24.3	16.2	-1.2
76.0	0.5	8.2	4.2
69.7	5.1	25.0	4.4



Calotta/Piedritti: Verifica a Taglio

A favore di sicurezza è stato utilizzato lo spessore minore per il calcolo della resistenza a taglio (60cm).

K_0	$T_{MAX_STATICA}$ [kN/m]	T_{MAX_SISMA} [kN/m]	N_{SISMA} [kN/m]
0.5	28.1	77.4	-118.7
1.0	45.7	68.4	-113.6
1.5	63.8	78.5	-116.4

Caratteristiche della sezione		
GEOMETRIA		
H =	60 cm	altezza sezione
b _w =	100 cm	larghezza sezione
h' =	5 cm	copriferro
d =	55 cm	altezza utile
ARMATURA TESA		
ϕ =	14 mm	diametro armatura
n° =	10	numero barre
A _s =	15.4 cm ²	area dell'armatura tesa
ρ _l =	0.0026	rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)
AZIONI DI COMPRESSIONE		
N _{Ed} =	0 kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
σ _{cp} =	0.00 Mpa	tensione media di compressione
Resistenza senza armatura a taglio		
RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO	V_{Rd} =	185 kN
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con		
$V_{Rd} = \max \left[\left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ctk})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] h_e - d; (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot h_e \cdot d \right] \quad [4.1.23]$		
con		
f _{ctk} espresso in MPa		
k = 1 + (200/d) ^{1/2} ≤ 2		
v _{min} = 0,035k ^{1/3} f _{ctk} ^{1/2}		

La verifica risulta soddisfatta in quanto $V_{Res}=185kN > V_{Ed,Max}=78.5kN$

6.6.3 Sezione Tipo Light (Copertura 20m)

6.6.3.1 Analisi deformativa

I risultati più significativi ottenuti dalla presente analisi sono riassunti nelle tabelle contenute nel presente paragrafo. Il modello ha indicato spostamenti con deformazioni del cavo in lungo termine di circa 0.5 cm ($k_0=1.5$).

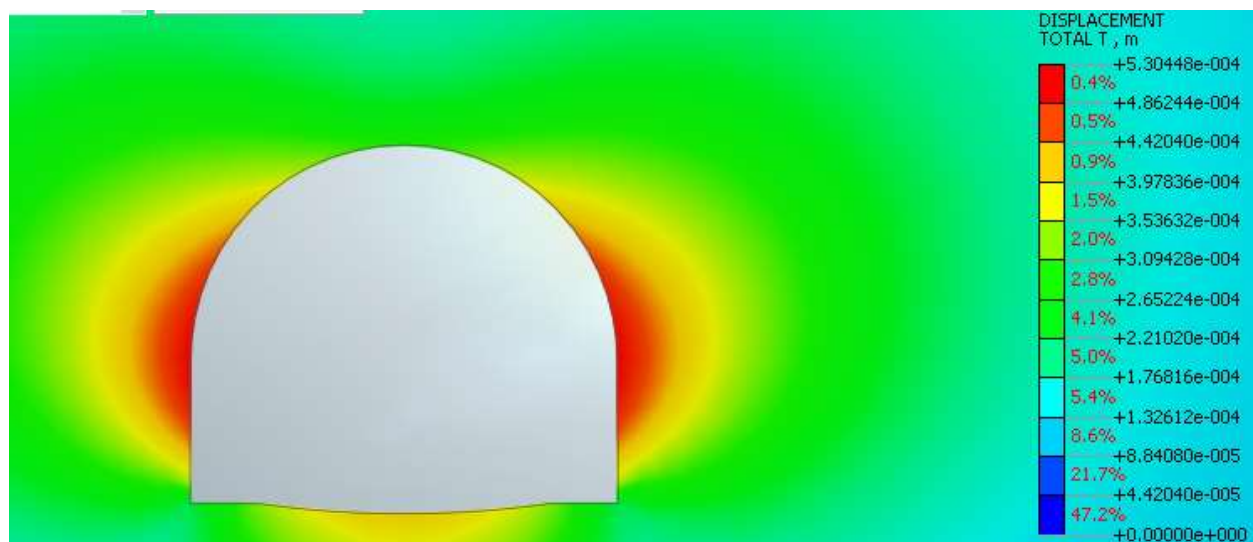


Figura 6.38 – Deformata Stage Finale Statico ($k_0=1.5$)

Di seguito sono riportate alcune immagini che mostrano lo stato di plasticizzazione del terreno al passare delle fasi:

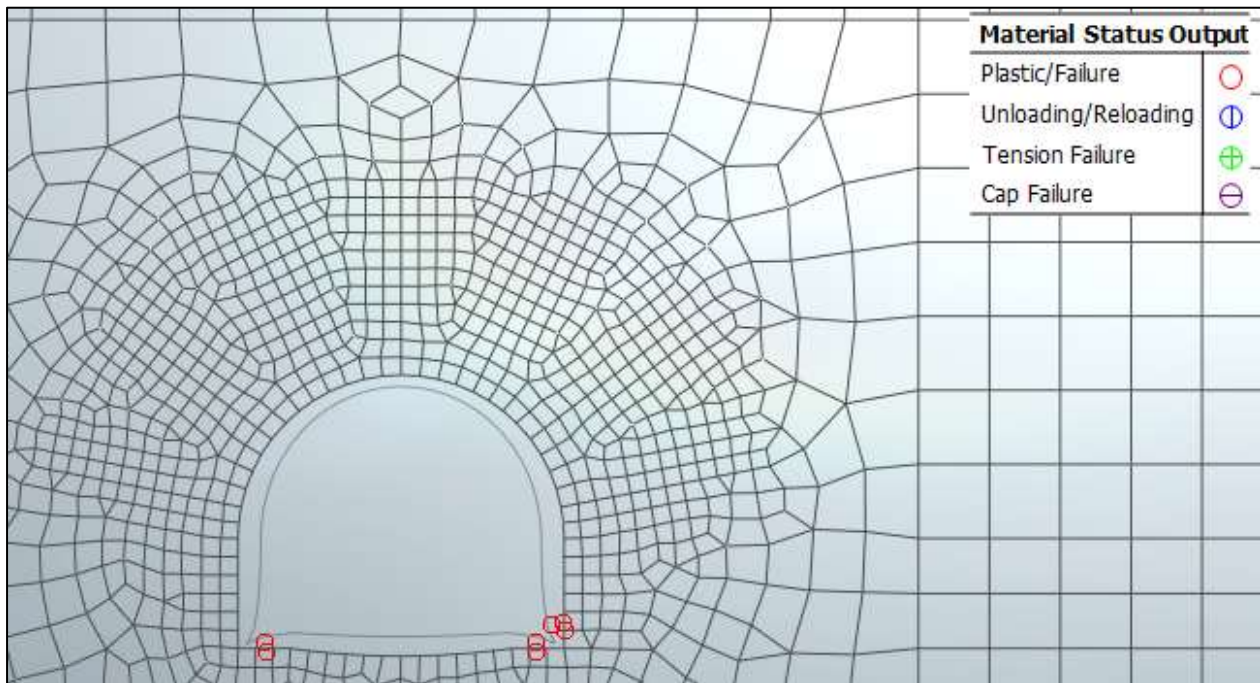


Figura 6.39 – Zone plasticizzate (Scavo per installazione riv. provvisorio)

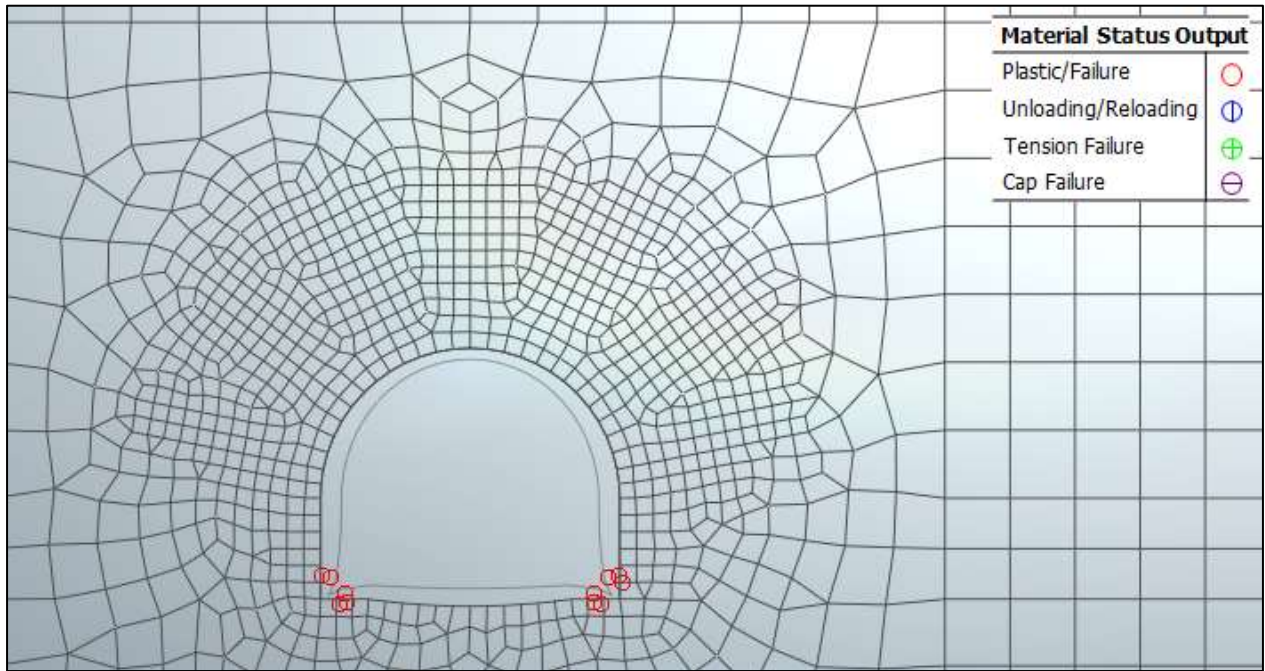


Figura 6.40 – Zone plasticizzate (Attivazione riv. provvisorio)

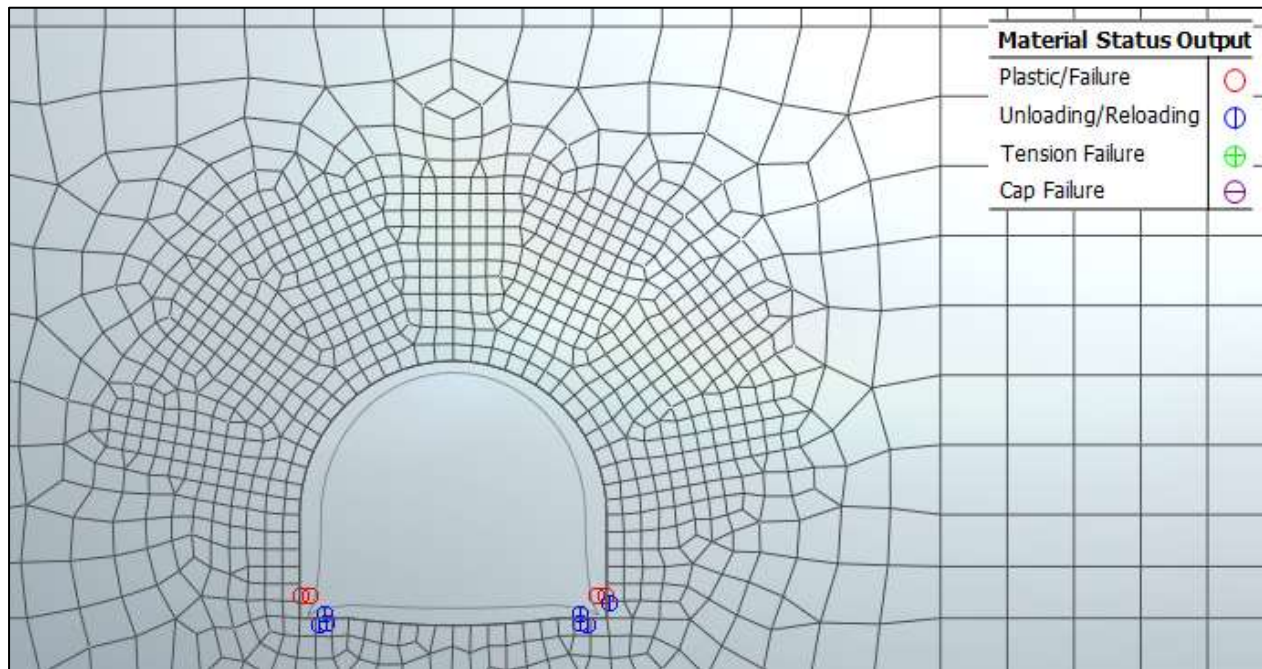


Figura 6.41 – Zone plasticizzate (Attivazione riv. definitivo)

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

SEZIONE	u [cm]	u [cm]	u [cm]
	$k_0=0.5$	$k_0=1.0$	$k_0=1.5$
Chiave Calotta (S_v)	0.4	0.4	0.3
Testa Piedritti (S_h)	0.1	0.3	0.5
Chiave Arco Rov. (S_v)	0.5	0.5	0.4

6.6.3.2 Analisi tensionale e delle sollecitazioni

Rivestimento di Prima Fase

I rivestimenti di prima fase utilizzati sono descritti nella seguente tabella:

Sezione	E_{spritz} [GPa]	S_{spritz} [cm]	E_{cch} [GPa]	N_{cch}	Passo centine [m]	Profilo centine	I_{cch} [cm ⁴]	A_{cch} [cm ²]	$E_{acciaio}$ [GPa]	$I_{acciaio}$ [cm ⁴]
Light	10.4	20	210	1	1.5	HEA140	1033	31.42	12.5	19.98

Nella tabella sottostante viene riportato lo stato tensionale sia sulle ali delle centine che sullo spritz beton unicamente le condizioni più gravose in base a quanto valutato nei vari step di calcolo.

K_0	$N_{calcolo}$ [kN]	$M_{calcolo}$ [kNm]	$T_{calcolo}$ [kN]	$\sigma_{d,Spritz\ Beton}$ [MPa]	$\sigma_{d,Centine}$ [MPa]	$\tau_{d,Centine}$ [MPa]	$\sigma_{id,Centine}$ [MPa]
0.5	-6.0	0.03	0.4	0.032	1.028	0.248	1.11
1.0	-7.3	0.02	0.4	0.039	1.043	0.248	1.13
1.5	-7.8	0.02	0.4	0.042	1.179	0.248	1.25

Tutte le verifiche sono soddisfatte in quanto la tensione limite dello Spritz-Beton (6.64 Mpa) e dell’acciaio (261.1 Mpa) risultano superiori a quelle di calcolo.

Di seguito è riportata un’immagine per $k_0=0.5$ delle sollecitazioni sul rivestimento provvisorio derivante dal modello FEM.

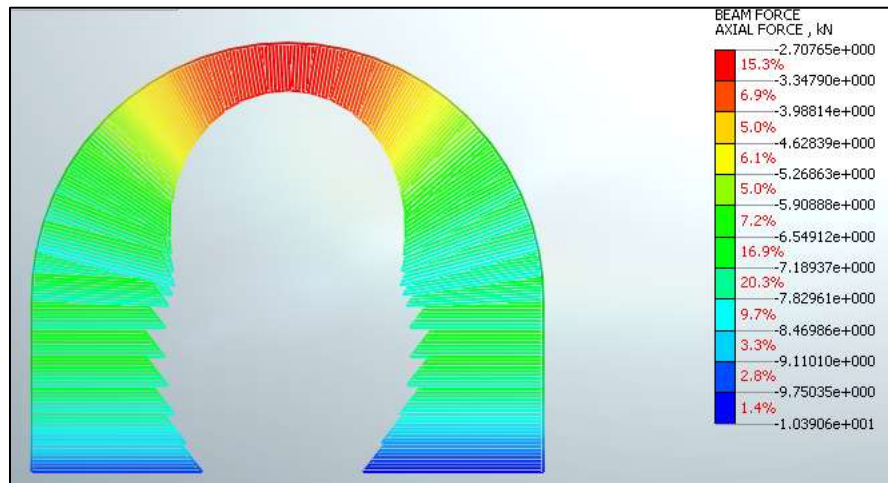


Figura 6.42 – Sforzo assiale ($k_0=0.5$)

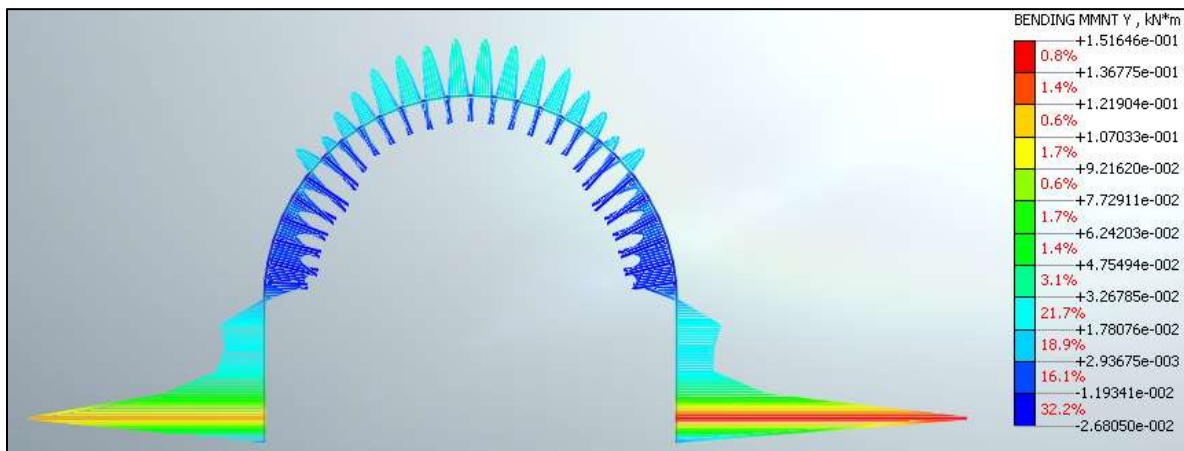


Figura 6.43 – Momento Flettente ($k_0=0.5$)

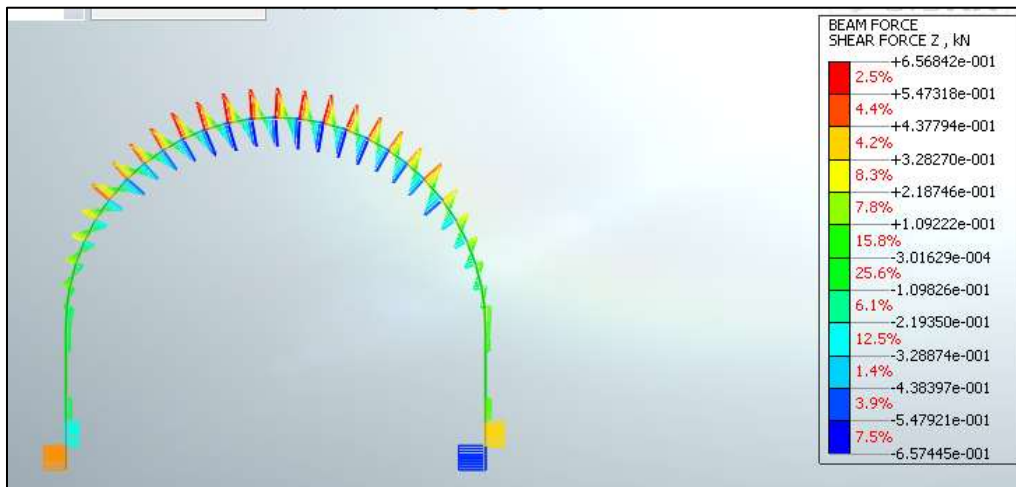


Figura 6.44 – Sforzo di taglio ($k_0=0.5$)

Rivestimento definitivo

Di seguito è riportato un quadro sinottico degli spessori utilizzati per il rivestimento definitivo e delle sollecitazioni derivanti dal calcolo FEM:

RIVESTIMENTO DEFINITIVO		
Classe CLS [-]	$S_{\text{Arco Rovescio}}$ [cm]	S_{Calotta} [cm]
C25/30	50	40

FERRI ARMATURA PRINCIPALE		
	Intradosso	Estradosso
Arco rovescio	$\phi 14/20$	$\phi 14/20$
Calotta	$\phi 14/20$	$\phi 14/20$

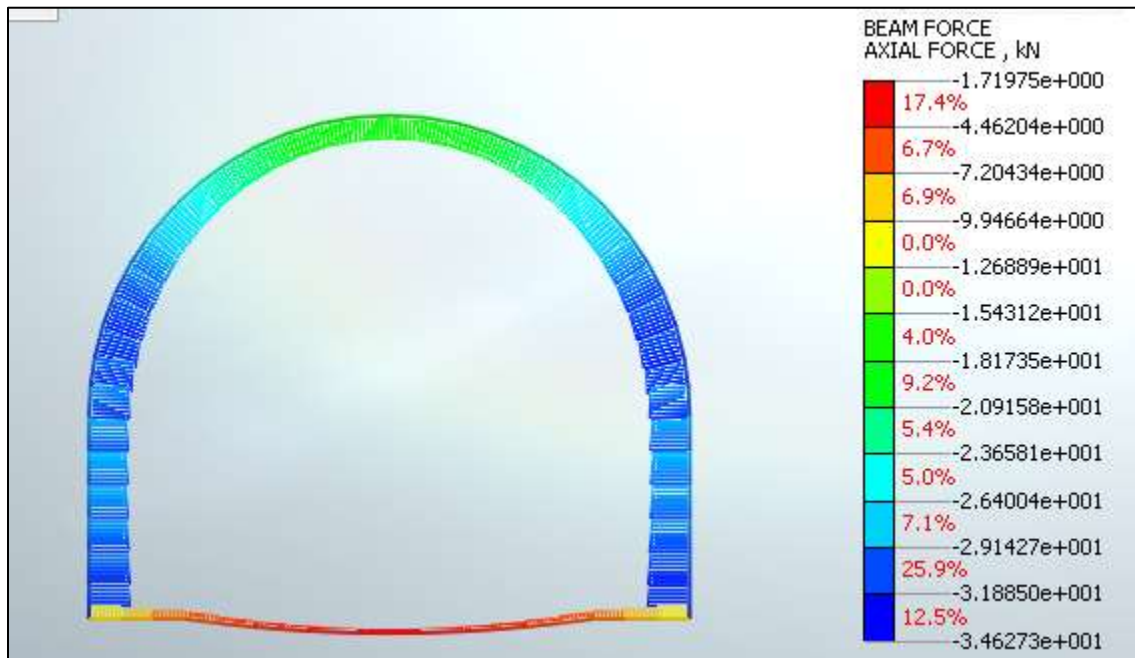


Figura 6.45 – Sforzo normale - Statica ($k_0=0.5$)

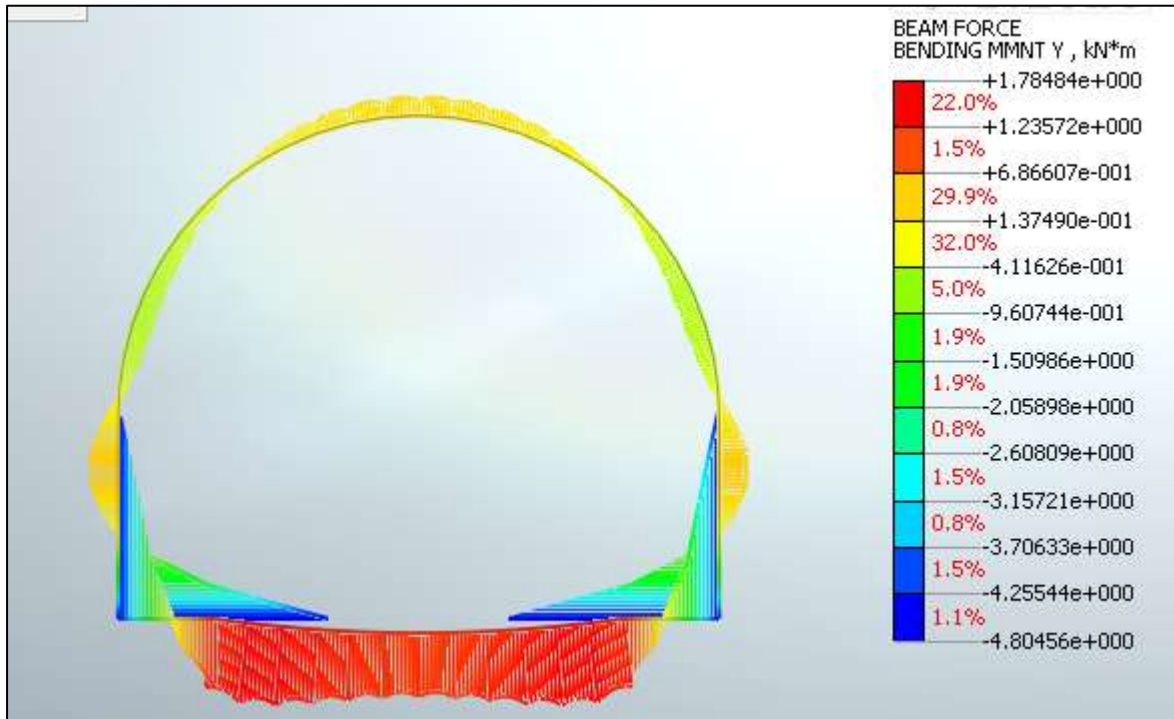


Figura 6.46 – Momento Flettente - Statica ($k_0=0.5$)

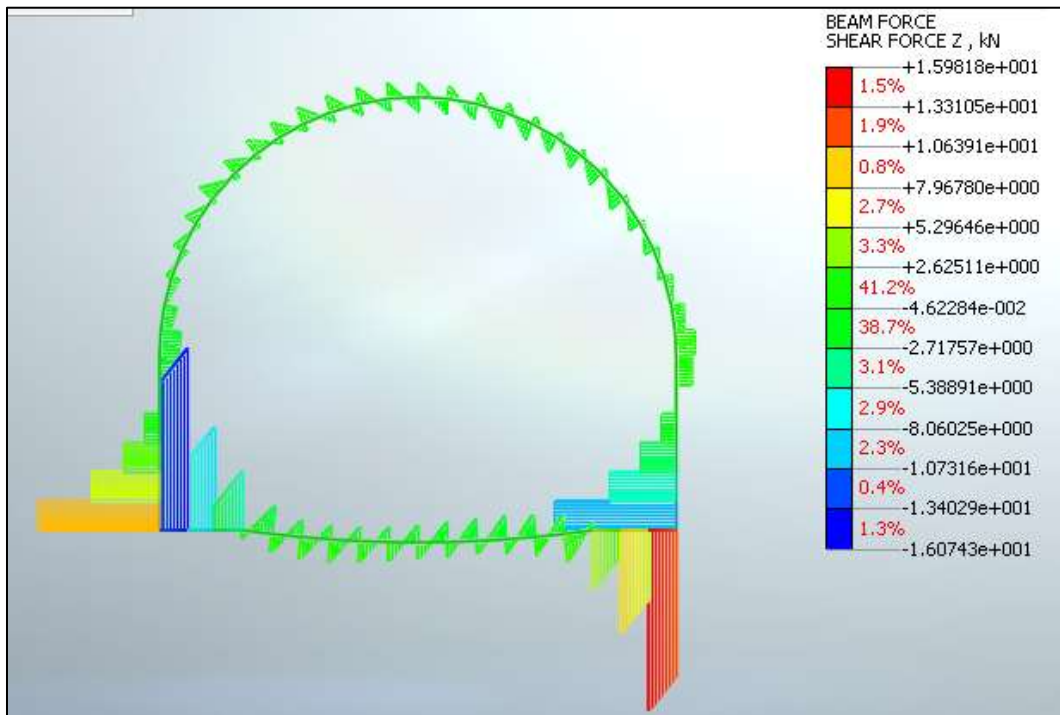


Figura 6.47 – Sforzo di taglio - Statica ($k_0=0.5$)

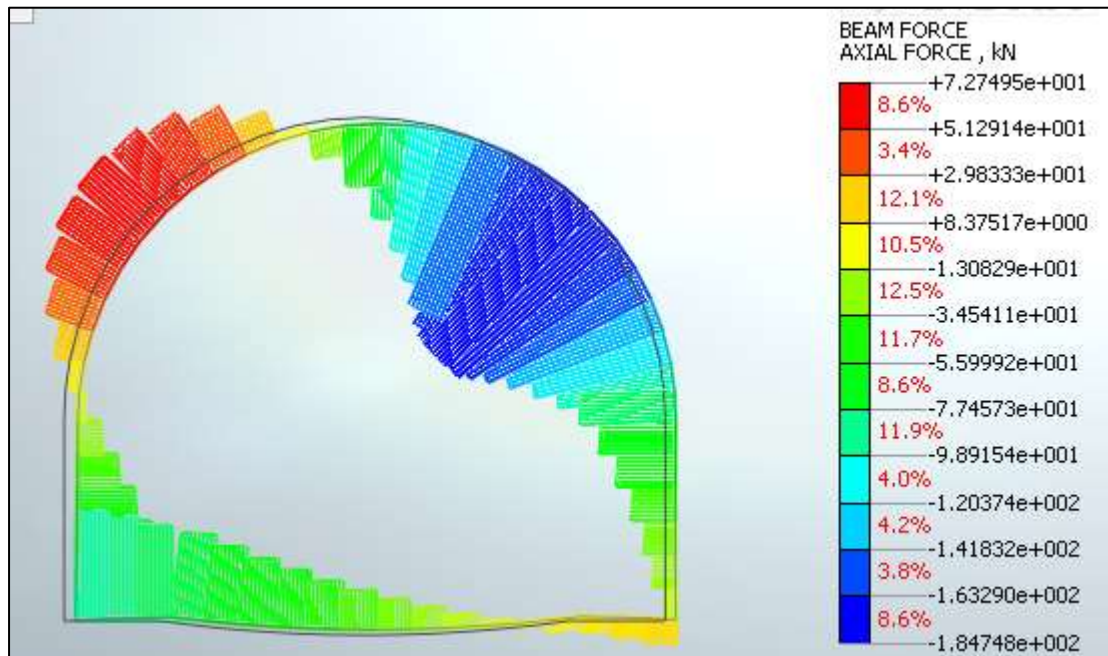


Figura 6.48 – Sforzo normale - Sismica ($k_0=0.5$)

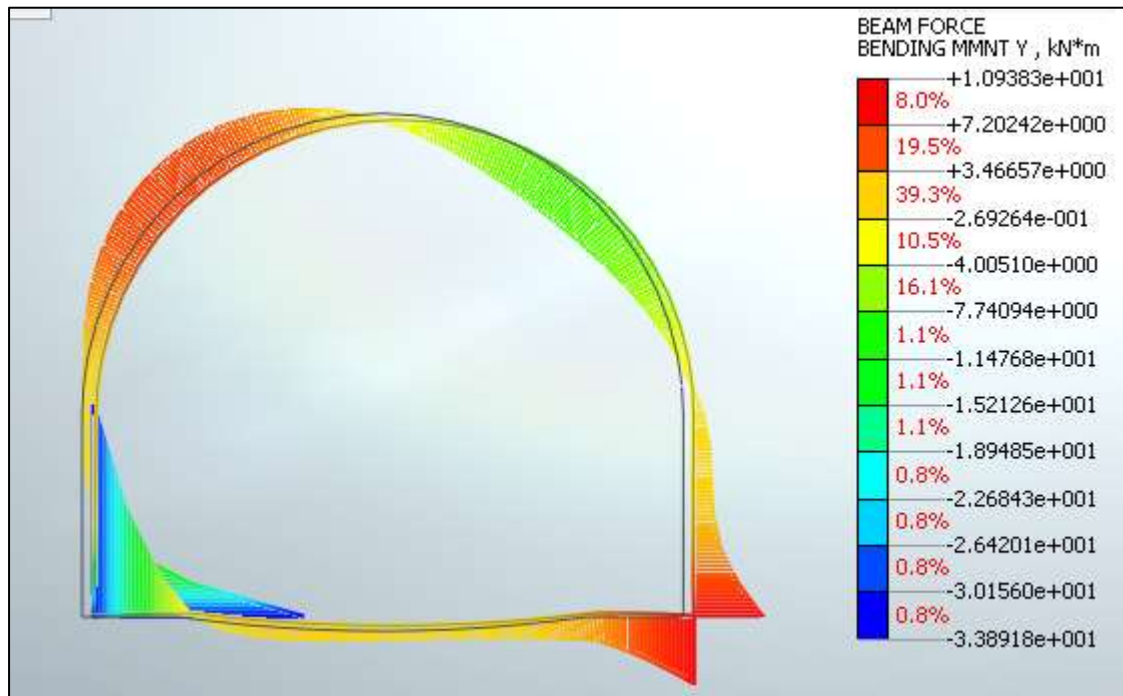


Figura 6.49 – Momento Flettente - Sismica ($k_0=0.5$)

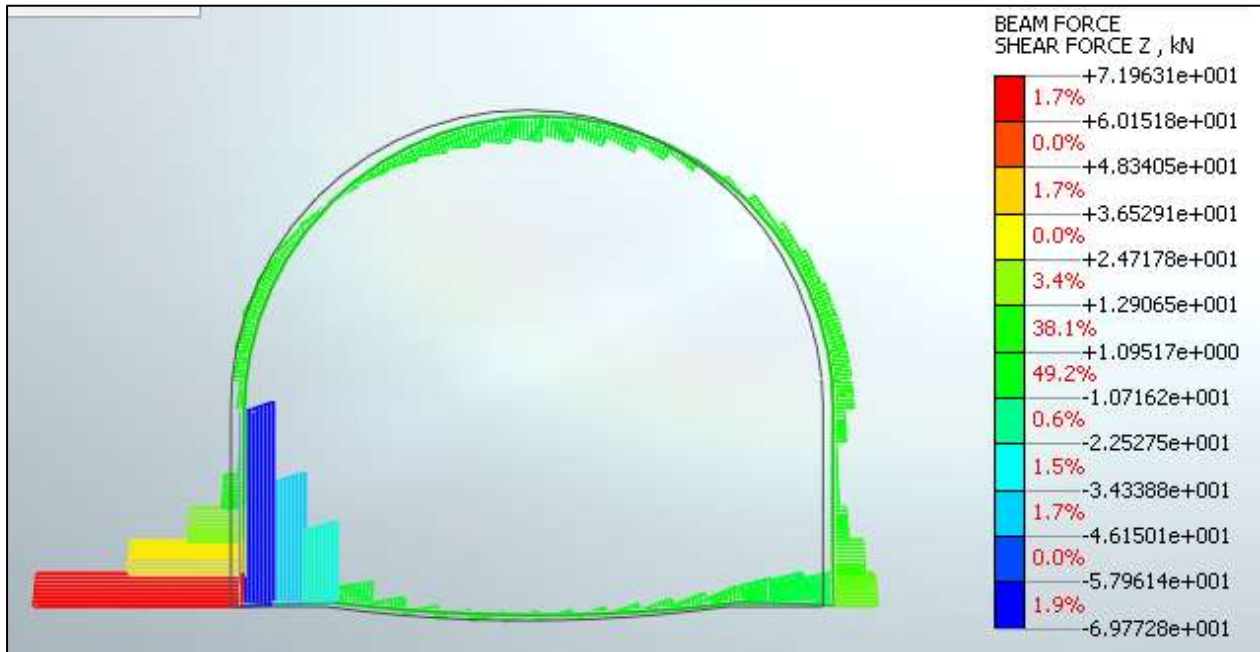


Figura 6.50 – Sforzo di taglio - Sismica ($k_0=0.5$)

Arco Rovescio: Verifica a flessione

Azioni sollecitanti SLU $K_0=0.5$	
N [kN/m]	M [kNm/m]
7.3	0.8
11.9	-6.2
9.5	-1.6
3.6	2.3
2.2	1.9
4.6	2.3
5.9	2.0
2.4	2.0
3.0	2.1
6.4	2.3
2.3	1.9
3.1	2.0
2.6	1.9
3.9	2.2
5.0	2.3
9.5	0.8
7.3	2.0
11.8	-1.6

Azioni sollecitanti SLV $K_0=0.5$	
N [kN/m]	M [kNm/m]
79.3	-6.4
92.9	-33.9
86.7	-17.1
57.7	2.6
33.3	2.3
66.0	1.9
74.3	0.1
41.0	2.5
49.5	2.7
-9.4	3.6
25.3	2.1
10.4	2.2
17.9	2.1
3.3	2.4
-3.4	2.9
-17.4	6.2
-13.3	4.5
-21.1	8.5

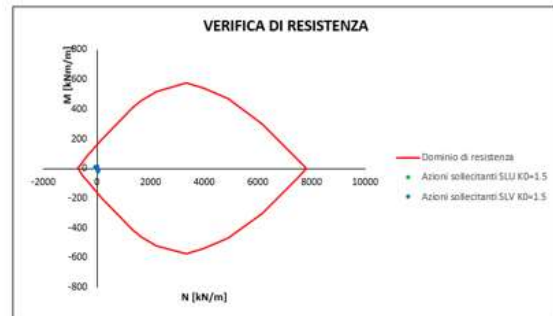


Azioni sollecitanti SLU $K_0=1.0$	
N [kN/m]	M [kNm/m]
21.4	0.0
26.1	-9.4
23.7	-3.4
18.6	2.3
17.6	1.9
19.3	2.3
20.3	1.9
17.7	2.1
18.1	2.2
20.8	2.3
17.6	1.9
18.3	2.1
17.8	2.0
18.9	2.2
19.7	2.3
23.7	0.0
21.4	1.9
26.1	-3.5

Azioni sollecitanti SLV $K_0=1.0$	
N [kN/m]	M [kNm/m]
50.4	-4.5
62.8	-25.3
56.8	-12.5
33.9	2.2
16.4	2.0
40.0	1.6
46.3	0.2
21.7	2.2
27.9	2.3
-12.4	2.9
10.7	1.9
0.5	1.9
5.6	1.8
-4.2	2.1
-8.6	2.4
-16.1	4.9
-14.5	3.6
-17.7	6.4



Azioni sollecitanti SLU $K_0=1.5$		Azioni sollecitanti SLV $K_0=1.5$	
N [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	M [kNm/m]
35.6	-0.9	59.3	-5.1
40.2	-12.3	71.4	-26.9
38.0	-5.2	65.6	-13.6
34.0	2.2	44.0	2.1
33.4	1.9	27.4	1.9
34.3	2.2	49.8	1.5
34.9	1.7	55.5	0.0
33.5	2.0	32.5	2.1
33.7	2.1	38.4	2.2
35.4	2.1	-1.6	2.8
33.5	1.8	21.9	1.8
33.9	2.0	11.8	1.8
33.6	1.9	16.9	1.8
34.2	2.1	7.0	2.0
34.8	2.2	2.5	2.3
37.9	-1.0	-5.4	4.1
35.6	1.6	-3.9	3.3
40.2	-5.3	-7.0	5.0



Arco Rovescio: Verifica a taglio

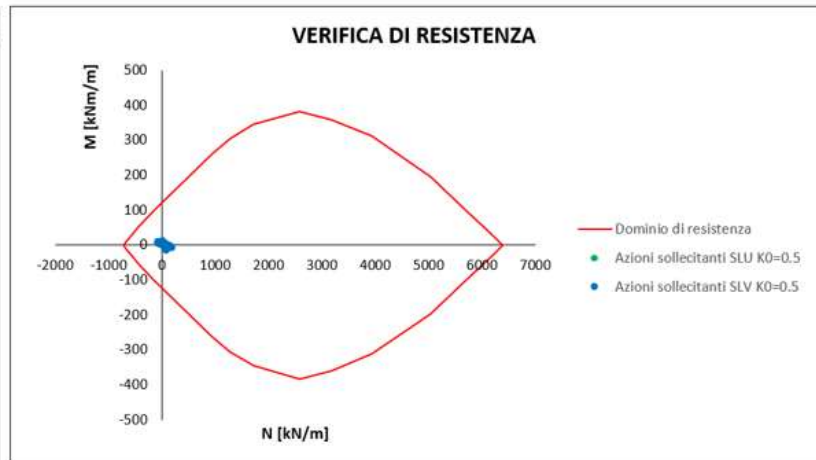
K_0	$T_{MAX_STATICA}$ [kN/m]	T_{MAX_SISMA} [kN/m]	N_{SISMA} [kN/m]
0.5	20.8	66.7	-92.9
1.0	26.0	50.5	-62.8
1.5	30.5	52.6	-71.4

Caratteristiche della sezione			
GEOMETRIA			
H =	50	cm	altezza sezione
b _w =	100	cm	larghezza sezione
h' =	5	cm	copriferro
d =	45	cm	altezza utile
ARMATURA TESA			
ϕ =	14	mm	diametro armatura
n° =	5		numero barre
A _s =	7.7	cm ²	area dell'armatura tesa
ρ _l =	0.0015		rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)
AZIONI DI COMPRESSIONE			
N _{Ed} =	0	kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
σ _{cp} =	0.00	Mpa	tensione media di compressione
Resistenza senza armatura a taglio			
RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO			
V_{Rd} =	169 kN		
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con			
$V_{Rd} = \max \left[\left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \right] \quad [4.1.23]$			
con			
f _a espresso in MPa			
k = 1 + (200/d) ^{1/2} ≤ 2			
v _{min} = 0,035k ^{3/2} f _{ck} ^{1/2}			

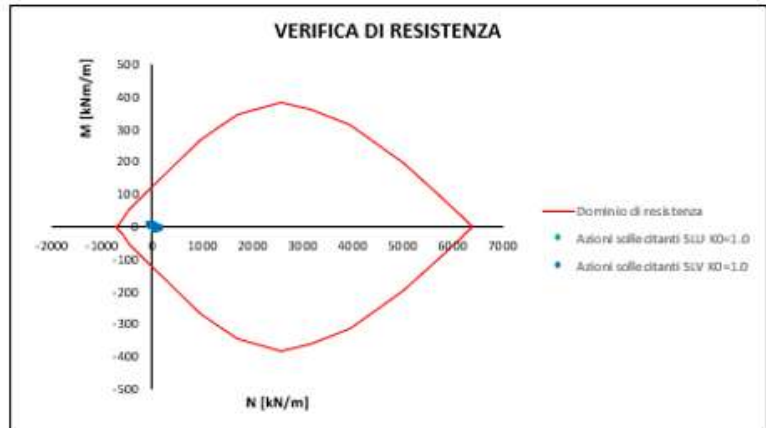
La verifica risulta soddisfatta in quanto $V_{Res} = 169 \text{ kN} > V_{Ed,Max} = 66.7$

Calotta/Piedritti: Verifica a Flessione

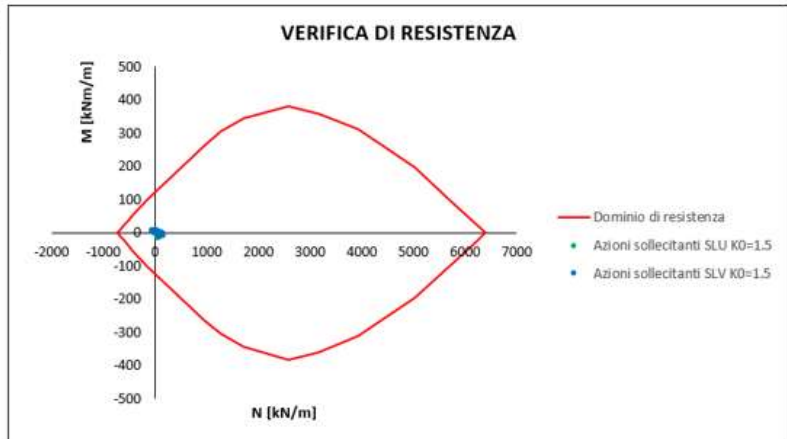
Azioni sollecitanti SLU $K_{\alpha}=0.5$		Azioni sollecitanti SLV $K_{\alpha}=0.5$	
N [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	M [kNm/m]
74.6	1.4	90.7	2.1
73.1	1.5	97.4	2.5
77.7	0.4	85.5	0.1
72.5	-5.7	118.7	-15.2
72.7	0.7	105.0	0.9
72.8	-1.4	112.9	-4.2
80.8	3.7	77.5	7.2
92.7	-0.4	57.0	14.6
85.2	2.1	62.9	13.5
82.5	3.1	69.3	10.9
97.3	-1.6	58.3	13.1
111.5	-2.4	70.8	2.8
107.0	-2.9	65.8	6.8
88.6	0.9	58.7	14.8
80.0	3.9	86.8	2.7
102.1	-2.5	61.4	10.4
83.5	2.1	119.5	-13.1
114.5	-0.8	161.7	8.5
99.5	-2.5	155.4	-17.8
80.2	3.7	97.1	-2.5
94.7	-1.6	149.7	-20.3
109.8	-2.4	161.5	-3.5
86.5	0.9	130.7	-17.4
81.3	3.0	108.1	-7.9
90.3	-0.4	141.0	-20.0
104.7	-2.9	159.5	-12.2
86.0	0.4	68.0	4.2
90.1	-1.5	108.2	7.0
104.3	-1.3	128.6	9.9
91.9	-0.9	86.9	5.0
88.6	-1.5	77.9	-3.8
82.7	-0.9	81.5	-2.1
101.3	-0.8	75.2	-1.2
95.0	-1.3	74.5	-4.3
76.5	0.7	31.3	3.2
76.0	-5.7	20.3	2.6
81.0	1.4	52.1	3.8
75.6	-13.0	17.8	0.9
75.9	-1.4	24.6	3.0
77.9	1.5	40.2	3.4



Azioni sollecitanti SLU $K_d=1.0$		Azioni sollecitanti SLV $K_d=1.0$	
N [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	M [kNm/m]
39.5	0.6	10.0	0.9
41.2	0.2	-1.8	1.4
37.9	1.2	21.2	0.7
37.7	1.8	32.6	0.9
38.5	1.8	43.9	0.7
40.3	1.3	55.3	-0.6
43.0	-0.2	66.3	-4.2
45.8	-3.3	75.4	-11.7
46.0	-0.2	-56.4	5.8
47.0	-0.2	-42.9	5.0
46.9	-0.2	-52.0	5.6
46.7	-0.2	-56.5	5.8
47.4	-0.1	33.7	-0.1
47.2	-0.1	10.3	1.5
47.1	-0.1	-11.0	2.9
47.0	-0.2	-29.1	4.1
48.4	-0.2	120.6	-5.2
48.1	-0.2	102.3	-4.2
47.8	-0.1	61.0	-3.0
47.6	-0.1	57.6	-1.6
48.9	-0.2	148.2	-6.0
48.8	-0.2	143.6	-6.1
48.6	-0.2	134.4	-5.8
49.0	-0.2	147.8	-5.5
45.7	-0.2	-50.9	5.2
44.9	-0.2	-41.7	4.4
43.9	-0.2	-29.4	3.4
42.5	0.0	-15.4	2.4
48.5	-0.2	141.8	-4.8
48.0	-0.2	131.8	-3.8
47.1	0.0	118.2	-2.6
45.8	0.2	102.3	-1.3
42.4	1.2	71.6	1.2
44.1	0.6	66.3	-0.1
41.3	1.8	58.1	2.1
41.0	1.8	46.2	2.4
41.9	1.3	36.2	2.7
43.9	-0.2	27.8	3.5
47.6	-3.2	22.9	5.6
50.7	-9.4	16.0	7.8



Azioni sollecitanti SLU $K_{\phi}=1.5$		Azioni sollecitanti SLV $K_{\phi}=1.5$	
N [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	M [kNm/m]
37.8	1.4	8.6	1.4
40.1	0.9	-2.6	1.3
36.0	2.1	19.4	1.3
36.0	2.7	30.8	1.6
37.4	2.8	42.3	1.4
40.3	2.2	54.2	0.1
44.6	0.4	66.2	-3.7
48.6	-3.7	78.1	-11.8
55.8	-0.2	-48.3	5.6
64.9	-0.6	-29.4	4.7
62.3	-0.5	-40.0	5.3
59.5	-0.4	-46.3	5.6
70.9	-0.8	49.9	-0.5
70.2	-0.8	26.5	1.0
68.9	-0.7	4.7	2.4
67.0	-0.7	-14.3	3.7
68.4	-0.6	132.9	-5.4
69.6	-0.7	116.2	-4.5
70.8	-0.7	96.0	-3.4
71.1	-0.8	73.5	-2.0
61.7	-0.2	155.0	-5.9
64.2	-0.4	152.4	-6.1
66.5	-0.5	145.1	-5.9
58.7	-0.1	152.5	-5.3
52.4	-0.1	-45.0	5.2
49.1	0.1	-37.8	4.5
45.7	0.3	-27.4	3.6
42.5	0.6	-15.0	2.7
55.3	0.1	144.4	-4.5
52.1	0.3	132.7	-3.4
48.9	0.6	117.7	-2.1
45.8	0.9	100.7	-0.7
40.6	2.1	69.2	1.9
42.9	1.4	84.1	0.5
39.4	2.7	55.9	2.8
39.4	2.9	44.3	3.1
40.9	2.2	34.9	3.3
43.9	0.3	27.4	3.9
49.4	-3.6	23.8	5.1
54.0	-12.3	18.2	5.5



Calotta/Piedritti: Verifica a Taglio

K_0	$T_{MAX_STATICA}$ [kN/m]	T_{MAX_SISMA} [kN/m]	N_{SISMA} [kN/m]
0.5	13.9	71.2	-91.6
1.0	23.6	52.5	-75.4
1.5	33.1	58.3	-76.1

Caratteristiche della sezione			
GEOMETRIA			
	H =	40 cm	altezza sezione
	b _w =	100 cm	larghezza sezione
	h' =	5 cm	copriferro
	d =	35 cm	altezza utile
ARMATURA TESA			
	φ =	14 mm	diametro armatura
	n° =	5	numero barre
	A _s =	7.7 cm ²	area dell'armatura tesa
	ρ _l =	0.0019	rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)
AZIONI DI COMPRESSIONE			
	N _{Ed} =	0 kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
	σ _{cp} =	0.00 Mpa	tensione media di compressione
Resistenza senza armatura a taglio			
RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO			
	V_{Rd} =	142 kN	
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con			
$V_{Rd} = \max \left[\left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{tk})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \right] \quad [4.1.23]$			
con			
f _{tk} espresso in MPa			
k = 1 + (200/d) ^{1/2} ≤ 2			
v _{min} = 0,035k ^{3/2} f _{tk} ^{1/2}			

La verifica risulta soddisfatta in quanto V_{Res}=142kN>V_{Ed,Max}=71.2kN

6.6.4 Sezione Tipo Light (Copertura 100m)

6.6.4.1 Analisi deformativa

I risultati più significativi ottenuti dalla presente analisi sono riassunti nelle tabelle contenute nel presente paragrafo. Il modello ha indicato spostamenti con deformazioni del cavo in lungo termine di circa 0.4 cm ($k_0=1.5$).

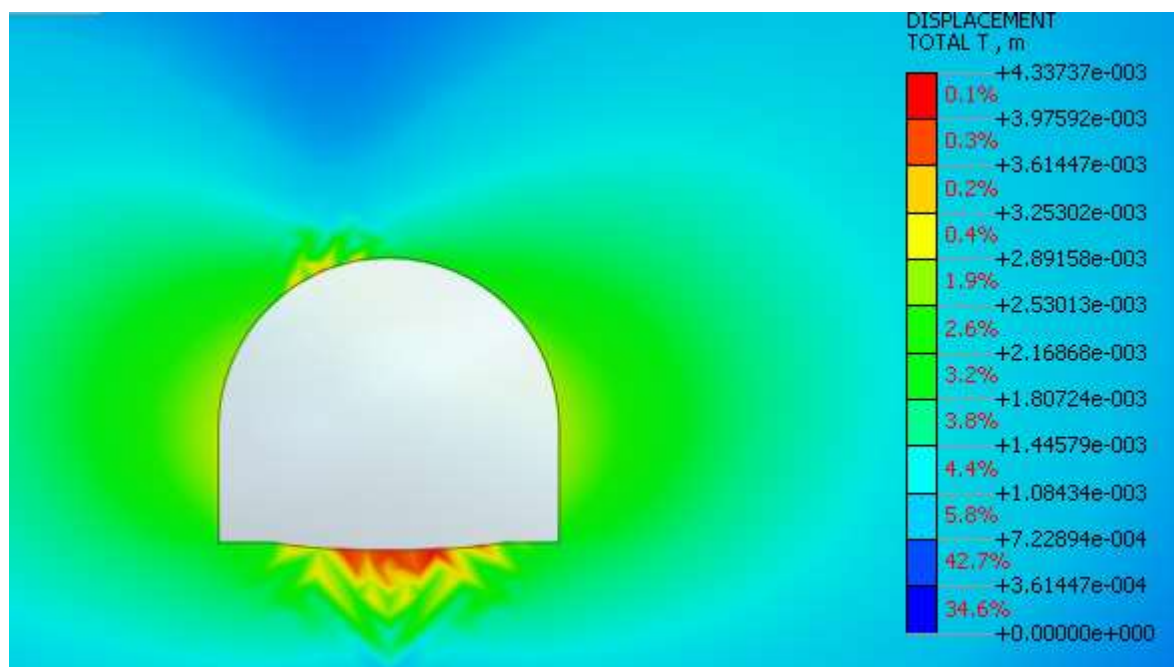


Figura 6.51 – Deformata Stage Finale Statico ($k_0=1.5$)

Di seguito sono riportate alcune immagini che mostrano lo stato di plasticizzazione del terreno al passare delle fasi:

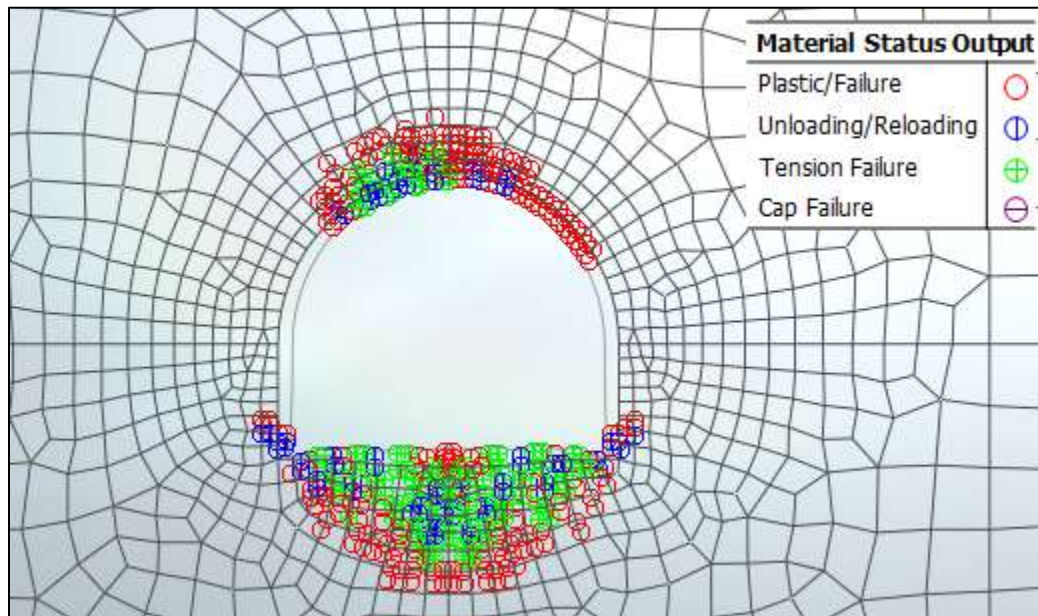


Figura 6.52 – Zone plasticizzate (Scavo per installazione riv. provvisorio)

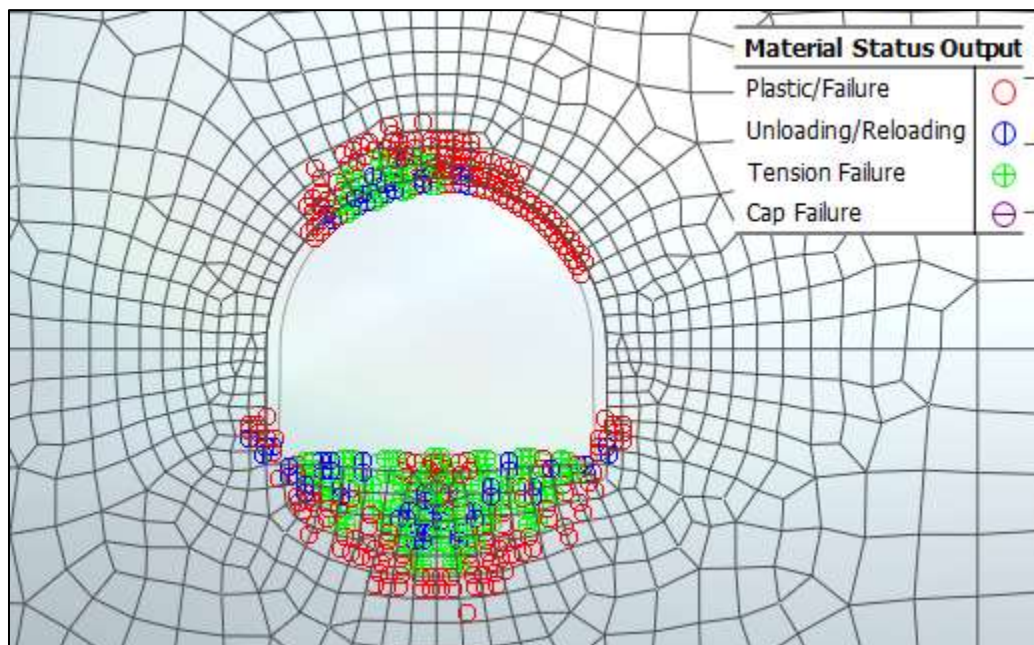


Figura 6.53 – Zone plasticizzate (Attivazione riv. provvisorio)

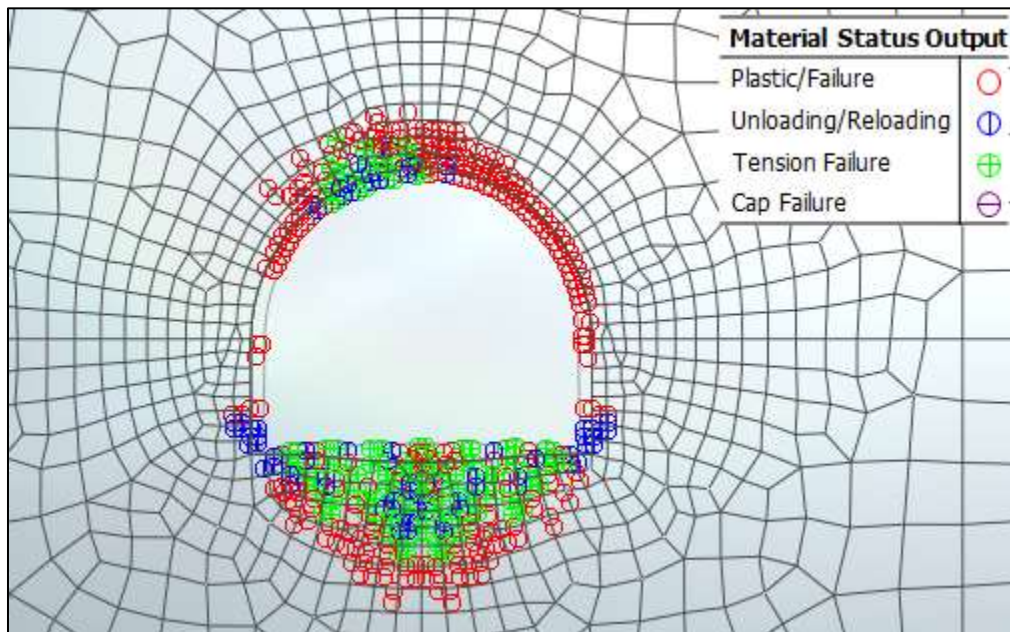


Figura 6.54 – Zone plasticizzate (Attivazione riv. definitivo)

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

SEZIONE	u [cm]	u [cm]	u [cm]
	$k_0=0.5$	$k_0=1.0$	$k_0=1.5$
Chiave Calotta (S_v)	0.2	0.2	0.3
Testa Piedritti (S_h)	0.07	0.15	0.3
Chiave Arco Rov. (S_v)	0.2	0.2	0.4

6.6.4.2 Analisi tensionale e delle sollecitazioni

Rivestimento di Prima Fase

I rivestimenti di prima fase utilizzati sono descritti nella seguente tabella:

Sezione	E_{spritz} [GPa]	S_{spritz} [cm]	E_{acc} [GPa]	N_{CDN}	Passo centine [m]	Profilo centine	I_{acc} [cm ⁴]	A_{acc} [cm ²]	$E_{concreto}$ [GPa]	$I_{concreto}$ [cm]
Light	10.4	20	210	1	1.5	HEA140	1033	31.42	12.5	19.98

Nella tabella sottostante viene riportato lo stato tensionale sia sulle ali delle centine che sullo spritz beton unicamente le condizioni più gravose in base a quanto valutato nei vari step di calcolo.

K_0	$N_{calcolo}$ [kN]	$M_{calcolo}$ [kNm]	$T_{calcolo}$ [kN]	$\sigma_{d,Spritz}$ Beton [MPa]	$\sigma_{d,Centine}$ [MPa]	$\tau_{d,Centine}$ [MPa]	$\sigma_{id,Centine}$ [MPa]
0.5	51.0	0.80	2.8	0.274	15.574	1.738	15.86
1.0	31.6	1.30	6.5	0.169	19.742	4.043	20.95
1.5	42.5	0.50	3.7	0.228	10.887	2.296	11.59

Tutte le verifiche sono soddisfatte in quanto la tensione limite dello Spritz-Beton (6.64 Mpa) e dell’acciaio (261.1 Mpa) risultano superiori a quelle di calcolo.

Di seguito è riportata un’immagine per $k_0=0.5$ delle sollecitazioni sul rivestimento provvisorio derivante dal modello FEM.

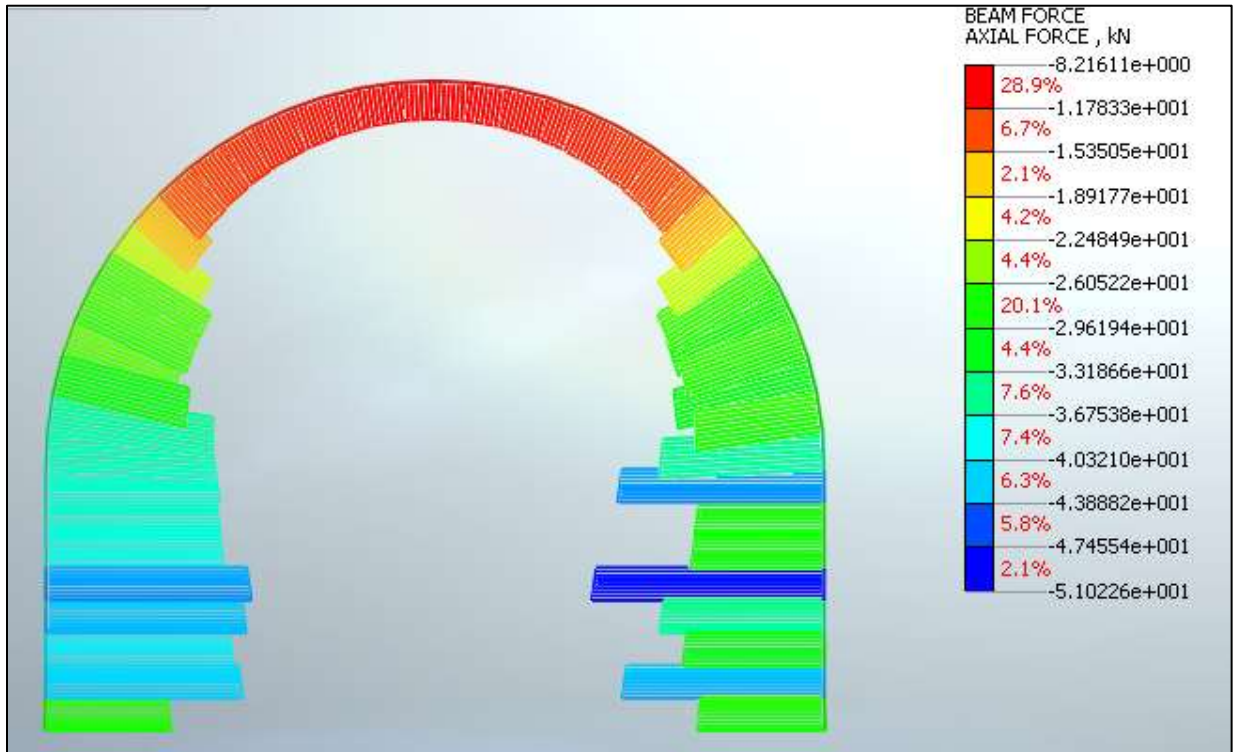


Figura 6.55 – Sforzo assiale ($k_0=0.5$)

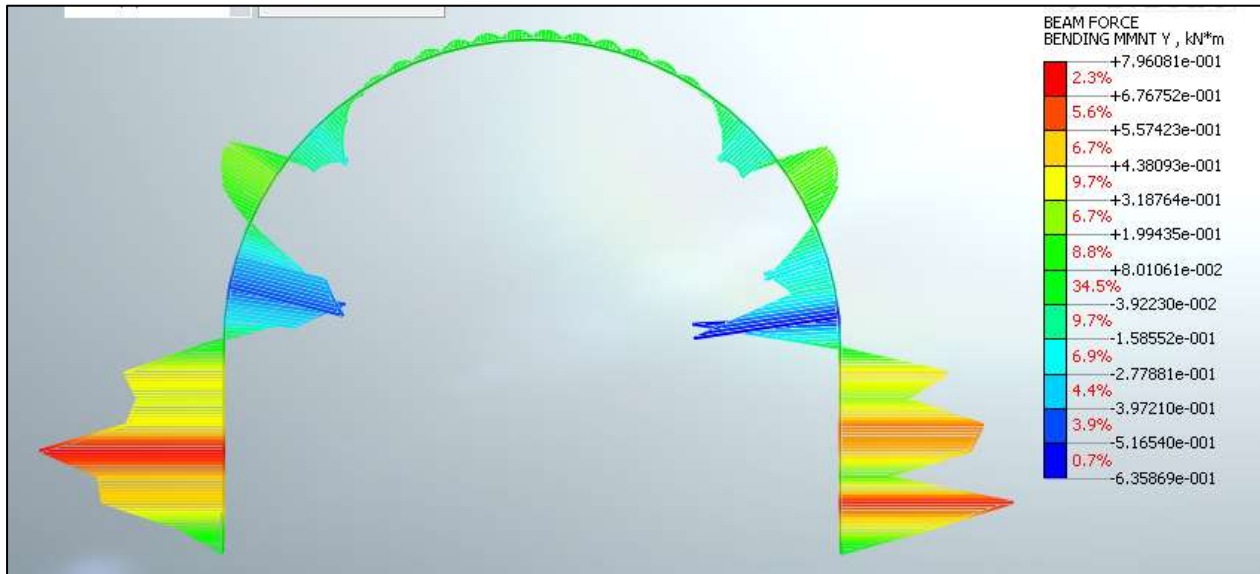


Figura 6.56 – Momento Flettente ($k_0=0.5$)

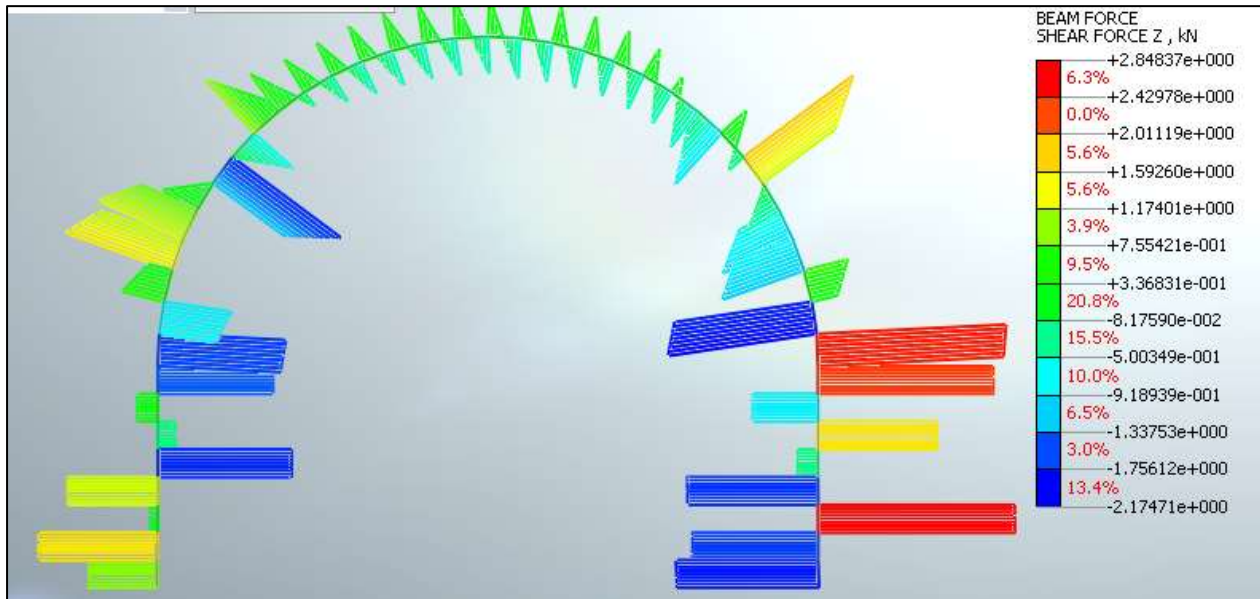


Figura 6.57 – Sforzo di taglio ($k_0=0.5$)

Rivestimento definitivo

Di seguito è riportato un quadro sinottico degli spessori utilizzati per il rivestimento definitivo e delle sollecitazioni derivanti dal calcolo FEM:

RIVESTIMENTO DEFINITIVO		
Classe CLS [-]	$S_{\text{Arco Rovescio}}$ [cm]	S_{Calotta} [cm]
C25/30	50	40

FERRI ARMATURA PRINCIPALE		
	Intradosso	Estradosso
Arco rovescio	$\phi 14/20$	$\phi 14/20$
Calotta	$\phi 14/20$	$\phi 14/20$

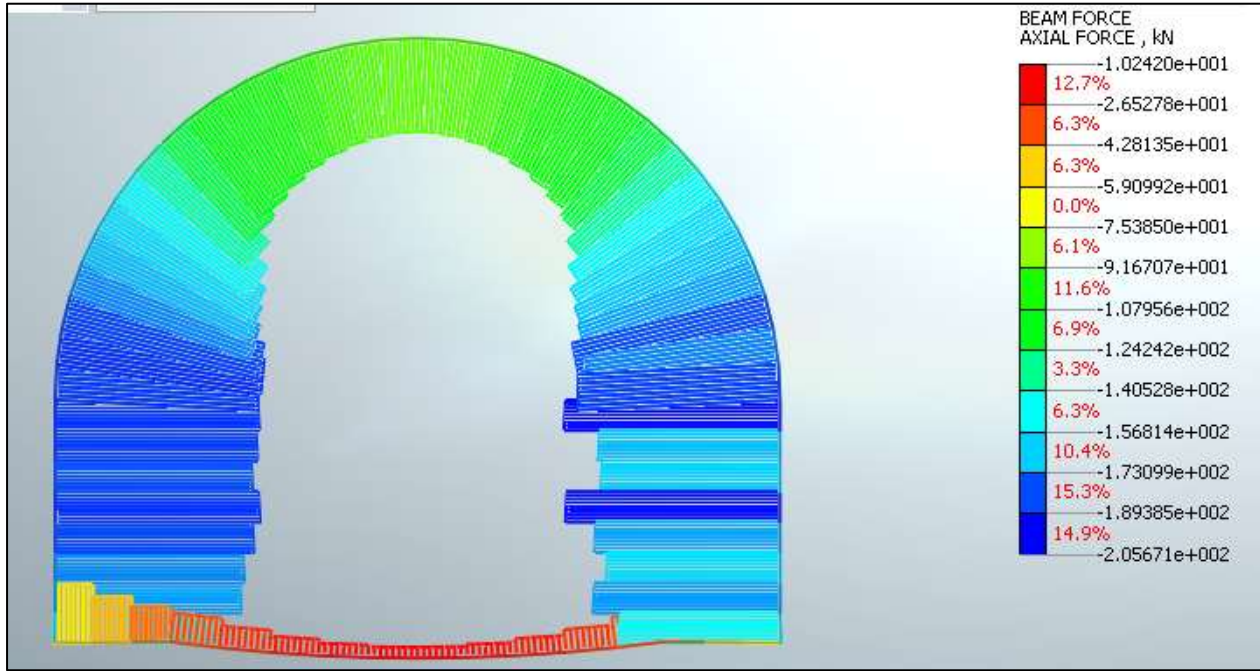


Figura 6.58 – Sforzo normale - Statica ($k_0=0.5$)

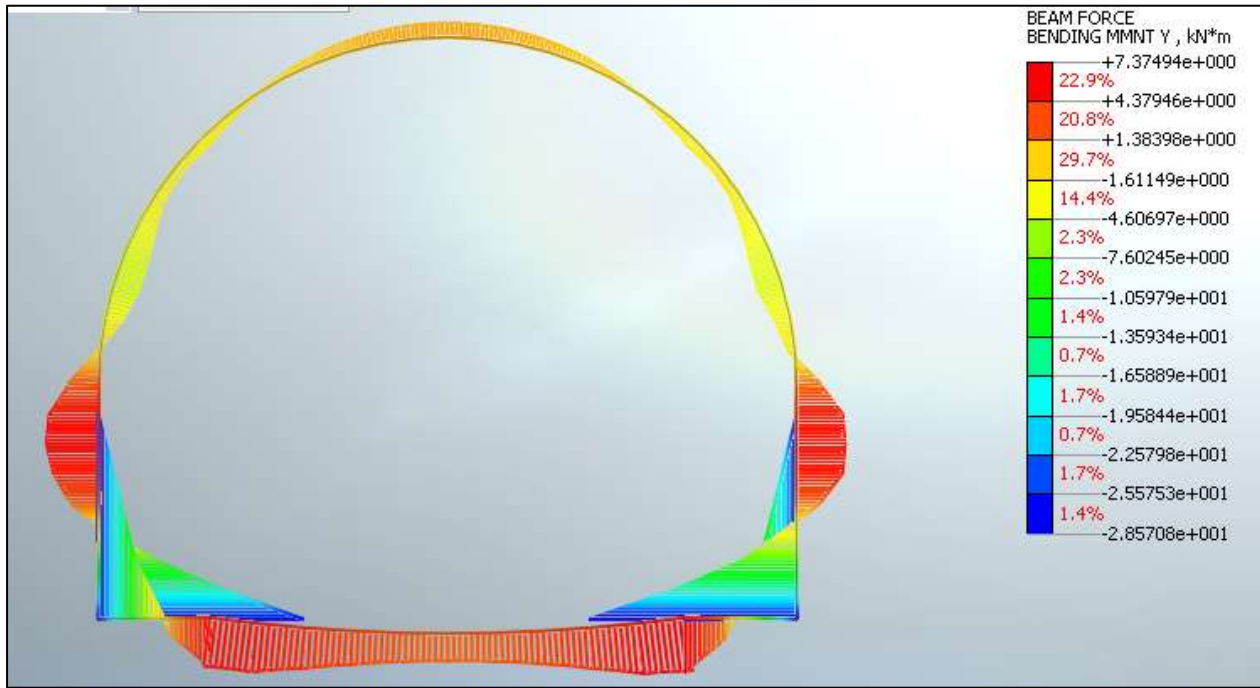


Figura 6.59 – Momento Flettente - Statica ($k_0=0.5$)

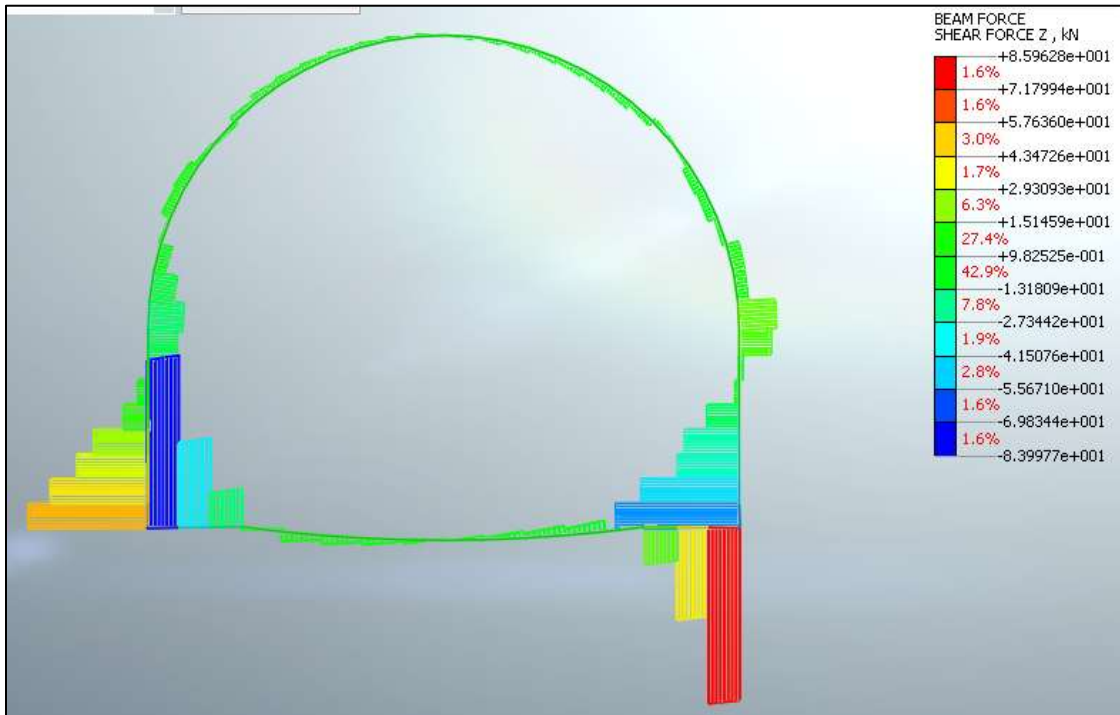


Figura 6.60 – Sforzo di taglio - Statica ($k_0=0.5$)

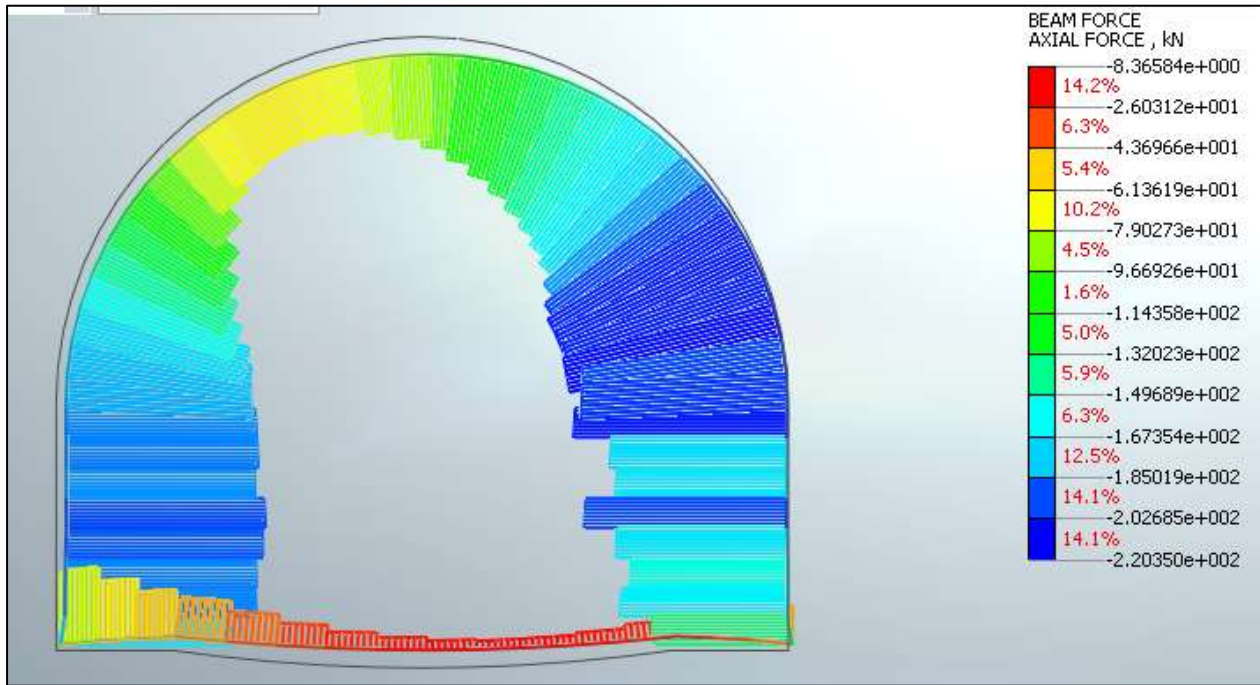


Figura 6.61 – Sforzo normale - Sismica ($k_0=0.5$)

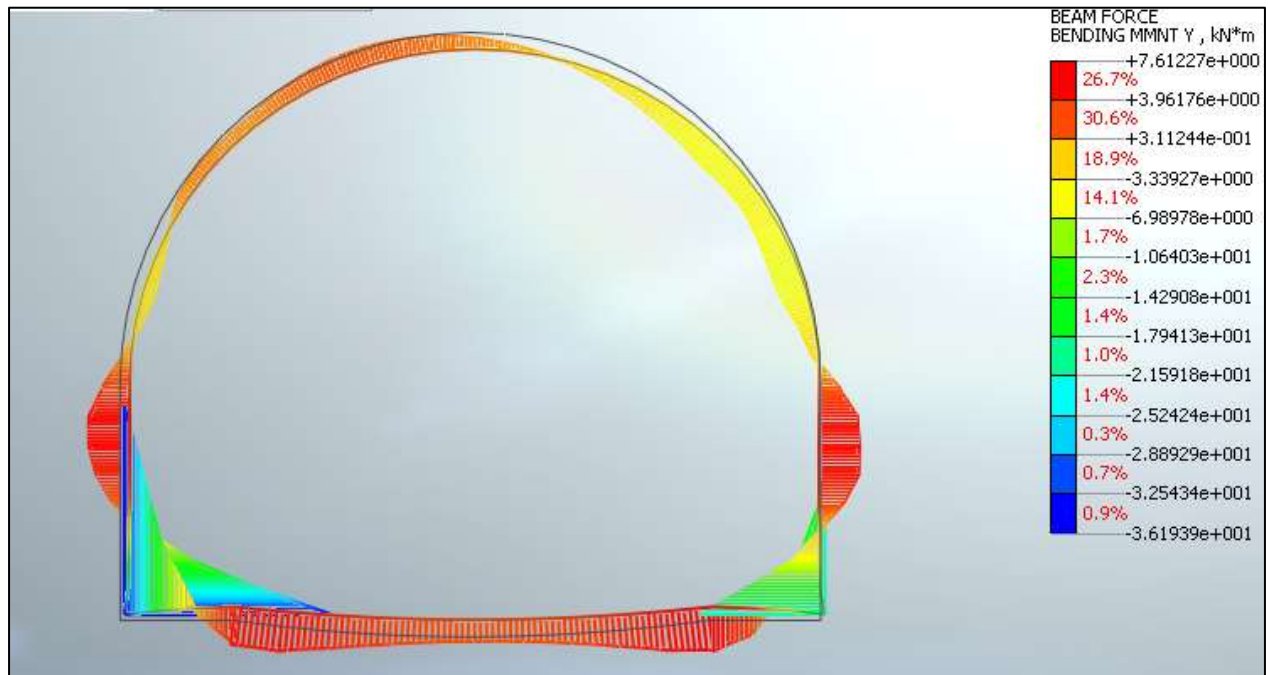


Figura 6.62 – Momento Flettente - Sismica ($k_0=0.5$)

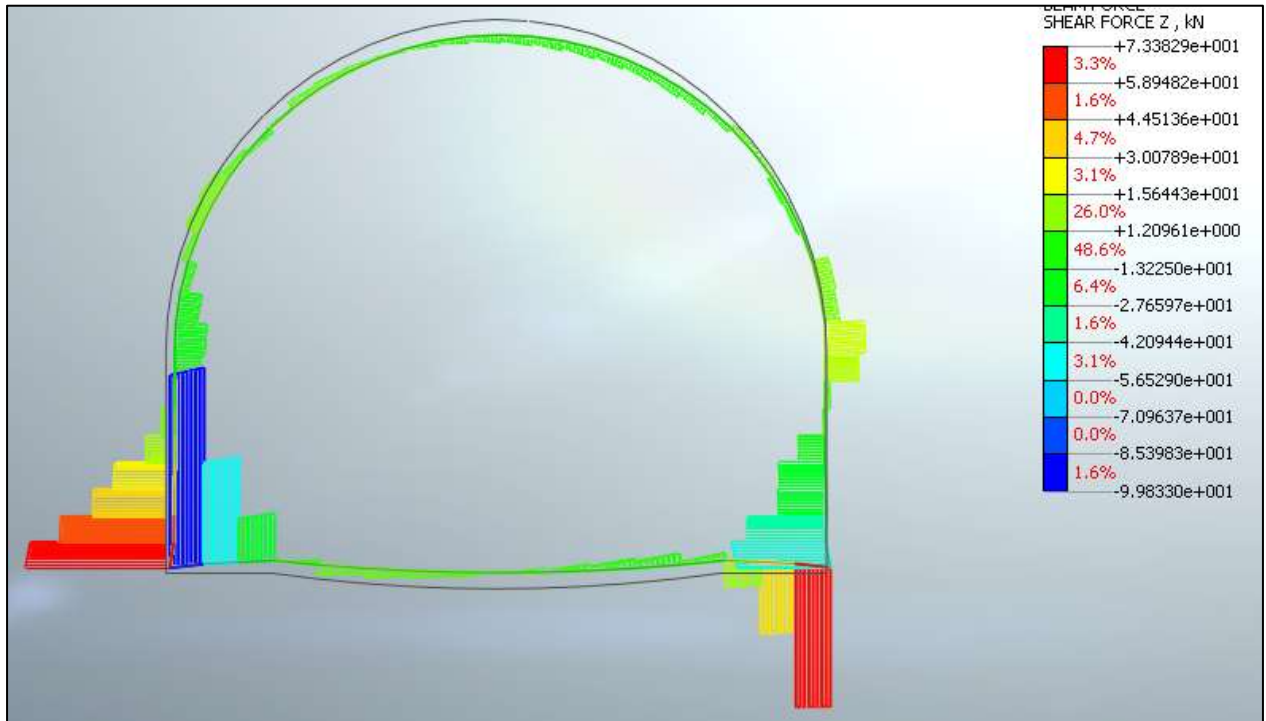
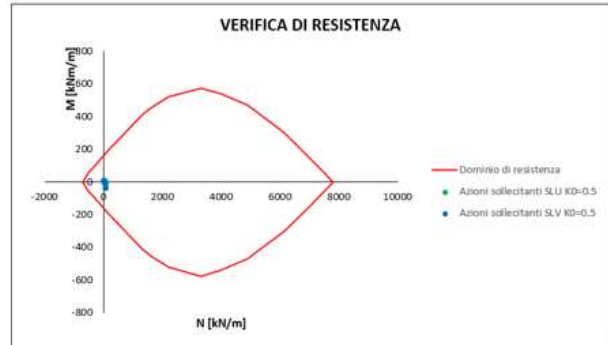


Figura 6.63 – Sforzo di taglio - Sismica ($k_0=0.5$)

Arco Rovescio: Verifica a flessione

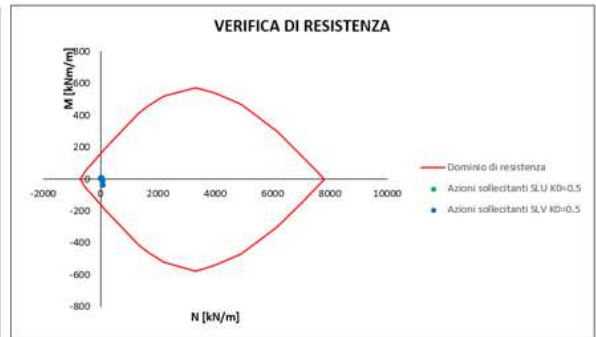
Azioni sollecitanti SLU $K_0=0.5$	
N [kN/m]	M [kNm/m]
72.4	-10.0
41.9	9.6
57.0	4.1
13.6	4.9
37.4	9.0
28.1	7.3
20.9	5.9
16.0	5.1
26.6	8.7
15.3	6.0
35.5	8.7
13.3	5.2
19.6	7.3
42.7	3.2
56.6	-10.4
72.0	-36.9

Azioni sollecitanti SLV $K_0=0.5$	
N [kN/m]	M [kNm/m]
38.5	-4.1
18.8	7.6
28.8	4.6
9.2	3.8
16.7	6.9
12.1	5.5
9.4	4.4
8.4	3.9
30.3	6.9
16.1	4.7
39.7	6.6
11.9	4.0
22.2	5.8
46.7	1.0
59.5	-11.9
73.6	-36.2

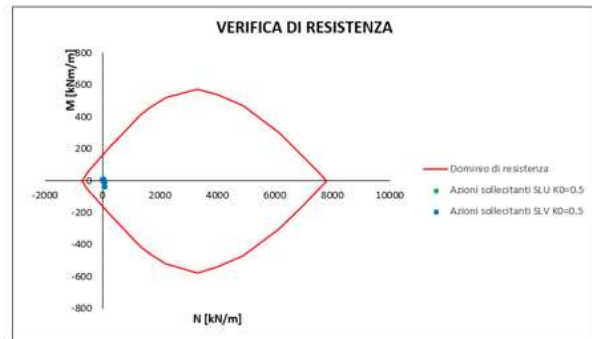


Azioni sollecitanti SLU $K_0=1.0$	
N [kN/m]	M [kNm/m]
129.6	-19.0
100.0	9.2
116.9	-0.1
76.2	4.5
96.7	8.7
90.6	6.8
82.6	5.6
78.2	4.8
91.4	9.5
78.4	5.4
93.7	10.1
76.3	4.7
83.1	6.8
99.5	0.7
119.7	-18.3
129.6	-49.8

Azioni sollecitanti SLV $K_0=1.0$	
N [kN/m]	M [kNm/m]
82.1	-11.0
63.0	7.4
74.1	1.5
57.1	3.5
62.0	6.7
59.9	5.1
56.5	4.2
55.9	3.6
79.8	7.4
64.3	4.3
84.4	7.5
60.0	3.6
70.7	5.4
90.5	-1.1
108.2	-17.9
117.6	-45.8



Azioni sollecitanti SLU $K_0=1.5$		Azioni sollecitanti SLV $K_0=1.5$	
N [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	M [kNm/m]
291.1	-55.1	213.5	-38.8
307.3	1.4	228.5	1.7
340.2	-21.4	253.0	-14.7
295.3	42.5	228.1	33.2
326.0	20.7	244.3	16.1
288.7	21.3	217.1	16.2
298.1	36.2	226.5	27.6
301.9	38.0	232.0	29.5
295.5	18.7	234.8	14.6
301.8	35.6	235.9	28.2
331.3	-0.9	264.8	-1.3
297.1	38.1	230.8	29.9
302.6	19.9	238.4	15.9
313.9	-22.3	252.7	-19.3
348.5	-55.2	281.3	-46.8
298.8	-88.5	243.5	-75.1



Arco Rovescio: Verifica a taglio

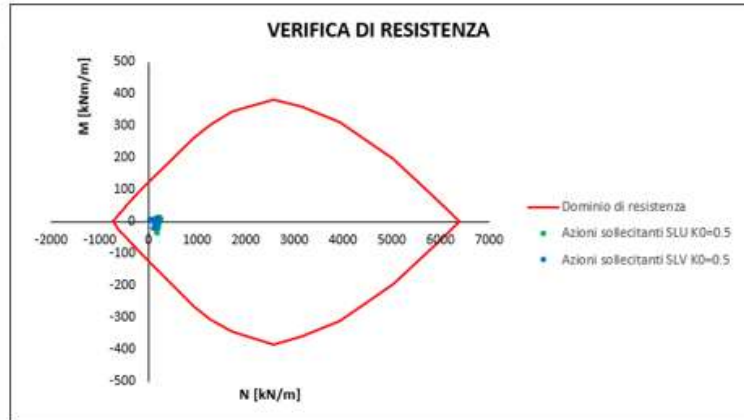
K_0	$T_{MAX_STATICA}$ [kN/m]	T_{MAX_SISMA} [kN/m]	N_{SISMA} [kN/m]
0.5	111.8	-97.9	-73.6
1.0	134.5	-112.7	-117.6
1.5	145.5	-114.4	-243.5

Caratteristiche della sezione		
GEOMETRIA		
H =	50 cm	altezza sezione
b _w =	100 cm	larghezza sezione
h' =	5 cm	copriferro
d =	45 cm	altezza utile
ARMATURA TESA		
ϕ =	14 mm	diametro armatura
n° =	5	numero barre
A _s =	7.7 cm ²	area dell'armatura tesa
ρ _l =	0.0015	rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)
AZIONI DI COMPRESSIONE		
N _{Ed} =	0 kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
σ _{cp} =	0.00 Mpa	tensione media di compressione
Resistenza senza armatura a taglio		
RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO	V_{Rd} = 169 kN	
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con		
$V_{Rd} = \max \left[\left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d' \right] \quad [4.1.23]$		
con		
f _{ck} espresso in MPa		
k = 1 + (200/d) ^{1/2} ≤ 2		
v _{min} = 0,035k ^{3/2} f _{ck} ^{1/2}		

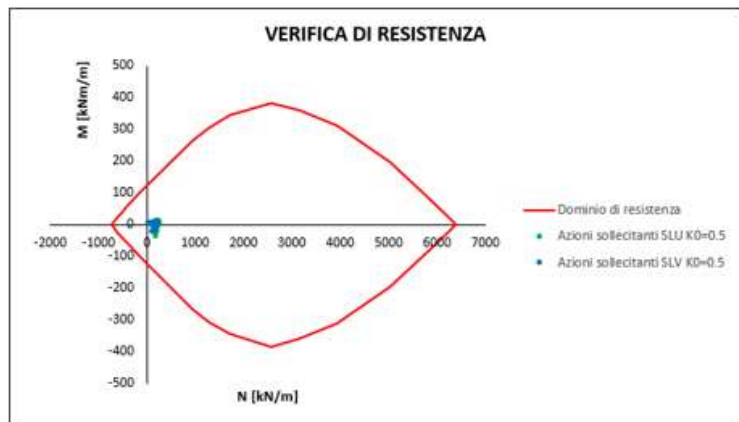
La verifica risulta soddisfatta in quanto V_{Res}=169kN > V_{Ed,Max}=114.4

Calotta/Piedritti: Verifica a Flessione

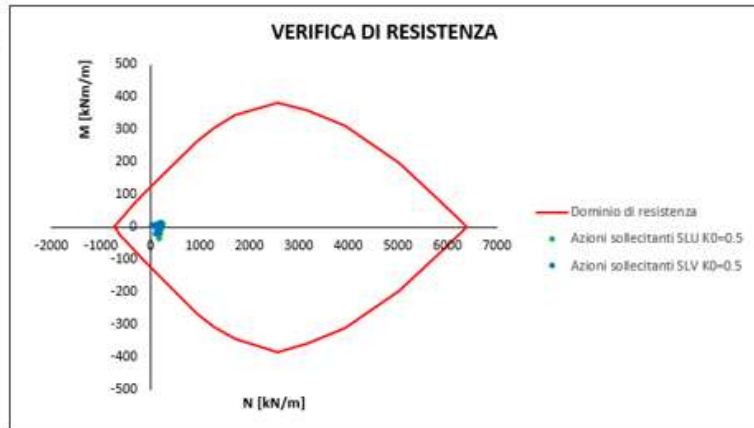
Azioni sollecitanti SLU $K_{\alpha}=0.5$		Azioni sollecitanti SLY $K_{\alpha}=0.5$	
N [kN/m]	A1 [kNm/m]	N [kN/m]	A1 [kNm/m]
115.0	2.5	83.7	1.9
116.8	2.4	74.5	2.5
120.3	2.2	67.4	2.9
125.3	1.8	62.6	3.2
131.8	1.3	60.5	3.2
139.5	0.6	61.2	2.9
148.5	-0.2	65.1	2.4
160.0	-1.1	75.1	1.8
179.4	-1.7	94.3	1.7
200.2	-1.4	114.8	2.1
215.0	-1.8	131.6	1.5
223.7	-3.1	144.7	0.0
232.7	-4.3	159.5	-1.5
246.5	-4.5	175.4	-2.0
252.9	-3.0	183.2	-1.2
249.1	0.4	185.4	1.2
250.4	4.3	208.7	3.4
237.4	-1.0	205.7	-1.1
247.3	-2.6	220.4	-2.7
231.5	-4.3	215.0	-4.5
224.9	-3.8	216.0	-4.7
216.1	-2.7	214.3	-4.2
200.8	-1.5	206.1	-3.7
179.7	-1.3	191.8	-3.9
160.8	-1.6	177.4	-4.3
149.6	-1.0	167.0	-3.9
140.6	-0.2	156.2	-3.1
132.7	0.6	144.5	-2.3
126.0	1.3	132.0	-1.4
120.8	1.8	119.2	-0.5
117.1	2.2	106.5	0.3
115.1	2.4	94.4	1.2
200.0	-37.1	138.9	-21.7
231.6	-21.9	169.4	-12.5
215.6	-9.9	159.5	-4.8
229.7	-2.3	173.2	-0.1
265.6	4.3	204.7	4.4
221.9	8.3	173.2	6.9
225.0	8.7	178.9	7.0
267.4	8.3	216.0	6.6
250.8	5.3	191.5	4.7
248.6	8.9	193.0	7.1
242.6	9.4	190.0	7.1
251.5	8.1	200.2	5.8
244.3	5.1	198.3	3.0
232.4	-1.5	192.4	-2.9
228.5	-10.2	192.4	-10.9
198.1	-22.2	171.1	-22.0



Azioni sollecitanti SLU $K_s=1.0$		Azioni sollecitanti SLV $K_s=1.0$	
N [kNm]	M [kNm/m]	N [kNm]	M [kNm/m]
287.1	-1.2	217.2	-1.2
276.8	-1.4	199.7	-0.8
279.5	-0.5	193.9	0.7
281.2	-0.2	188.5	1.7
284.2	-0.2	185.6	2.3
283.5	-0.4	181.1	2.6
281.7	-0.6	177.2	2.8
280.8	-0.8	175.6	2.7
279.6	-1.1	175.3	2.5
278.2	-1.4	176.3	2.0
278.2	-1.8	179.8	1.4
277.8	-2.0	184.0	0.8
276.0	-1.9	187.6	0.4
277.4	-1.5	194.7	0.1
286.8	-0.3	208.9	0.5
300.0	2.9	224.3	2.5
303.8	9.6	249.4	7.5
287.3	2.1	243.7	1.4
272.8	-1.4	239.7	-1.7
272.2	-2.3	246.2	-3.0
277.5	-2.3	256.3	-3.5
279.0	-2.2	262.5	-3.9
279.0	-1.9	266.3	-4.1
280.2	-1.5	269.1	-4.0
281.1	-1.1	270.0	-3.9
281.8	-0.8	268.7	-3.7
283.1	-0.6	265.9	-3.5
283.5	-0.4	260.6	-3.1
281.3	-0.3	251.7	-2.7
279.3	-0.3	241.4	-2.2
276.0	-0.6	229.4	-1.9
287.1	-1.5	227.8	-1.9
230.7	-51.7	162.3	-32.6
220.5	-26.3	157.8	-15.7
258.6	-9.4	190.1	-4.7
260.0	6.3	194.9	6.4
245.3	11.5	185.9	9.6
262.3	18.3	202.9	14.5
245.7	16.0	194.2	12.6
298.4	15.2	239.4	12.0
290.2	9.7	220.1	7.5
252.3	14.6	192.8	11.1
244.3	16.4	190.0	12.3
222.4	15.2	176.6	11.3
239.9	8.9	193.5	6.1
228.6	3.5	188.4	1.2
214.5	-10.6	180.5	-10.8
210.5	-26.0	180.0	-24.7



Azioni sollecitanti SLU $K_R=1.5$		Azioni sollecitanti SLV $K_R=1.5$	
N [kNm]	M [kNm/m]	N [kNm]	M [kNm/m]
385.7	-4.1	298.5	-3.0
388.4	-4.2	289.4	-2.3
376.0	-1.7	271.9	0.8
363.9	-2.5	254.0	0.4
355.9	0.3	242.3	3.2
349.4	-0.5	232.6	2.6
346.3	2.5	227.4	5.5
324.9	0.6	212.0	4.0
326.8	1.9	217.4	5.0
283.7	-1.1	194.4	2.4
254.8	-1.5	162.9	1.6
229.5	-1.2	144.6	1.3
209.5	-0.2	131.1	1.2
194.1	1.5	123.7	1.8
180.8	3.6	119.3	3.0
169.6	6.2	116.9	4.7
179.3	8.3	153.9	6.6
193.6	4.7	172.5	3.4
215.3	2.6	196.1	1.4
246.3	2.5	226.6	0.7
281.5	-3.6	259.6	1.1
311.9	4.6	287.9	1.4
332.8	4.4	307.4	0.8
345.7	2.7	319.2	-0.8
354.3	0.8	326.0	-2.6
360.6	-1.0	329.0	-4.1
369.0	-2.5	332.1	-5.3
362.8	-3.1	322.3	-5.7
363.1	-4.4	315.5	-6.4
364.5	-4.3	306.7	-5.7
368.0	-5.9	302.3	-6.3
387.5	-5.5	310.9	-5.1
185.0	-90.5	128.3	-63.7
186.0	-48.0	131.6	-33.1
177.6	-20.0	128.1	-13.1
172.6	-3.2	127.8	-1.1
169.2	5.9	127.9	5.4
164.7	10.3	129.1	8.5
164.9	11.5	133.4	9.4
170.3	10.7	142.1	8.7
163.0	9.7	117.2	7.2
159.4	12.0	118.4	8.8
159.4	12.6	122.3	9.2
162.8	11.1	128.6	7.9
166.3	6.9	134.7	4.3
171.7	-2.3	142.0	-3.3
179.2	-19.0	150.7	-17.3
175.8	-46.7	150.2	-40.4



Calotta/Piedritti: Verifica a Taglio

K_0	$T_{MAX_STATICA}$ [kN/m]	T_{MAX_SISMA} [kN/m]	N_{SISMA} [kN/m]
0.5	75.7	72.9	-171.1
1.0	122.4	109.0	-180.0
1.5	109.8	118.9	-150.7

*le sollecitazioni fanno riferimento all’attacco tra piedritto ed arco rovescio.

Caratteristiche della sezione			
GEOMETRIA			
	H =	40 cm	altezza sezione
	b_w =	100 cm	larghezza sezione
	h' =	5 cm	copriferro
	d =	35 cm	altezza utile
ARMATURA TESA			
	ϕ =	14 mm	diametro armatura
	n° =	5	numero barre
	A_s =	7.7 cm ²	area dell'armatura tesa
	ρ_l =	0.0019	rapporto geometrico d'armatura longitudinale ($\leq 0,02$)
AZIONI DI COMPRESSIONE			
	N_{Ed} =	0 kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
	σ_{cp} =	0.00 Mpa	tensione media di compressione
Resistenza senza armatura a taglio			
RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO			
	V_{Rd} =	142 kN	
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con			
$V_{Rd} = \max \left[\left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d' \right] \quad [4.1.23]$			
con			
f_{ck} espresso in MPa			
$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$			
$v_{\min} = 0,035k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$			

La verifica risulta soddisfatta in quanto $V_{Res}=194kN > V_{Ed,Max}=118.9kN$

7 IMBOCCO GALLERIA MONTEVECCHIO

7.1 Descrizione degli interventi

La galleria Monte Vecchio sarà realizzata con scavo meccanizzato con TBM con Doppio scudo, avrà diametro interno DN7500 e lunghezza 13.350 m circa. Data la presenza di alternanze ghiaiose in matrice limoso-sabbiosa con livelli sabbioso-limosi saturi costuenti l’unità delle alluvioni del Fosso Ariana (ALL Fosso Ariana) prima di raggiungere la formazione delle Maioliche (MAI) si è previsto di far partire la TBM a valle del superamento di tali terreni scavando un’imbocco con metodo tradizionale per una lunghezza complessiva di circa 190m.

Per quanto concerne lo scavo della galleria d’imbocco, essendo essa caratterizzata per tutta la sua estensione dal terreno sopra descritto, sarà necessario prevedere ovunque degli interventi di consolidamento, realizzati essenzialmente con la tecnologia del jet grouting che permette di ottenere ottimi risultati in materiali con queste caratteristiche; essi sono realizzati dall’alto fino ad una copertura di circa 6/8 m, mentre nella parte restante dell’opera, in corrispondenza del sotto attraversamento della SS4 sono eseguiti in avanzamento dal fronte di scavo.

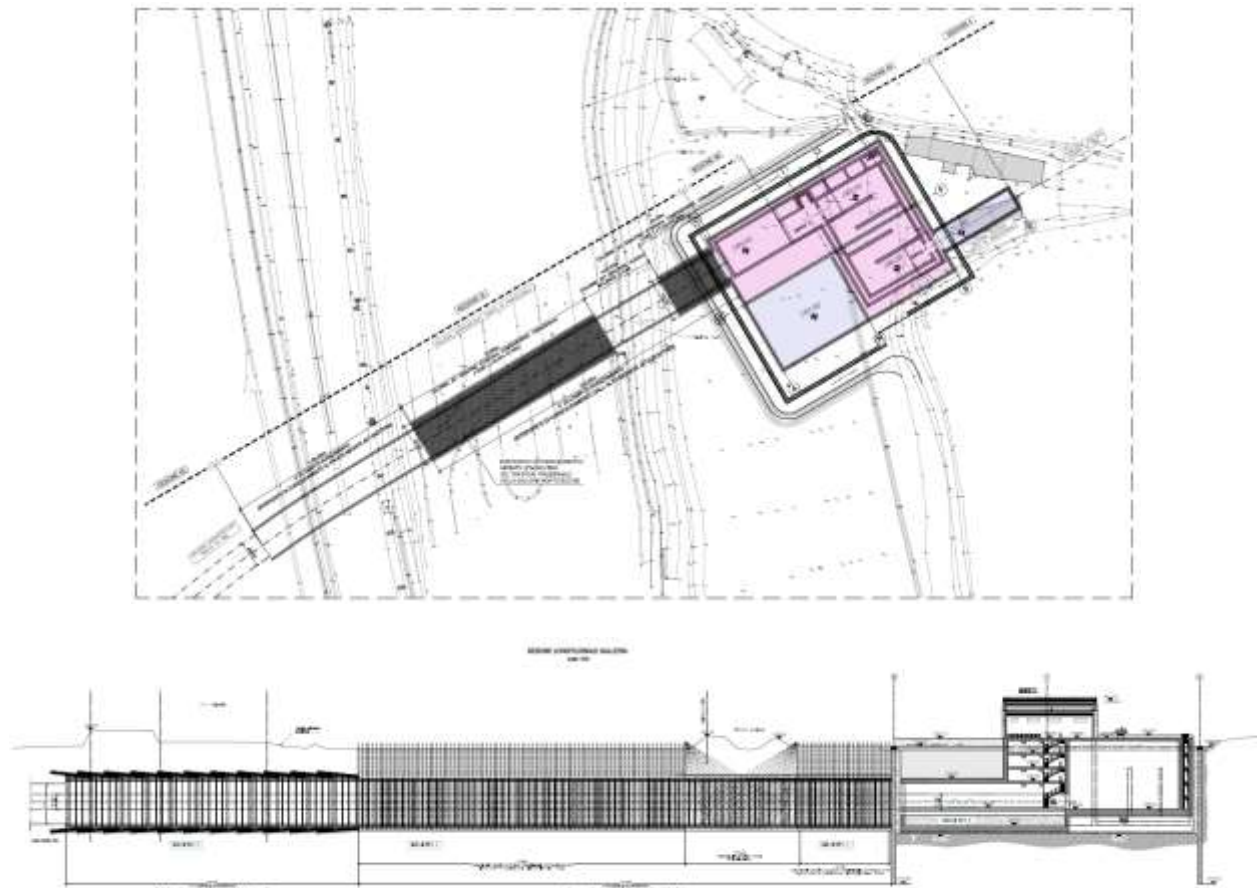


Figura 7.1 – Planimetria e sezione imbocco galleria Montevecchio

Lo scavo della galleria avverrà a piena sezione. In relazione alle ridotte coperture presenti ed alla natura del deposito oggetto di scavo, l’avanzamento in galleria richiede una sezione in grado di garantire la stabilità del fronte e del cavo, limitando il detensionamento.

La sezione progettata raggiunge proprio lo scopo di mantenere l’ammasso detritico, con i trattamenti previsti, pressoché in campo elastico e di limitare l’estensione della

zona plastica. Questo fatto è essenziale per evitare convergenze rilevanti e scongiurare fenomeni di instabilità.

Il progetto della galleria prevede l’adozione di 2 sezioni tipo, descritte di seguito, la sezione tipo “A”, che verrà adottata per un tratto di circa 120m a partire dal manufatto SGR con copertura media di circa 6/8m e la sezione tipo B che si utilizzerà in prossimità della zona di imbocco della TBM e per il sottopassaggio della SS4.

7.1.1 Descrizione delle sezioni tipo

7.1.1.1 Sezione Hard 2 Tipo A

La sezione tipo A si applica lungo il primo tratto di 120m laddove è previsto il consolidamento con colonne in jetgrouting dall’alto. Le fasi realizzative sono le seguenti:

- a) Scavo. Scavo a piena sezione con sfondi massimi pari ad 1.5 m.
- b) Prerivestimento. È costituito da 1 centina HEM160, con interasse 1.5 m, rivestite con 25 cm di spritz-beton fibrorinforzato. Si prevede inoltre la messa in opera di 5 cm di spritz beton fibrorinforzato al fronte ad ogni sfondo.
- c) Scavo ed impermeabilizzazione parte inferiore della sezione. Si procede allo scavo dell’arco rovescio ed alla posa dell’impermeabilizzazione (tessuto non tessuto e telo in pvc) al di sotto dell’arco rovescio e a tergo dei futuri piedritti.
- d) Muretta ed arco rovescio. Rappresentano la prima parte del rivestimento definitivo messa in opera e vengono gettate ad una distanza massima dal fronte pari a 3 diametri. L’arco rovescio ha uno spessore pari a 0.70 m ed entrambe le membrature sono sempre armate.
- e) Impermeabilizzazione parte superiore. Contro il prerivestimento verrà posto in opera il tessuto non tessuto ricoperto dalla guaina impermeabile di pvc, che raccoglie l’acqua infiltratasi dal terreno, attraverso lo spritz-beton, nel cavo. La guaina di pvc è sostanzialmente impermeabile ed impedisce all’acqua di raggiungere il rivestimento definitivo. La connessione dell’impermeabilizzazione della parte inferiore della sezione con quella superiore rende la sezione impermeabile. A ulteriore garanzia

dell'impermeabilità della galleria, la superficie di contatto tra le murette ed il getto del rivestimento definitivo ospita un cordolo bentonitico idroespansivo.

f) Rivestimento definitivo. Viene gettato il rivestimento definitivo ad una distanza massima dal fronte pari a 5 diametri, suscettibile comunque di variazioni in corso d'opera in funzione del comportamento deformativo del cavo. Ha uno spessore in calotta di 0.60 m e risulta sempre armato.

La figura seguente riporta la schematizzazione della sezione tipo A.

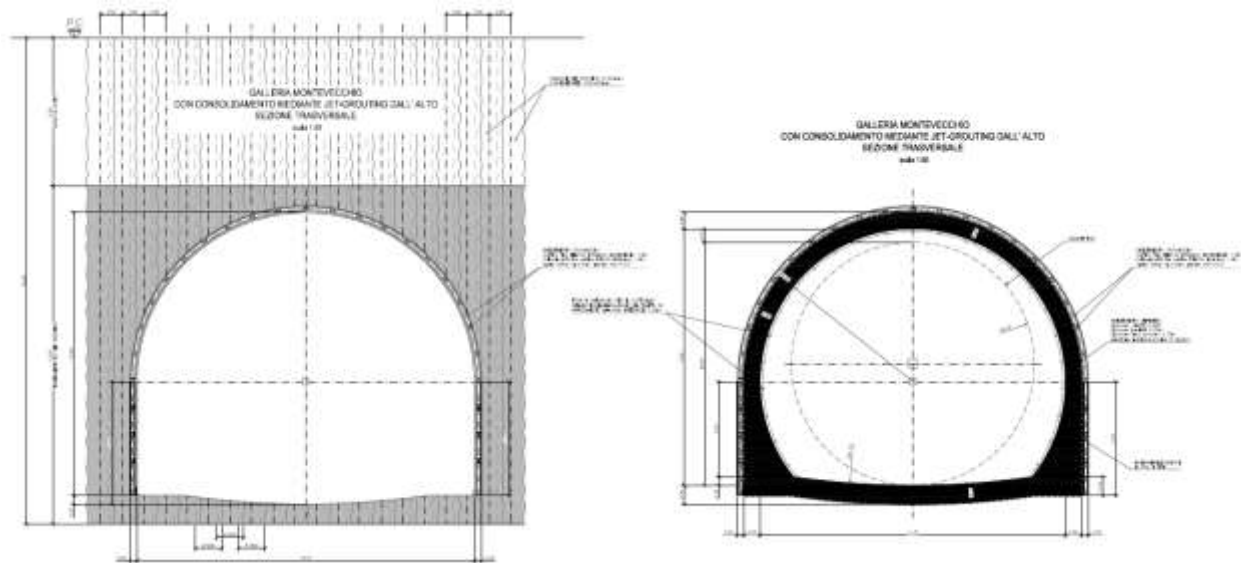


Figura 7.2 – Imbocco galleria Montevocchio Sez. Tipo A

7.1.1.2 Sezione Hard 2 Tipo B

La sezione tipo B si applica sotto l’attraversamento della SS4 laddove non è previsto il consolidamento con colonne in jetgrouting dall’alto. Le fasi realizzative sono le seguenti:

- a) Stabilizzazione del fronte con 44 trattamenti in jet-grouting suborizzontali ϕ 0.60 m, di lunghezza pari a 11 m, con 4 m di sovrapposizione.
- b) “Armatura” delle colonne jet-grouting al fronte mediante 44 tubi in VTR cementati con miscele cementizie, di lunghezza pari a 11 m, con 4 m di sovrapposizione.
- c) Stabilizzazione del contorno di scavo mediante una coronella di n° 75 trattamenti in jetgrouting suborizzontali ϕ 0.60 m, interasse 0.40 m, di lunghezza pari a 9.5 m, con 3.5 m di sovrapposizione. A questo intervento si aggiungono n° 69 trattamenti in jet-grouting al piede centine con inclinazione 4° , ϕ 0.60 m, di lunghezza compresa tra 9.5 m e 3.5 m di sovrapposizione.
- d) Stabilizzazione del contorno di scavo mediante una coronella di n° 42 infilaggi metallici cementati con miscele cementizie, aventi una lunghezza di 9.5 m con una sovrapposizione di 3.5 m, disposti in calotta su un angolo di 150° circa.
- e) Scavo. Scavo a piena sezione con sfondi massimi pari ad 1.5 m.
- f) Prerivestimento. È costituito da 1 centina HEM160, con interasse 1.5 m, rivestite con 25 cm di spritz-beton fibrorinforzato. Si prevede inoltre la messa in opera di 5 cm di spritz beton fibrorinforzato al fronte ad ogni sfondo e di 15 cm dello stesso, sempre al fronte, ad ogni fine campo.
- g) Scavo ed impermeabilizzazione parte inferiore della sezione. Si procede allo scavo

dell’arco rovescio ed alla posa dell’impermeabilizzazione (tessuto non tessuto e telo in pvc) al di sotto dell’arco rovescio e a tergo dei futuri piedritti.

h) Muretta ed arco rovescio. Rappresentano la prima parte del rivestimento definitivo messa in opera e vengono gettate ad una distanza massima dal fronte pari a 3 diametri. L’arco rovescio ha uno spessore pari a 0.70 m ed entrambe le membrature sono sempre armate.

i) Impermeabilizzazione parte superiore. Contro il prerivestimento verrà posto in opera il tessuto non tessuto ricoperto dalla guaina impermeabile di pvc, che raccoglie l’acqua infiltratasi dal terreno, attraverso lo spritz-beton, nel cavo. La guaina di pvc è sostanzialmente impermeabile ed impedisce all’acqua di raggiungere il rivestimento definitivo. La connessione dell’impermeabilizzazione della parte inferiore della sezione con quella superiore rende la sezione impermeabile. A ulteriore garanzia dell’impermeabilità della galleria, la superficie di contatto tra le murette ed il getto del rivestimento definitivo ospita un cordolo bentonitico idroespansivo.

l) Rivestimento definitivo. Viene gettato il rivestimento definitivo ad una distanza massima dal fronte pari a 5 diametri, suscettibile comunque di variazioni in corso d’opera in funzione del comportamento deformativo del cavo. Ha uno spessore in calotta variabile tra 0.60 e 1.20 m e risulta sempre armato.

La figura seguente riporta la schematizzazione della sezione tipo B.

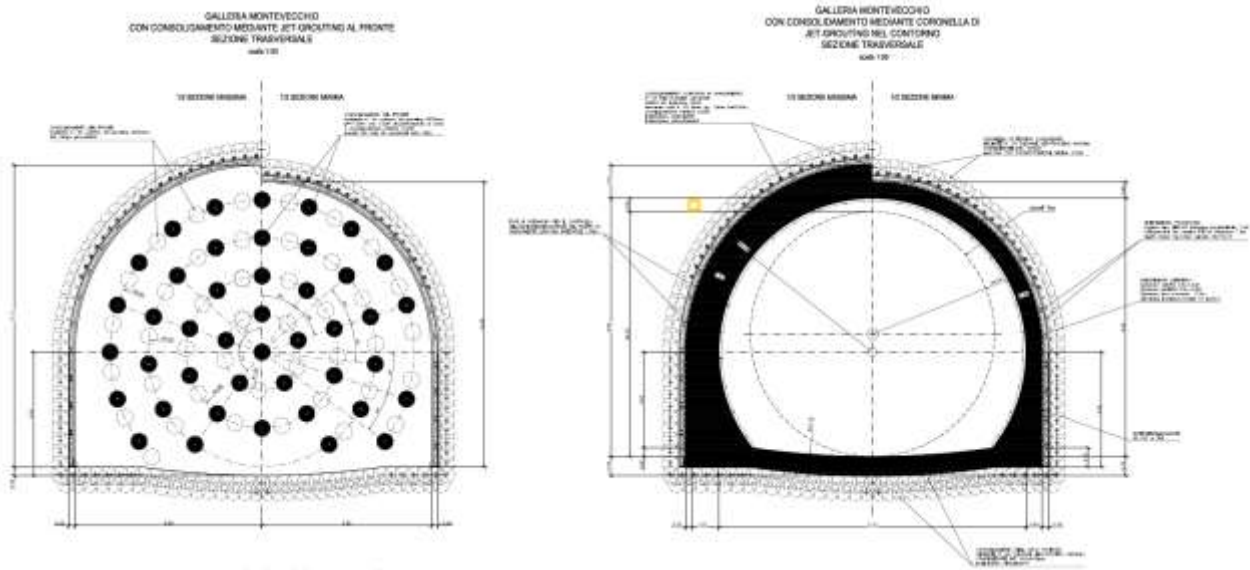


Figura 7.3 – Imbocco galleria Montevocchio Sez. Tipo B

7.2 Fase di diagnosi - Previsione sul comportamento degli ammassi nella fase di scavo

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

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

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

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

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

delle condizioni di stabilità, a breve e lungo termine, e degli interventi più idonei per garantirle. Il comportamento del fronte è principalmente condizionato da:

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

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

Gallerie a fronte stabile (CASO A)

Se il fronte di scavo è stabile, ciò significa che lo stato tensionale al contorno della cavità in prossimità del fronte si mantiene in campo prevalentemente elastico e i fenomeni deformativi osservabili sono di piccola entità e tendono ad esaurirsi rapidamente. In questo caso anche il comportamento del cavo sarà stabile (rimanendo prevalentemente in campo elastico) e quindi non si rendono necessari interventi preventivi di consolidamento. Saranno sufficienti, nel breve termine, interventi di confinamento delle pareti di scavo, e nel lungo termine, la realizzazione del rivestimento definitivo.

Gallerie a fronte stabile a breve termine (CASO B)

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

Gallerie a fronte instabile (CASO C)

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

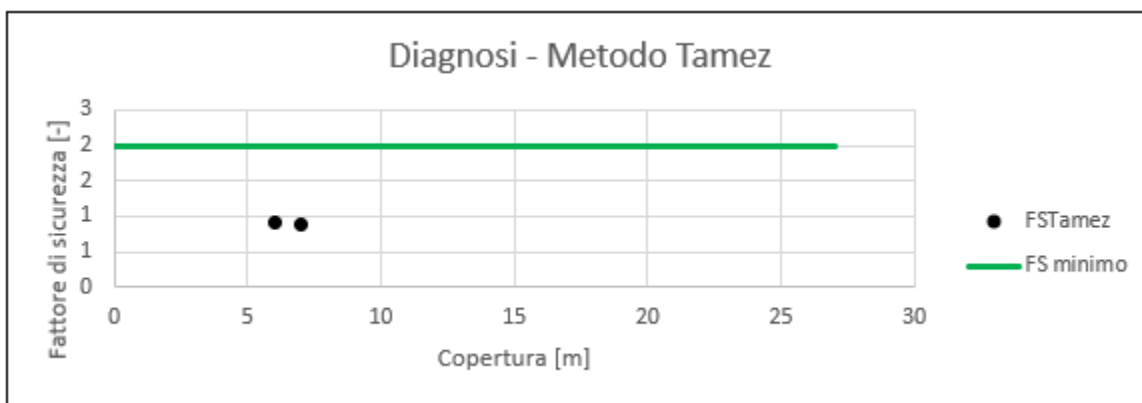
Nel seguito saranno presentate le analisi di diagnosi per la finestra di Cotilia con i metodi illustrati nei capitoli precedenti.

7.2.1 Stabilità del fronte di scavo

Sono state condotte analisi di stabilità del fronte di scavo con una copertura minima di 6m per entrambe le sezioni considerando per la sezione tipo B un sovraccarico di 20kPa atto a simulare la presenza del traffico, per la stragrafia si è fatto riferimento a quella riportata nel capitolo dell’inquadramento geotecnico.

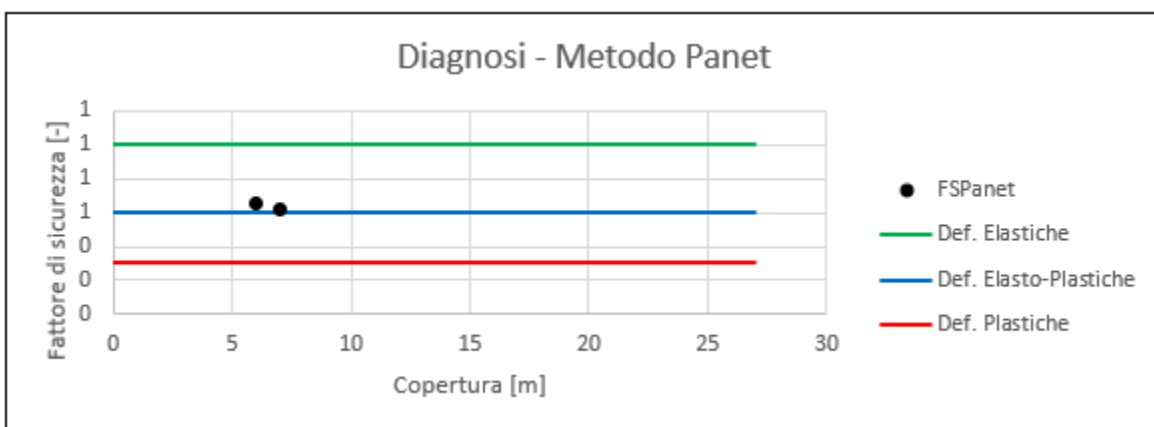
Nel seguito sono riepilogati i risultati ottenuti in termini di fattore di sicurezza per i tre metodi considerati.

ANALISI DI STABILITA' DEL FRONTE - FASE DI DIAGNOSI - Tamez & Cornejo								
Analisi	Formazione	Copertura [m]	D_{eq} [m]	γ_{medio} [kN/m ³]	c' [kPa]	ϕ [°]	SF	Comportamento
Sez. B	ALL (Fosso Ariana)	7	12.8	18.0	24	27	0.89	C
Sez. A	ALL (Fosso Ariana)	6	12.8	18.0	24	27	0.90	C



ANALISI DI STABILITA' DEL FRONTE - FASE DI DIAGNOSI - Broms e Panet									
Analisi	Formazione	Copertura [m]	γ [kN/m ³]	GSI [-]	σ_{ci} [MPa]	m_i	Stability Ratio	λ_e	Comportamento
Sez. B	ALL (Fosso Ariana)	7	18.0	48	75.2	6	12.60	0.62	C
Sez. A	ALL (Fosso Ariana)	6	18.0	48	75.2	6	10.80	0.65	C

ANALISI DI STABILITA' DEL FRONTE - FASE DI DIAGNOSI - Broms e Panet					
Analisi	Formazione	Copertura [m]	γ [kN/m ³]	λ_e	Comportamento
Sez. B	ALL (Fosso Ariana)	7	18.0	0.62	A
Sez. A	ALL (Fosso Ariana)	6	18.0	0.65	A



Come si nota dai grafici riportati, il metodo di Tamez mostra un comportamento del fronte di tipo instabile per le basse coperture mentre quelli Panet e Broms (Broms non è stato utilizzato in quanto applicabile solo per terreni dotati di coesione non drenata) segnalano la presenza di un campo al più elastico per basse coperture.

7.2.2 Verifiche con il metodo delle linee caratteristiche

Il metodo delle curve caratteristiche non è stato utilizzato in quanto la copertura risulta troppo esigua rispetto al diametro equivalente di scavo ($C=6m$ $D=12$; $C/D=0.5 < 3$).

7.2.3 Considerazioni Conclusive

Ai fini dello studio del comportamento dell’ammasso in fase di diagnosi si sono svolte analisi per un’altezza di copertura pari a 6m nella formazione di ALL (Fosso Ariana) Alla luce delle analisi di stabilità si denota:

- Per basse coperture 6m secondo la formulazione di Tamez & Cornejo si ha un comportamento del fronte di scavo di tipo instabile mentre le analisi condotte secondo la formulazione di Broms & Bennermark e di Panet evidenziano deformazioni del cavo al limite elastico.

Da quanto discusso si ritiene opportuno operare un adeguato confinamento delle pareti dello scavo e contrastare sia i fenomeni deformativi del cavo che le venute d’acqua mediante l’utilizzo di sistemi di miglioramento ed impermeabilizzazione del terreno, pertanto nel tratto che va dal manufatto SGR fino alla SS4 si prevedono iniezioni in jet-grouting dall’alto mentre nel tratto che sottopassa la SS4 si prevedono consolidamenti dal fronte scavo.

7.3 Fase di terapia - Descrizione delle sezioni tipo

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

7.3.1 Tipologie di intervento in fase costruttiva

Nei capitoli precedenti sono stati definiti tre tipi di comportamento d'ammasso allo scavo che prevedono l'impiego di opportuni interventi scelti in base alle caratteristiche geotecniche/geomeccaniche dei terreni interessati dagli scavi, determinando così la scelta delle sezioni tipo più adatte.

CASO A) fronte stabile – Sezione Light:

I fenomeni deformativi avvengono in campo elastico; il materiale ha comportamento di tipo lapideo per cui si possono ipotizzare locali fenomeni di instabilità al contorno riconducibili per lo più al distacco gravitativo di blocchi o volumi rocciosi, individuati dall'intreccio di superfici di discontinuità preesistenti nell' ammasso oppure create dai fenomeni di distensione prodotti dalle modalità di scavo. Il probabile comportamento allo scavo tipo A, "a fronte stabile", consente di prevedere, quali interventi di prima fase, interventi di solo contenimento del cavo, quale la realizzazione di uno strato di spritz-beton a seguito della messa in opera di bulloni radiali o centine, in funzione del grado di discontinuità dell'ammasso. I carichi gravanti sulla struttura in questi contesti geomeccanici sono prevalentemente di tipo gravitativo, funzione della frequenza dei giunti e delle fratture ed in particolare modo della resistenza al taglio delle superfici di discontinuità. Il rilascio di tali solidi di carico, in categorie di comportamento tipo

A, non avviene generalmente all’apertura del cavo, bensì in un secondo tempo quale conseguenza del richiamo di umidità al contorno dello scavo, della circolazione d’acqua nelle fratture, dall’alterazione della roccia a contatto con gli agenti atmosferici, nonché dalle sollecitazioni dinamiche conseguenti alle vibrazioni prodotte durante le operazioni di scavo con esplosivo.

Per contesti di questo genere è stato scelto di utilizzare una sezione denominata tipo *Light*. Tale soluzione prevede interventi di precontenimento del fronte e presostegno al contorno, il rivestimento provvisorio è realizzato con HEA140 ad interasse longitudinale di posa pari a 1.5m connesse da catene longitudinali e spritz beton armato con rete elettrosaldato $\Phi 6$ 15x15 con spessore 20cm. Il rivestimento definitivo è realizzato in calcestruzzo armato con spessore in calotta e nei piedritti di 0.4m e arco rovescio di 0.5m. L’incidenza media è di 50kg/m³.



Figura 7.4 – Dettaglio relativo alla configurazione di sezione “light”

CASO B) fronte stabile a breve termine – Sezione Medium:

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

Tali deformazioni, se non regimate mediante opportuni e tempestivi interventi di preconsolidamento e/o di consolidamento, possono innescare decompressioni progressivamente crescenti all'interno dell'ammasso roccioso, sviluppando di conseguenza carichi maggiori sia nel breve termine che nel lungo termine.

La sezione tipo *Medium* è una sezione cilindrica che non prevede interventi di precontenimento del fronte, ma prevede dei consolidamenti in calotta per mezzo di

bulloni tipo Swellex MN24 o equivalenti di lunghezza 3 m, con piastra di ripartizione 0.15m x 0.15m e spessore 0.02m, posti a quinconce ad interasse longitudinale di 3 m e trasversale di 2.5m. Il rivestimento provvisorio è realizzato con HEA160 ad interasse longitudinale di posa pari a 1.5m connesse da catene longitudinali e spritz beton armato con rete elettrosaldada $\varnothing 8$ 15x15 con spessore 25cm. Il rivestimento definitivo è realizzato in calcestruzzo armato con spessore in calotta e nei piedritti di 0.5m e arco rovescio di 0.6m. L’incidenza media è di 60kg/m^3 .

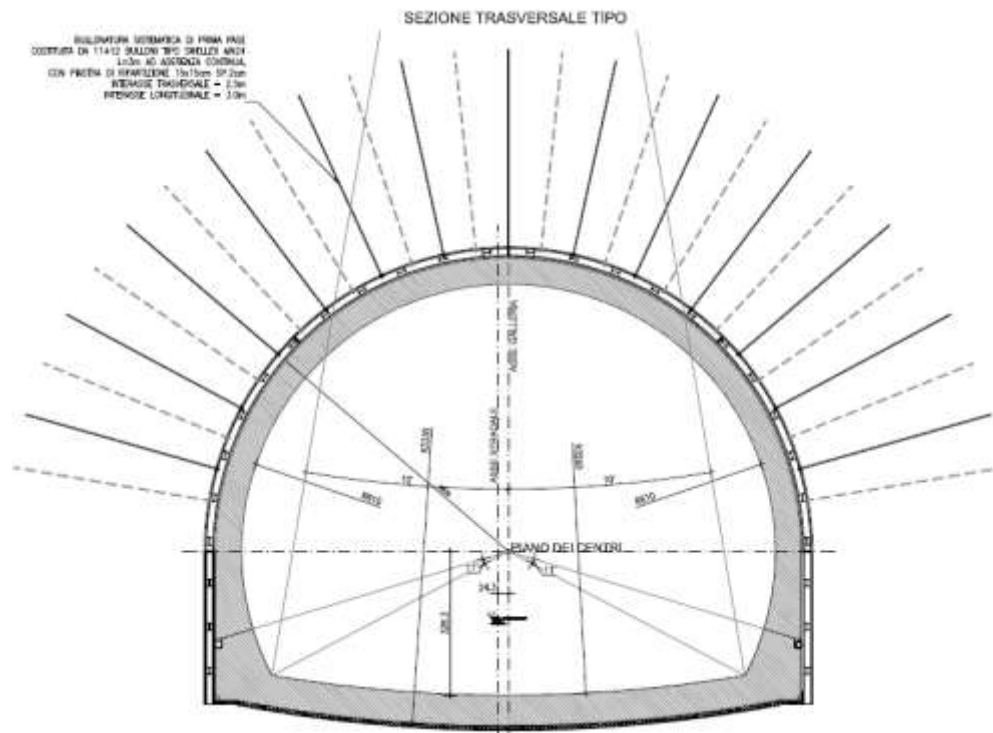


Figura 7.5 – Dettaglio relativo alla configurazione di sezione “Medium”

CASO C) fronte instabile – Sezione Hard:

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

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

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

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

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

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

La sezione tipo *Hard* è una sezione tronco-conica che prevede interventi di precontenimento del fronte mediante infilaggi con campi di avanzamento da 12 m, con armatura in acciaio S275 $\Phi 101.6/10$ e diametro esterno 0.14m (inclinazione verticale 6°); non prevede dei consolidamenti in calotta ma prevede l’introduzione di chiodi in VTR40/60 o equivalenti di lunghezza 12m (sovrapposizione minima $L = 6m$) con miscele cementizie e perforazione $\Phi > 127mm$, disposti a quinconce ad interasse $1.5m \times 1.5m$. Il rivestimento provvisorio è realizzato con HEA200 ad interasse longitudinale di posa pari a 1.5m connesse da catene longitudinali e spritz beton armato con rete elettrosaldato $\Phi 8 10 \times 10$ con spessore 25cm. Il rivestimento definitivo è realizzato in calcestruzzo armato con spessore in calotta e nei piedritti di 0.6m e arco rovescio di 0.7m. L’incidenza media è di $70kg/m^3$. Qualora fosse necessario saranno inseriti dei tubi di drenaggio al fronte per allontanare eventuali venute d’acqua dal fronte scavo.

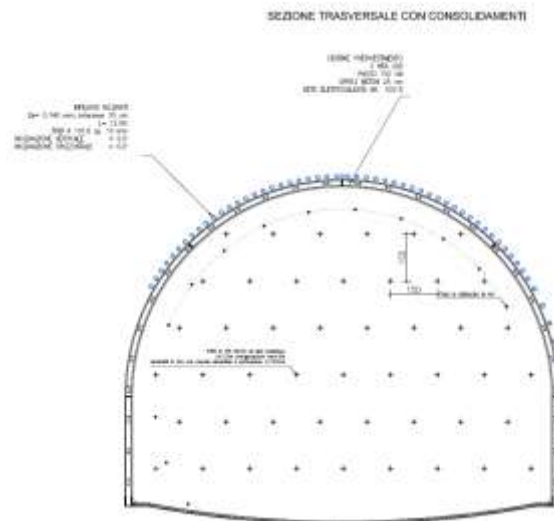


Figura 7.6 – Dettaglio relativo alla configurazione dei rivestimenti/consolidamenti provvisori per la sezione “Hard”

7.3.2 Sezione tipo d’avanzamento

Come anticipato Il progetto dell’imbocco della galleria Montevecchio prevede l’adozione di 2 sezioni tipo, la sezione tipo “Hard 2A”, che verrà adottata per un tratto di circa 120m a partire dal manufatto SGR con copertura media di circa 6/8m e la sezione tipo “Hard2 B” che si utilizzerà in prossimità della zona di imbocco della TBM e per il sottopassaggio della SS4.

Sez. Hard 2A

RIVESTIMENTO DI PRIMA FASE				
Centine [-]	Passo [m]	Sfondi [m]	Spritz-Beton [cm]	$f_{cmSB.28gg}$ [Mpa]
HEA160	1.5	1.5	0.25	25

RIVESTIMENTO DEFINITIVO		
Classe CLS [-]	S_{Arco} Rovescio [cm]	$S_{Calotta}$ [cm]
C25/30	70	60

CONSOLIDAMENTO TERRENO				
Tipo [-]	D [cm]	I [m]	L [m]	L_{vuoto} [m]
Jet Grouting (dall'alto)	100	0.8	18	5.5

Sez. Hard 2B

RIVESTIMENTO DI PRIMA FASE				
Centine [-]	Passo [m]	Sfondi [m]	Spritz-Beton [cm]	$f_{cmSB,28gg}$ [Mpa]
HEA160	1.5	1.5	25	25

CONSOLIDAMENTI AL FRONTE			
Tipo [-]	D [m]	L [m]	N° [-]
Jet Grouting armato con VTR	0.6	1.1	44

CONSOLIDAMENTI CALOTTA				
Tipo [-]	D [m]	I [m]	L [m]	$L_{Sovrapposizione}$ [m]
Jet Grouting e tubi metallici $\phi 101.6/10mm$	0.6	0.4	9.5	3.5

CONSOLIDAMENTI ARCO ROVESCIO				
Tipo [-]	D [m]	I [m]	L [m]	$L_{Sovrapposizione}$ [m]
Doppia fila di Jet Grouting	0.6	0.4	9.5	3.5

RIVESTIMENTO DEFINITIVO		
Classe CLS [-]	$S_{Arco Rovescio}$ [cm]	$S_{Calotta}$ [cm]
C25/30	70	60/120

7.4 Individuazione delle sezioni di calcolo e verifica delle sezioni tipo di scavo

7.4.1 Premessa

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

Questo è stato raggiunto tramite tre approcci differenti:

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

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

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

L’analisi agli elementi finiti, che verrà presentata nel capitolo successivo, ha permesso invece di indagare più dettagliatamente per le condizioni più rappresentative il regime tensionale e deformativo nelle strutture e nell’ammasso circostante, nelle principali

fasi esecutive fino alla completa realizzazione dell’opera, consentendo quindi di valutare l’evoluzione del comportamento dell’opera nel breve, medio e lungo termine.

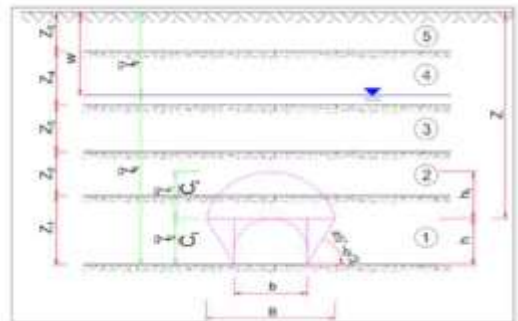
7.4.2 Verifica di stabilità del fronte con metodi analitici

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

Sez. Hard 2A

A favore di sicurezza si è ipotizzato che il trattamento colonnare eseguito dall’alto vada a riempire, in sezione, la sola area del fronte scavo.

METODO DI TAMEZ E CORNEJO		
SEZ. Sez. Hard 2 A Imbocco Montevoschia		
TIPO DI GALLERIA		
Galleria Superficiale 2D<Z		
DATI GEOMETRICI		
Z [m]	4	Copertura sulla colata
W [m]	6	Profondità sup. Piezometrica
h [m]	10,25	Altezza galleria
b [m]	13,5	Larghezza galleria
a [m]	1,8	Distanza fronte scavo rivestimento
S [m ²]	128,125	Area galleria al fronte
D _{eq} [m]	12,77	Diámetro equivalente
% _{sc} [m ²]	30,1	Faccia di galleria non sostenuta

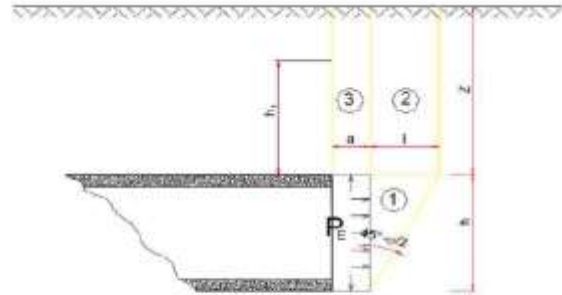


DATI GEOTECNICI CARATTERISTICI

γ_s [kN/m ³]	10	Fesa medio dell'unità di volume del terreno sopra la colata (su h)
γ_d [kN/m ³]	10	Fesa medio dell'unità di volume del terreno da scavo su h
γ_{s1} [kN/m ³]	10	Fesa medio dell'unità di volume del terreno sopra falda
γ_{s2} [kN/m ³]	10	Fesa medio dell'unità di volume del terreno sotto falda
γ_w [kN/m ³]	10	Fesa dell'unità di volume d'acqua
c_1 [kPa]	24	Valore medio della coesione al fronte (su h)
c_2 [kPa]	24	Valore medio della coesione dalla colata ad h
c_{3a} [kPa]	24	Valore medio della coesione dalla colata a piano campagna
ϕ_w [°]	27	Valore medio dell'angolo d'attrito dei materiali presenti dall'arco rovescio a piano campagna
ϕ [°]	27	Valore medio dell'angolo d'attrito dei materiali presenti dall'arco rovescio fino a h

DATI GEOTECNICI DI PROGETTO

γ_m [-]	1	Coefficiente parziale di riduzione del materiale
$\phi_{m,1}$ [°]	27	Valore medio dell'angolo d'attrito dei materiali presenti dall'arco rovescio a piano campagna di progetto
$\phi_{m,2}$ [°]	27	Valore medio dell'angolo d'attrito dei materiali presenti dall'arco rovescio fino a h di progetto
$c_{1,d}$ [kPa]	24	Valore medio della coesione al fronte (su h) di progetto
$c_{2,d}$ [kPa]	24	Valore medio della coesione dalla colata ad h di progetto
k_1 [-]	0.55	Coefficiente di spinta a riposo (0.75 per gallerie profonde)
k_2 [-]	0.38	Coefficiente di spinta attiva (compresa tra 0.5 e 1)
k_3 [-]	2.66	Coefficiente di spinta passiva (secondo Rankine)
P_w [kPa]	100	Pressioni idrostatiche in colata



DATI PER IL CALCOLO DEL VOLUME DI TERRENO POTENZIALMENTE INSTABILE

σ_c [kPa]	78.33	Resistenza compressione monoassiale
f	0.816	
l [m]	6.28	
B [m]	25.06	
h_1 [m]	6.00	
$\tau_{m,2}$ [kPa]	60.35	Tensione media tangenziale per il cuneo 2
$\tau_{m,3}$ [kPa]	24	Tensione media tangenziale per il cuneo 3

VERIFICA SENZA INTERVENTI DI CONTENIMENTO

FSF_1 [-]	0.90	Fattore di sicurezza al fronte per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 1,2,3
FSF_2 [-]	1.99	Fattore di sicurezza al fronte per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 3
FSF_{min} [-]	0.90	Fattore di sicurezza al fronte minima

Verifica Non Soddisfatta

$P_{stab,1}$ [kPa]	59.33	Pressione equivalente che serve per raggiungere un fattore di sicurezza pari a 2 per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 1,2,3
$P_{stab,3}$ [kPa]	0.48	Pressione equivalente che serve per raggiungere un fattore di sicurezza pari a 2 per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 3
$P_{stab,max}$ [kPa]	59.33	Pressione equivalente da raggiungere per avere il fronte stabile

a_{max} [m] 1.04 Massima lunghezza non sostenibile

$V_{a,max}$ [-] Massima distanza non sostenuta non sufficiente

PARAMETRI DEL CONSOLIDAMENTO

Tipo intervento **JET** Può Essere VTRIA o JET

INTERVENTI IN JET-GROUTING

$N_{trattamenti}$	163	Numero di trattamenti colonnari
d_{jet} [m]	1	Diametro dei trattamenti colonnari
A_{jet} [m ²]	0,7854	Area dei trattamenti colonnari
A_{TOT} [m ²]	128,125	Area galleria al fronte
A_{NON} [m ²]	0,0	Area galleria al fronte non trattata
$\sigma_{c,jet}$ [MPa]	10	Resistenza a compressione del trattamento [Croce, Flora, Modoni 2004]
c_{jet} [kPa]	3088,0	Coesione equivalente del trattamento colonnare
Δc [kPa]	3063,4	Incremento di coesione al fronte per effetto del trattamento colonnare
$\tau_{m,2}$ [kPa]	7763,8	Tensione media tangenziale per il cono 2 con trattamento colonnare
$\tau_{m,3}$ [kPa]	3087,4	Tensione media tangenziale per il cono 3 con trattamento colonnare
$P_{stab,1,2,3}$ [kPa]	107,16	Pressione equivalente del trattamento colonnare per il meccanismo di collasso che coinvolge il cono 1,2,3
$P_{stab,3}$ [kPa]	107,16	Pressione equivalente del trattamento colonnare per il meccanismo di collasso che coinvolge il cono 3

VERIFICA CON INTERVENTI DI CONTENIMENTO

$P_{stab,1,2,3}$ [kPa]	59,33	Pressione equivalente che serve per raggiungere un fattore di sicurezza pari a 2 per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il cono 1,2,3
$P_{stab,3}$ [kPa]	0,48	Pressione equivalente che serve per raggiungere un fattore di sicurezza pari a 2 per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il cono 3
$P_{stab,1,2}$ [kPa]	107,16	Pressione stabilizzante dell'intervento per il meccanismo di collasso che coinvolge il cono 1,2,3
$P_{stab,3,1}$ [kPa]	107,16	Pressione stabilizzante dell'intervento per il meccanismo di collasso che coinvolge il cono 3

Entrambe le Verifiche Soddisfatte

Sez. Hard 2B

A favore di sicurezza, in calotta si è considerato il solo contributo offerto dagli infilaggi metallici e dalle barre in VTR cementate all'interno del trattamento in JET grouting inoltre per tener conto del traffico si è assunto un sovraccarico pari a 50kPa al P.C..

METODO DI TAMEZ E CORNEJO

SEZ: Sez Hard 2 A Imbocco Montevocchio

TIPO DI GALLERIA

Galleria Superficiale 3D-CZ

DATI GEOMETRICI

Z [m]	9	Copertura sulla calotta
W [m]	0	Profondità sup. Azionometrica
h [m]	18,25	Altezza galleria
b [m]	12,5	Larghezza galleria
a [m]	1,5	Distanza fronte scavo mentamento
S [m ²]	128,125	Area galleria al fronte
D_{eq} [m]	12,77	Diametro equivalente
S_{no} [m ²]	30,1	Fascio di galleria non sovraccarico
q [kPa]	50,0	Sovraccarico al P.C.



DATI GEOTECNICI CARATTERISTICI

γ_1 [kNm ⁻³]	18	Peso medio dell'unità di volume del terreno sopra la colata (su H)
γ_2 [kNm ⁻³]	18	Peso medio dell'unità di volume del terreno di sovrare (su h)
γ_3 [kNm ⁻³]	18	Peso medio dell'unità di volume del terreno sopra falda
γ_4 [kNm ⁻³]	18	Peso medio dell'unità di volume del terreno sotto falda
γ_w [kNm ⁻³]	10	Peso dell'unità di volume d'acqua
C_1 [kPa]	24	Valore medio della coesione al fronte (su h)
C_2 [kPa]	24	Valore medio della coesione della colata ad h/
C_{2a} [kPa]	24	Valore medio della coesione della colata a piano campagna
ϕ_w [°]	27	Valore medio dell'angolo d'attrito dei materiali presenti dall'arca rovescia a piano campagna
ϕ [°]	27	Valore medio dell'angolo d'attrito dei materiali presenti dall'arca rovescia fino a h/



DATI GEOTECNICI DI PROGETTO

i [°]	1	Coefficiente parziale di riduzione del materiale
$\phi_{w,d}$ [°]	27	Valore medio dell'angolo d'attrito dei materiali presenti dall'arca rovescia a piano campagna di progetto
ϕ_d [°]	27	Valore medio dell'angolo d'attrito dei materiali presenti dall'arca rovescia fino a h/ di progetto
$C_{1,d}$ [kPa]	24	Valore medio della coesione al fronte (su h) di progetto
$C_{2,d}$ [kPa]	24	Valore medio della coesione della colata ad h/ di progetto
k_0 [-]	0.55	Coefficiente di spinta a riposo (0.75 per galleggere profondo)
k_1 [-]	0.38	Coefficiente di spinta attiva (compresa tra 0.5 e 1)
k_2 [-]	2.66	Coefficiente di spinta passiva (secondo Rankine)
P_w [kPa]	108	Pressione idrostatica in colata

DATI PER IL CALCOLO DEL VOLUME DI TERRENO POTENZIALMENTE INSTABILE

σ_c [kPa]	78.33	Resistenza compressiva monoassiale
r	0.816	
l [m]	6.28	
B [m]	25.06	
h_1 [m]	6.00	
τ_{m2} [kPa]	60.35	Tensione media tangenziale per il cuneo 2
τ_{m3} [kPa]	24	Tensione media tangenziale per il cuneo 3

VERIFICA SENZA INTERVENTI DI CONTENIMENTO

FSF_1 [-]	0.62	Fattore di sicurezza al fronte per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 1,2,3
FSF_2 [-]	1.36	Fattore di sicurezza al fronte per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 3
FSF_{min} [-]	0.62	Fattore di sicurezza al fronte minimo

Verifica Non Soddisfatta

P_{stab} [kPa]	109.33	Pressione equivalente che serve per raggiungere un fattore di sicurezza pari a 2 per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 1,2,3
$P_{stab,3}$ [kPa]	50.48	Pressione equivalente che serve per raggiungere un fattore di sicurezza pari a 2 per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 3
$P_{stab,max}$ [kPa]	109.33	Pressione equivalente da raggiungere per avere il fronte stabile
h_{max} [m]	1.04	Massima lunghezza non sostenibile
V_{-Rmax} [-]	Massima distanza non sostenuta non sufficiente	

PARAMETRI DEL CONSOLIDAMENTO

Tipico intervento: **VTRIA** Pali Estere VTRIA e VTR

CHIODATURE AL FRONTE ED AL CAVO IN VTR O ACCIAIO

Metodo 1

	Fronte	Corona	
Tipologia	VTR	Acciaio	Pali Estere Acciaio e VTR
N_{barre}	54	5	Numero di barre
d_{barre} [mm]	137	5	Diámetro delle perforazioni
d_{barre} [mm]	43	5	Diámetro delle barre
A_{barre} [m ²]	0,0013	0,0000	Area trasversale delle barre
A_{infl} [m ²]	2,25	0	Area influenza delle barre
l_{tot} [m]	15	5	Lunghezza totale
l_{att} [m]	15,00	5	Lunghezza totale
γ_{barre} [MPa]	790	5	Tensione caratteristica o snervamento barre
γ_{infl} [-]	1,00	1,00	Coefficiente di riduzione della resistenza delle barre
γ_{pro} [MPa]	733,8	0	Tensione di progetto e snervamento barre
γ_{lim} [kPa]	95	0	Tensione tangenziale limite snervamento
γ_{lim} [kPa]	490	0	Tensione tangenziale limite guaina barre
γ_{s} [-]	0,67	0,67	Efficienza della lunghezza attiva

Metodo 1 (Solo Fronte)

	Fronte	
Tipologia	VTR	
N_{barre}	44	Numero di barre
d_{barre} [mm]	137	Diámetro delle perforazioni
d_{barre} [mm]	43	Diámetro delle barre
d_s [mm]	399,0	Diámetro delle perforazioni
A_{barre} [m ²]	0,0013	Area trasversale delle barre
A_{infl} [m ²]	0,00	Area influenza delle barre
l_{tot} [m]	5	Lunghezza totale
γ_{barre} [MPa]	790	Tensione caratteristica o snervamento barre
γ_{infl} [-]	1,00	Coefficiente di riduzione della resistenza delle barre
γ_{pro} [MPa]	733,8	Tensione di progetto e snervamento barre
γ_{lim} [kPa]	95	Tensione tangenziale limite snervamento
γ_{s} [-]	0,5	Efficienza della lunghezza attiva

Coronata ai pali in acciaio

	Corona	
N_{barre}	42	Numero Pali
d_{barre} [m]	0,6	Diámetro Pali
d_{barre} [mm]	331,0	Diámetro Pali
l_{tot} [m]	9,3	Lunghezza Pali
d_{tratt} [mm]	140	Diámetro Trattamento
σ_{tratt} [-]	4	Indicatore Trattamento
β_{tratt} [-]	140	Angolo di azione del trattamento
γ [m]	1,12	Spessore trattamento
A_{barre} [m ²]	0,341	Area occupata dai supporti
l_{tratt} [MPa]	175	Tensione caratteristica o snervamento trattamento
γ_{infl} [-]	1,00	Coefficiente di riduzione della resistenza dei pali
γ_{pro} [MPa]	181,9	Tensione di progetto e snervamento trattamento
γ_{lim} [kPa]	18,91	Area occupata dal terreno

$R_{1,1}$ [kPa]	417,4	0,0	Pressione equivalente dovuta alla resistenza a trazione delle barre
$R_{1,2}$ [kPa]	119,2	0,0	Pressione equivalente dovuta alla efficienza trazione barre
$R_{1,3}$ [kPa]	2162,7	0,0	Pressione equivalente dovuta alla efficienza puntiforme
$R_{1,4}$ [kPa]	119,2	0,0	Pressione equivalente al cuneo
$R_{1,5}$ [kPa]	119,2	0,0	Pressione equivalente al cuneo (Renda*Gibbs)

$R_{1,6}$ [kPa]	23,5	Pressione equivalente dovuta alla efficienza trazione barre
$R_{1,7}$ [kPa]	314,7	Pressione equivalente dovuta alla resistenza a trazione delle barre
$R_{1,8}$ [kPa]	23,5	Pressione equivalente al cuneo
$OC_{1,9}$ [kPa]	18,1	Incremento di tensione al palo per effetto del trattamento

$R_{1,9}$ [kPa]	3318,1	Incremento di tensione equivalente del trattamento
$\gamma_{1,1}$ [kPa]	820,01	Tensione media tangenziale per il cuneo 1 con trattamento incappato
$\gamma_{1,2}$ [kPa]	3340,13	Tensione media tangenziale per il cuneo 2 con trattamento incappato
$R_{1,10}$ [kPa]	196,91	Pressione equivalente del trattamento incappato per il meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 1,2,3
$R_{1,11}$ [kPa]	196,91	Pressione equivalente del trattamento incappato per il meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 2

Tipologia Metodo: **5** Pali Estere metodo 1 e 2
 DIMENSIONI: **5** Pali Estere metodo 1 e 2
 $R_{1,10}$ [kPa]: 130,4 Pressione equivalente del trattamento VTRIA

VERIFICA CON INTERVENTI DI CONTENIMENTO

$P_{stab,max}$ [kPa]	109,33	Pressione equivalente che serve per raggiungere un fattore di sicurezza pari a 2 per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 1,2,3
$P_{stab,3}$ [kPa]	50,48	Pressione equivalente che serve per raggiungere un fattore di sicurezza pari a 2 per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 3
$P_{stab,int}$ [kPa]	130,36	Pressione stabilizzante dell'intervento per il meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 1,2,3
$P_{stab,3,int}$ [kPa]	130,36	Pressione stabilizzante dell'intervento per il meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 3

Entrambe le Verifiche Soddisfatte

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

7.4.3 Verifica con il metodo delle curve caratteristiche

Il metodo delle curve caratteristiche non è stato utilizzato in quanto la copertura risulta troppo esigua rispetto al diametro equivalente di scavo ($C=6m$ $D=12$; $C/D=0.5 < < 3$).

7.4.4 Considerazioni conclusive

Le analisi di terapia condotte mostrano buoni fattori di sicurezza con la messa in opera degli interventi di progetto nel contesto geomeccanico di riferimento.

Si sottolinea che, viste le coperture prese in considerazione, andrà sempre previsto un adeguato sistema di controllo e monitoraggio dei prerivestimenti al fine di valutare i tassi di lavoro effettivi ed il mantenimento degli adeguati margini di sicurezza richiesti delle caratteristiche di resistenza dei materiali impiegati oltre che un campo prove per valutare l’efficacia degli interventi di consolidazione del terreno.

7.5 Verifiche con metodi numerici agli elementi finiti

Nei seguenti paragrafi verranno descritti i modelli di calcolo impiegati per il dimensionamento dei rivestimenti di prima fase e definitivo. In particolare, si svolgerà una sola analisi numerica che simulerà lo scavo.

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

Analisi	Sezione	Formazione	Cop [m]
1	Hard 2A	ALL	6
2	Hard 2B	ALL	6

7.5.1 Condizioni idrogeologiche

La relazione geologica indica che nella zona in esame l’acqua di falda si intesta a circa 2.5m dal p.c. (S8(3)). A favore di sicurezza nelle analisi numeriche è stato considerata la falda coincidente con il p.c.

7.5.2 Modellazione dell’ammasso, dei terreni e degli elementi strutturali

Parametri geotecnici dell’ammasso e del terreno

Il modello adottato per l’ammasso e per i terreni è quello di Mohr-Coulomb (linearizzato agli intervalli di interesse); nel seguito verranno riportati i parametri di calcolo adottati.

Stratigrafia di calcolo		C	γ	c'_k	φ'_k	Cu_k	E'	k_0
Formazione	Profondità del P.C.							
[-]	[m]	[m]	[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[kPa]	[Mpa]	[-]
ALL	0 - 25	6	18	28	27	-	10	0.546
MAI	> 25		25.8	283	43	-	1203	1

Il valore del coefficiente di spinta a riposo è stato posto pari a $(1-\text{sen}\phi)$ per l’unità (ALL) mentre per l’unità (SAD) è stato considerando $K_0=1.0$.

Modellazione rivestimenti preliminari e definitivi

Il rivestimento definitivo è stato modellato come un materiale elastico lineare. Questo modello rappresenta la legge di Hooke dell’elasticità isotropa lineare e richiede due parametri di rigidità elastici, che sono il modulo di Young E, ed il coefficiente di Poisson ν , pari a $E=33643$ MPa e $\nu=0.2$.

Per quanto riguarda i rivestimenti di prima fase si è provveduto ad omogenizzare le centine e lo spritz – beton secondo la formulazione proposta nei paragrafi precedenti.

Di seguito è riportato un quadro sinottico delle caratteristiche dei rivestimenti per le diverse sezioni analizzate:

Sezione	E_{spritz} [GPa]	ν_{spritz} [cm]	$E_{centine}$ [GPa]	$\nu_{centine}$	Passo centine [m]	Profilo centine	$I_{centine}$ [cm ⁴]	$A_{centine}$ [cm ²]	E_{totale} [GPa]	ν_{totale} [cm]
Sez. Hard 2A	10.4	25	210	1	1.5	HEM160	7483	97.05	14.4	26.9
Sez. Hard 2B	10.4	25	210	1	1.5	HEM160	7483	97.05	14.4	26.9

Modellazione del jet grouting

Per tener conto dell’intervento di consolidazione si è fatto riferimento ai dati proposti da Croce, Flora e Modoni [2004] pesati sull’area di terreno da trattare (così come descritto nei paragrafi precedenti, di seguito è riportato un quadro sinottico delle caratteristiche meccaniche utilizzate nei modelli di calcolo:

Terreno	Diametro (m)			Resistenza a Compressione σ_c (MPa)	E (MPa)
	Sistema Monofluido	Sistema Bifluido	Sistema Trifluido		
Ghiaia	0.7-1.1	1.0-1.5	2.0-2.4	5-30	2500-15000
Sabbia ghiaiosa	0.5-1	0.7-1.5	1.5-2.0	5-20	2500-10000
Sabbia limosa	0.5-0.9	0.7-1.3	1.2-1.6	5-15	2500-7500
Limo sabbioso	0.4-0.6	0.6-0.9	1.0-1.5	2-10	1000-5000
Argille N.C. ($c_u < 50$ kPa)	0.3-0.6	0.5-1.0	0.8-1.2	1-10	500-5000

Tab. 5.1. – Caratteristiche geometriche e meccaniche delle colonne consolidate (valori tipici)

$E_{jet} := 2.5 \text{ GPa}$ Modulo elastico del jet

$\sigma_{cjet} := 5 \text{ MPa}$ Coesione del Jet

Sezione	Tipo Trattamento	c'_k [MPa]	φ'_k [°]	E' [MPa]
Sez. Hard 2A	Dall'alto	1.5	27	5
Sez. Hard 2B	Contorno Scavo	1.5	27	5
Sez. Hard 2B	Fronte Scavo	0.148	27	0.245

7.5.3 Modelli di calcolo

7.5.3.1 Sezione tipo Hard 2A

Nella tabella seguente si riassumono i dati di input che caratterizzano la sezione geotecnica utilizzata per le analisi numeriche della sezione.

Stratigrafia di calcolo		C	γ	c'_k	φ'_k	Cu_k	E'	k_0
Formazione	Profondità del P.C.							
[]	[m]	[m]	[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[kPa]	[Mpa]	[]
ALL	0 - 25	6	18	28	27	-	10	0.546
MAI	> 25		25.8	283	43	-	1203	1

Sezione	Tipo Trattamento	c'_k [MPa]	φ'_k [°]	E' [MPa]
Sez. Hard 2A	Dall'alto	1.5	27	5

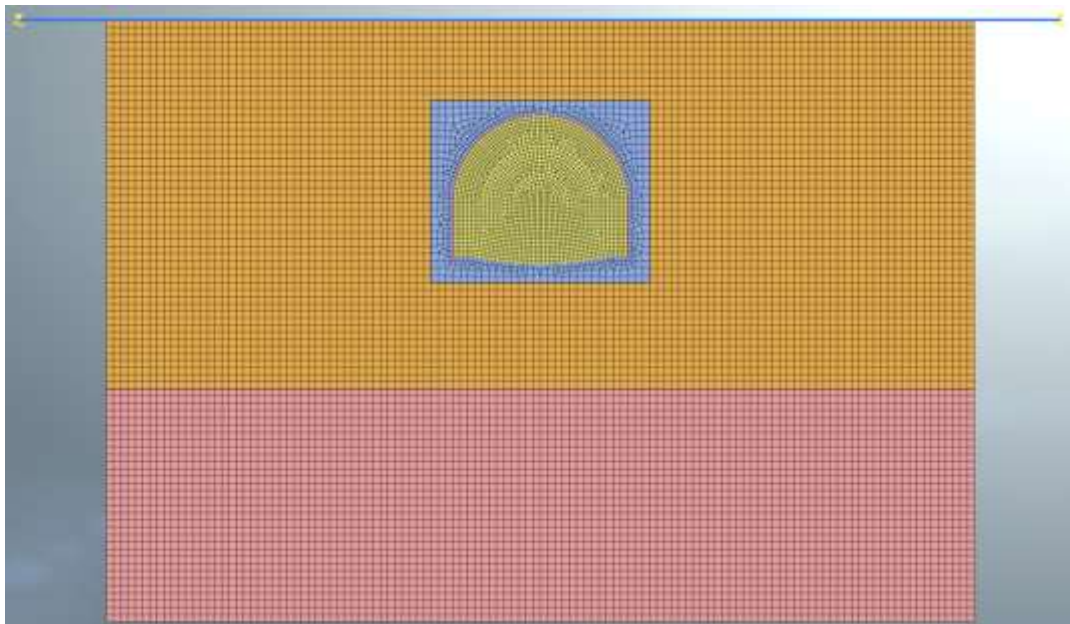


Figura 7.7 – Mesh di calcolo

Fasi e percentuali di rilascio

I tassi di deconfinamento sono stati calcolati mediante analisi assialsimmetrica e curva caratteristica numerica.

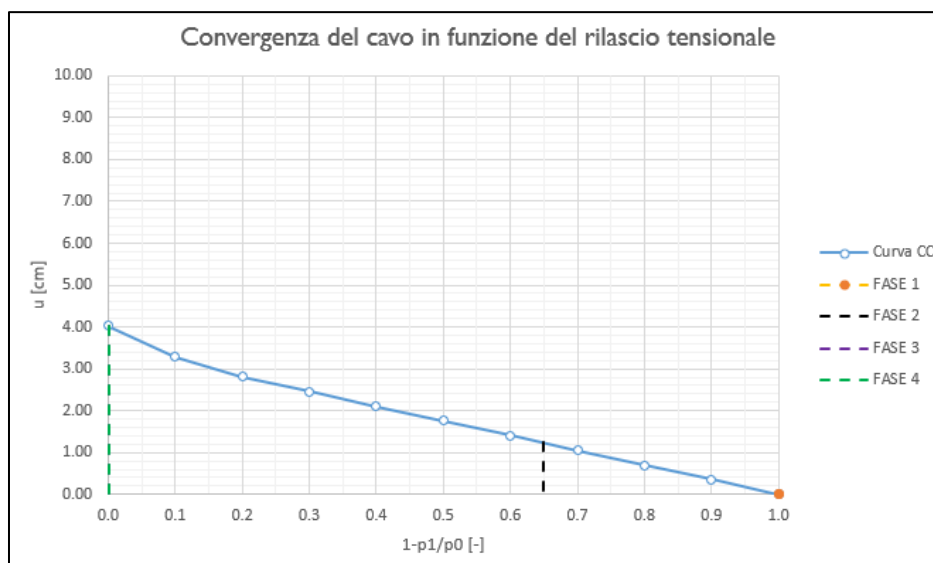


Figura 7.8 – Curva caratteristica di convergenza numerica

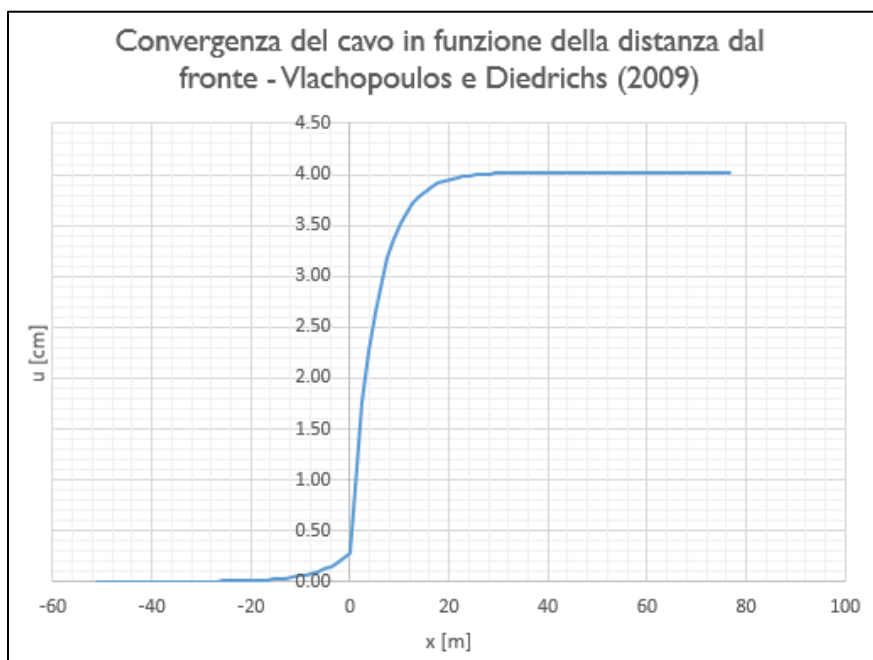


Figura 7.9 – Spostamenti radiali in funzione della distanza dal fronte

Nella tabella successiva è schematizzata la successione delle fasi di calcolo nelle quali è articolata l’analisi di interazione opera-terreno.

TABELLA DELLE FASI				
FASE	INTERVENTO	Distanza di installazione dal fronte [m]	u_{conv} [cm]	λ [-]
FASE 1	Realizzazione Jet-Grouting	-50	0.00	1.000
FASE 2	Installazione rivestimento di prima fase	1.5	1.23	0.649
FASE 3	Installazione arco rovescio	38.4	4.02	0.000
FASE 4	Installazione murette più	38.4	4.02	0.000

Nelle condizioni di breve termine, durante la realizzazione del rivestimento di prima fase, è stato imposto sul contorno di scavo un valore di pressione neutra pari a 0 kPa (Filtrazione verso il cavo).

Nelle condizioni di lungo termine (installazione del rivestimento definitivo e condizioni sismiche) si sono ripristinate le condizioni idrauliche iniziali, considerando il rivestimento in calcestruzzo impermeabile, e sono state ripristinate le caratteristiche meccaniche nelle zone che hanno subito i trattamenti colonnari in jet-grouting.

Sismicità dell’area e definizione della modalità di simulazione del carico sismico

Per la galleria naturale si definisce una vita nominale VN pari a 100 anni e una classe d’uso IV a cui corrisponde il coefficiente Cu pari a 2.0 (§ 2.4.2, DM 14/01/2018). Di conseguenza il periodo di riferimento per la definizione dell’azione sismica risulta pari a $VR = VN \times Cu = 200.0$ anni.

Con riferimento alla probabilità di superamento dell’azione sismica, PVR, attribuita allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV), nel periodo VR dell’opera in progetto, si determina il periodo di ritorno TR del sisma di progetto. Sulla base delle coordinate geografiche del sito e del tempo di ritorno del sisma di progetto, TR, si ricavano i parametri che caratterizzano il sisma di progetto relativo al sito di riferimento, rigido ed orizzontale (Tabella 1 dell’allegato B del D.M. 17/01/2018):

- a_g : accelerazione orizzontale massima
- F_o : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- T^*_c : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per tenere conto dei fattori locali del sito, l’accelerazione orizzontale massima attesa al sito è valutata con la relazione (DM 17/01/2018):

$$a_{\max} = S_s \cdot S_T \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)$$

dove:

- a_g è l’accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

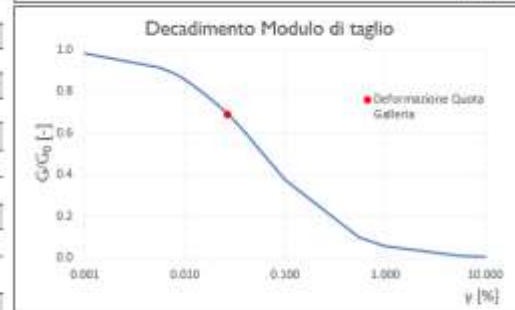
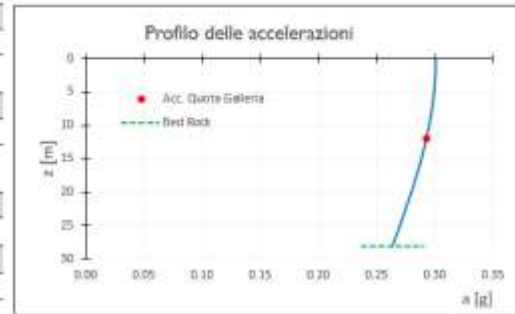
- S_S è il fattore di amplificazione stratigrafica del terreno, funzione della categoria del sottosuolo di fondazione e dei parametri sismici F_0 e a_g/g (Tabella 3.2.V del D.M. 17/01/2018);
- S_T è il fattore di amplificazione che tiene conto delle condizioni topografiche, il cui valore dipende dalla categoria topografica e dall’ubicazione dell’opera (Tabella 3.2.VI del D.M. 17/01/2008).

I valori delle grandezze necessarie per la definizione dell’azione sismica per le opere d’imbocco sono riassunti nella seguente tabella:

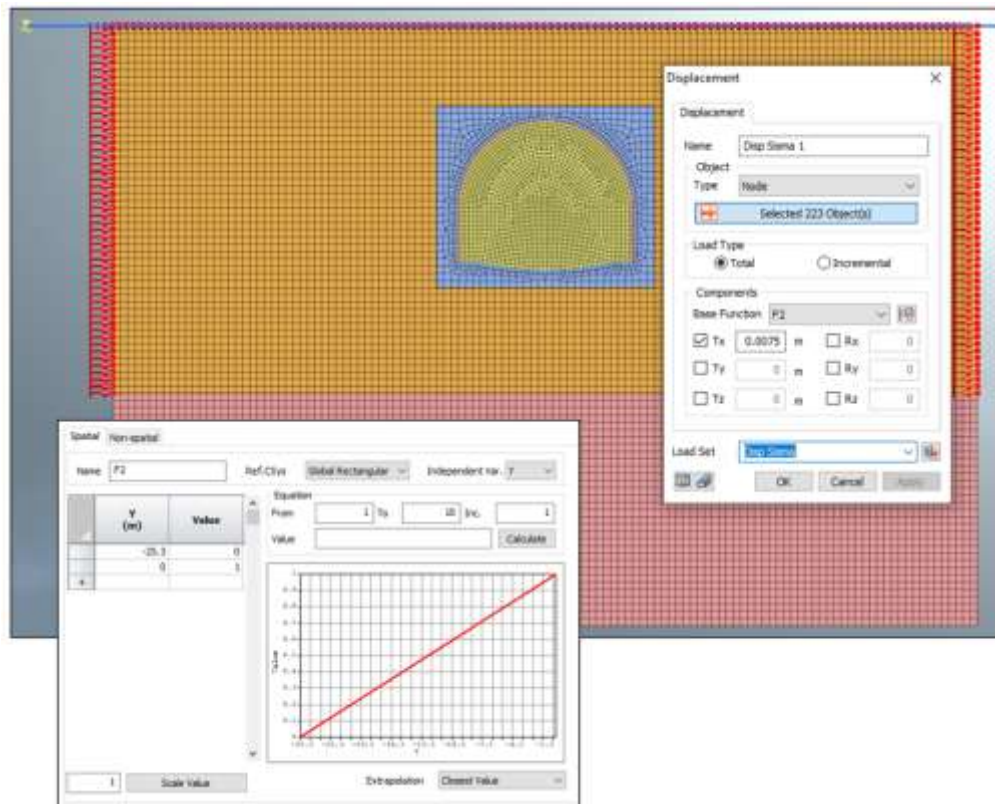
Coord. Geografiche	Long. 12.26777 Lat. 42.34955
Stato Limite	SLV
T_R	1896 Anni
a_g/g	0.264
F_0	2.488
Cat. Sottosuolo	B
S_S	1.138
Cat. Topografica	T1
S_T	1
$a_{0.05}/g$	0.300

La valutazione della condizione sismica è stata effettuata attraverso un’analisi di risposta sismica locale semplificata secondo le modalità discusse nei paragrafi precedenti di seguito riportata:

Dati Geometria			
D	12	m	Diametro galleria
R	6	m	Ricoprimento
Dati Rivestimento definitivo			
t	0,7	m	Spessore rivestimento
R _{cal}	30	MPa	Resistenza cubica caratteristica a compressione del calcestruzzo
Dati Terrano			
Tipo Terrano	Sabbia	Modello Hardin/Drnevich, $\nu_{ref} = 0,04\%$ (Seed & Idriss (1970))	
ρ_p	1800	kg/m ³	Densità media del banco
H _b	28	m	Altezza del banco
V _{sk}	435	m/s	Velocità delle onde di taglio del banco
Azione Sismica			
Lat.	42.34955	*	
Long.	12.85727	*	
Cat. Topografica	T1		
Cat. Sottosuolo	B		
C _s	2	-	Coefficiente di amplificazione stratigrafica e topografica
V _s	100	anni	Vita nominale
A _{sp}	0,264	g	Accelerazione attesa su affioramenti
S	1,138	-	Coefficiente di amplificazione stratigrafica e topografica
A _{max}	0,300	g	Accelerazione massima su suolo deformabile
Risultati			
Metodo Utilizzato	PSI	Profilo delle accelerazioni Simulabile con la profondità	
a _{gal}	0,292	g	Accelerazione quota galleria
t _{gal}	63,1	kPa	Tensione tangenziale quota galleria
v _{gal}	0,027	%	Deformazione quota galleria
G	235,5	MPa	Modulo di taglio abbassato
E	612,2	MPa	Modulo di Young abbassato



La deformazione è pari a 0.027% a cui corrisponde uno spostamento pari a 7.5mm in testa al modello FEM ($u=v_{gal} \cdot H_{banco}$)



7.5.3.2 Sezione tipo Hard 2B

Nella tabella seguente si riassumono i dati di input che caratterizzano la sezione geotecnica utilizzata per le analisi numeriche della sezione.

Stratigrafia di calcolo		C	γ	c'_k	φ'_k	Cu_k	E'	k_0
Formazione	Profondità del P.C.							
[]	[m]	[m]	[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[kPa]	[Mpa]	[]
ALL	0 - 25	6	18	28	27	-	10	0.546
MAI	> 25		25.8	283	43	-	1203	1

Sezione	Tipo Trattamento	c'_k [MPa]	φ'_k [°]	E' [MPa]
Sez. Hard 2B	Contorno Scavo	1.5	27	5
Sez. Hard 2B	Fronte Scavo	0.148	27	0.245

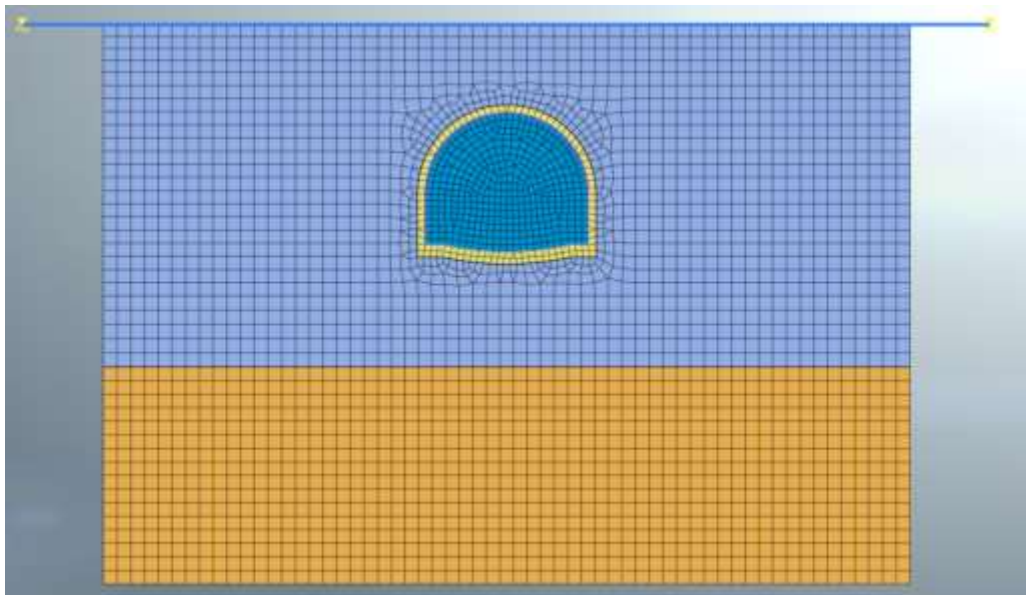


Figura 7.10 – Mesh di calcolo

Fasi e percentuali di rilascio

I tassi di deconfinamento sono stati calcolati mediante analisi assialsimmetrica e curva caratteristica numerica.

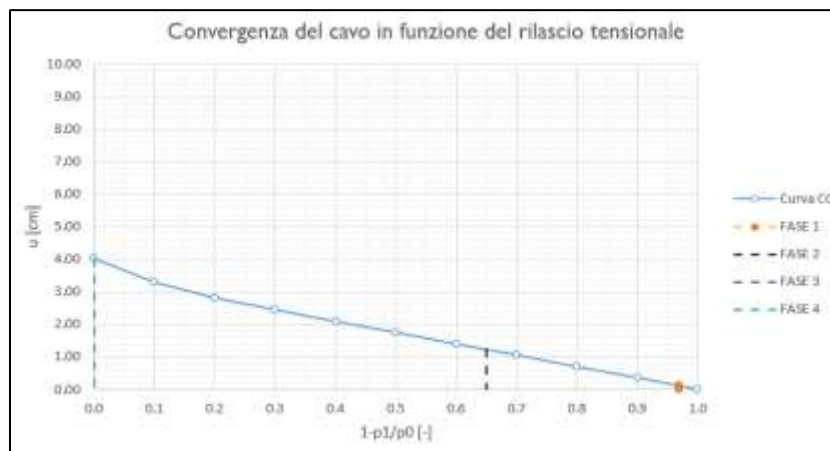


Figura 7.11 – Curva caratteristica di convergenza numerica

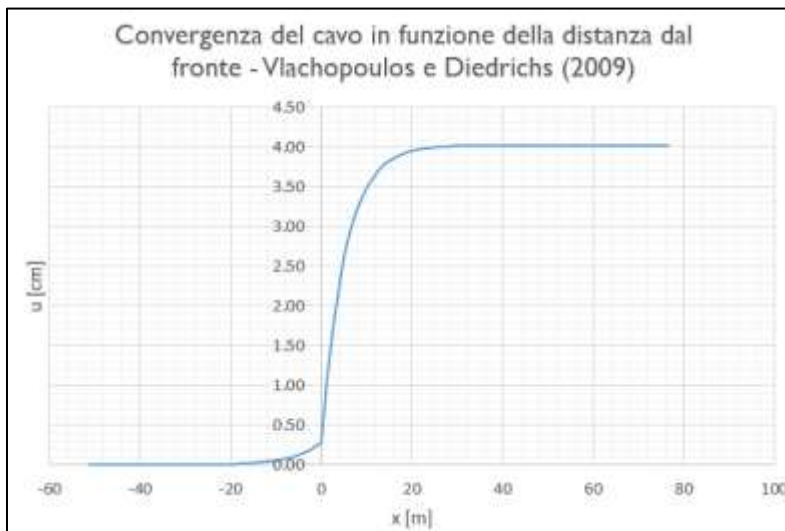


Figura 7.12 – Spostamenti radiali in funzione della distanza dal fronte

Nella tabella successiva è schematizzata la successione delle fasi di calcolo nelle quali è articolata l’analisi di interazione opera-terreno.

TABELLA DELLE FASI				
FASE	INTERVENTO	Distanza di installazione dal fronte [m]	u_{conv} [cm]	λ [-]
FASE 1	Realizzazione Jet-Grouting	-6	0.11	0.969
FASE 2	Installazione rivestimento di prima fase	1.5	1.23	0.649
FASE 3	Installazione arco rovescio	38.4	4.02	0.000
FASE 4	Installazione murette più calotta	38.4	4.02	0.000

Nelle condizioni di breve termine, durante la realizzazione del rivestimento di prima fase, è stato imposto sul contorno di scavo un valore di pressione neutra pari a 0 kPa (Filtrazione verso il cavo).

Nelle condizioni di lungo termine (installazione del rivestimento definitivo e condizioni sismiche) si sono ripristinate le condizioni idrauliche iniziali, considerando il rivestimento in calcestruzzo impermeabile, e sono state ripristinate le caratteristiche meccaniche nelle zone che hanno subito i trattamenti colonnari in jet-grouting.

Sismicità dell’area e definizione della modalità di simulazione del carico sismico

Per la galleria naturale si definisce una vita nominale VN pari a 100 anni e una classe d’uso IV a cui corrisponde il coefficiente Cu pari a 2.0 (§ 2.4.2, DM 14/01/2018). Di conseguenza il periodo di riferimento per la definizione dell’azione sismica risulta pari a $VR = VN \times Cu = 200.0$ anni.

Con riferimento alla probabilità di superamento dell’azione sismica, PVR, attribuita allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV), nel periodo VR dell’opera in progetto, si determina il periodo di ritorno TR del sisma di progetto. Sulla base delle coordinate geografiche del sito e del tempo di ritorno del sisma di progetto, TR, si ricavano i parametri che caratterizzano il sisma di progetto relativo al sito di riferimento, rigido ed orizzontale (Tabella 1 dell’allegato B del D.M. 17/01/2018):

- a_g : accelerazione orizzontale massima
- F_o : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- T^*_c : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per tenere conto dei fattori locali del sito, l’accelerazione orizzontale massima attesa al sito è valutata con la relazione (DM 17/01/2018):

$$a_{\max} = S_s \cdot S_T \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)$$

dove:

- a_g è l’accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

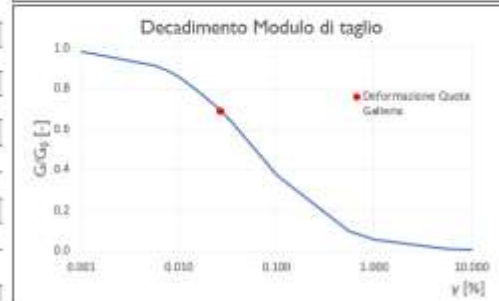
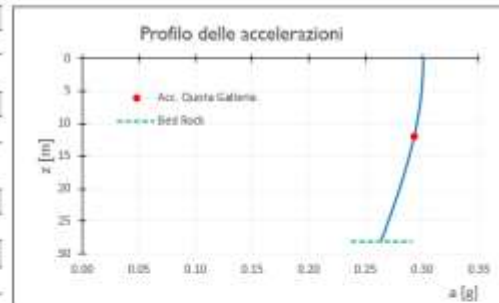
- S_S è il fattore di amplificazione stratigrafica del terreno, funzione della categoria del sottosuolo di fondazione e dei parametri sismici F_0 e a_g/g (Tabella 3.2.V del D.M. 17/01/2018);
- S_T è il fattore di amplificazione che tiene conto delle condizioni topografiche, il cui valore dipende dalla categoria topografica e dall’ubicazione dell’opera (Tabella 3.2.VI del D.M. 17/01/2008).

I valori delle grandezze necessarie per la definizione dell’azione sismica per le opere d’imbocco sono riassunti nella seguente tabella:

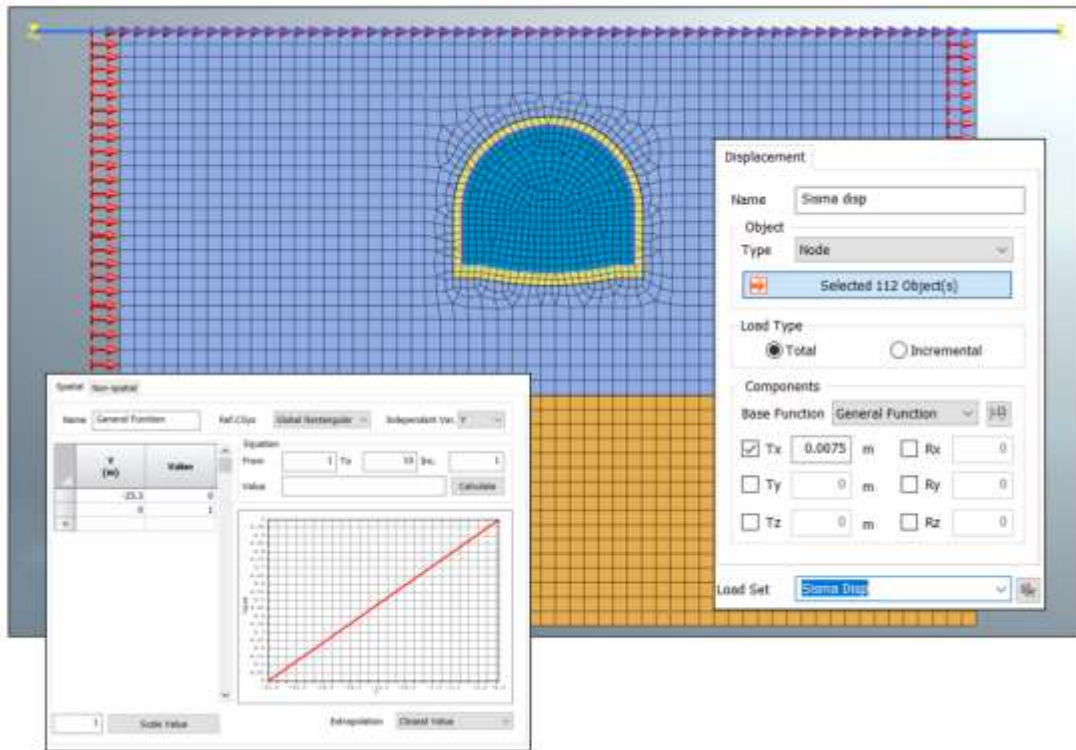
Coord. Geografiche	Long. 11,05737 Lat. 43,34955
Sono Limite	SLV
T_A	898 Anni
a_g/g	0,264
F_0	2,488
Cat. Sottosuolo	B
S_i	1,138
Cat. Topografica	TI
S_T	1
R_{int}/R	0,300

La valutazione della condizione sismica è stata effettuata attraverso un’analisi di risposta sismica locale semplificata secondo le modalità discusse nei paragrafi precedenti di seguito riportata:

Dati Geometria			
D	12	m	Diámetro galería
R	6	m	Radio interior
Dati Rivestimento definitivo			
t	0.7	m	Spessore rivestimento
$R_{c,b}$	30	MPa	Resistencia cubica característica a compresión del calcestruzzo
Dati Terreno			
Tipo Terreno	Sabbia	Modello Hardin-Drnevich, $\nu_{ref} = 0.04\%$ [Seed & Idriss (1970)]	
ρ_s	1800	kg/m ³	Densità media del banco
H_b	28	m	Altezza del banco
V_{sb}	435	m/s	Velocità delle onde di taglio del banco
Azione Sismica			
Lat.	42.34955	°	
Long.	12.85727	°	
Cat. Topografica	T1		
Cat. Sottosuolo	B		
C_w	2	-	Coefficiente di amplificazione sismologica e topografica
V_N	100	anni	Vita normale
a_p	0.264	g	Accelerazione attesa su affioramento
S	1.138	-	Coefficiente di amplificazione sismologica e topografica
a_{max}	0.300	g	Accelerazione massima su suolo deformabile
Risultati			
Metodo Utilizzato	PS1	Profilo delle accelerazioni sinusoidale con la profondità	
a_{gal}	0.292	g	Accelerazione quota galleria
T_{gal}	63.1	hPa	Tensione tangenziale quota galleria
γ_{gal}	0.027	%	Distorsione quota galleria
G	235.5	MPa	Modulo di taglio obovato
E	612.2	MPa	Modulo di Young obovato



La deformazione è pari a 0.027% a cui corrisponde uno spostamento pari a 7.5mm in testa al modello FEM ($u = \gamma_{gal} \cdot H_{banco}$)



7.6 Risultati delle analisi numeriche e verifiche

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

7.6.1 Modalità di verifica

7.6.1.1 Verifiche del rivestimento di prima fase

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

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

Secondo la normativa adottata, le verifiche sono soddisfatte se:

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

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

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

La verifica verrà quindi fatta valutando che la τ dovuta all’azione di taglio sia inferiore al valore ammissibile.

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

7.6.1.2 Verifiche degli infilaggi

In condizioni di scarse coperture 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.

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

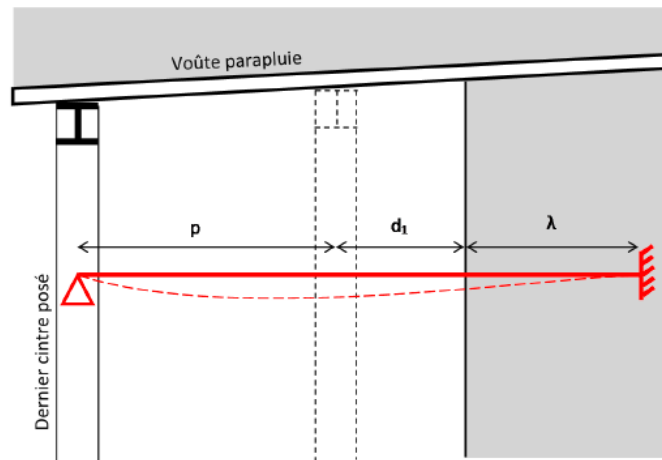


Figura 7.13 – Schema statico considerato per la verifica degli infilaggi

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.

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:

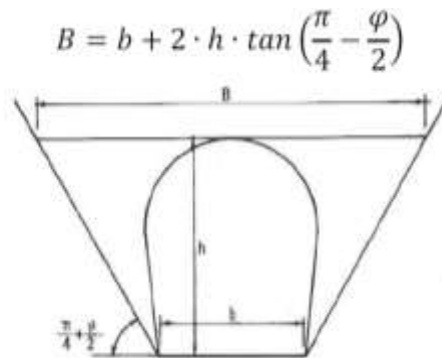


Figura 7.14 – Schema per il calcolo della pressione

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.

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. Successivamente sono state condotte le seguenti verifiche:

SLU

- Per la verifica a flessione: $M_{ed} < M_{rd}$

$$\frac{\tau_{Ed}}{f_y / (\sqrt{3} \gamma_{M0})} \leq 1,0$$

- Per la verifica a taglio:

SLE

$$\sigma_s < 0.8 f_{yk}$$

7.6.1.3 Verifiche del rivestimento definitivo in calcestruzzo armato

I rivestimenti definitivi della galleria naturale sono realizzati in calcestruzzo armato ordinario, con conglomerato cementizio di classe $R_{ck}=30$ MPa e barre di tipo B450 C ad aderenza migliorata. Le verifiche a pressoflessione e a taglio vengono svolte utilizzando le sollecitazioni ricavate dai beam inseriti in corrispondenza della mezzeria della struttura.

4.1.2.3.4.2 Verifiche di resistenza e duttilità

Con riferimento alla sezione pressoinflessa, rappresentata in Fig. 4.1.4, la capacità, in termini di resistenza e duttilità, si determina in base alle ipotesi di calcolo e ai modelli σ - ϵ di cui al § 4.1.2.1.2.

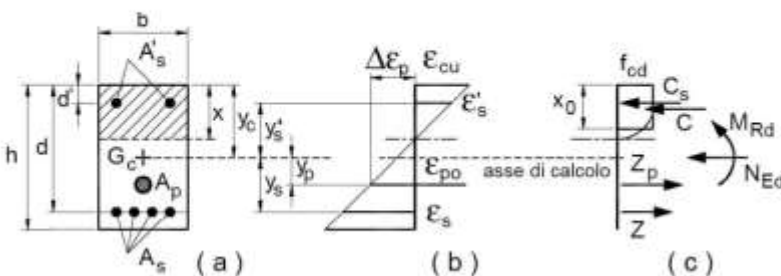


Fig. 4.1.4 – Sezione pressoinflessa

Le verifiche si eseguono confrontando la capacità, espressa in termini di resistenza e, quando richiesto al § 7.4 delle presenti norme, di duttilità, con la corrispondente domanda, secondo le relazioni:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed} \quad [4.1.18a]$$

$$\mu_{\phi} = \mu_{\phi}(N_{Ed}) \geq \mu_{Ed} \quad [4.1.18b]$$

dove

M_{Rd} è il valore di progetto del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ;

N_{Ed} è il valore di progetto dello sforzo normale sollecitante;

M_{Ed} è il valore di progetto del momento di domanda;

μ_{ϕ} è il valore di progetto della duttilità di curvatura corrispondente a N_{Ed} ;

μ_{Ed} è la domanda in termini di duttilità di curvatura.

4.1.2.3.5.1 Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

Se, sulla base del calcolo, non è richiesta armatura al taglio, è comunque necessario disporre un’armatura minima secondo quanto previsto al punto 4.1.6.1.1. E’ consentito omettere tale armatura minima in elementi quali solai, piastre e membrature a comportamento analogo, purché sia garantita una ripartizione trasversale dei carichi.

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad [4.1.22]$$

dove V_{Ed} è il valore di progetto dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all’elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \right\} \quad [4.1.23]$$

con

f_{ck} espresso in MPa

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove

d è l’altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa ($\leq 0,02$) che si estende per non meno di $(l_{bd} + d)$ oltre la sezione considerata, dove l_{bd} è la lunghezza di ancoraggio;

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ [MPa] è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{ctd}$);

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

Nel caso di elementi in calcestruzzo armato precompresso disposti in semplice appoggio, nelle zone non fessurate da momento flettente (con tensioni di trazione non superiori a f_{ctd}) la resistenza di progetto può valutarsi, in via semplificativa, con la formula:

$$V_{Rd} = 0,7 \cdot b_w \cdot d (f_{ctd}^2 + \sigma_{cp} \cdot f_{ctd})^{1/2} \quad [4.1.24]$$

In presenza di significativi sforzi di trazione, la resistenza a taglio del calcestruzzo è da considerarsi nulla e, in tal caso, non è possibile adottare elementi sprovvisti di armatura trasversale.

Le armature longitudinali, oltre ad assorbire gli sforzi conseguenti alle sollecitazioni di flessione, devono assorbire quelli provocati dal taglio dovuti all’inclinazione delle fessure rispetto all’asse della trave, inclinazione assunta pari a 45° . In particolare, in corrispondenza degli appoggi, le armature longitudinali devono assorbire uno sforzo pari al taglio sull’appoggio.

7.6.2 Sezione Tipo Hard2A (Copertura 6m)

7.6.2.1 Analisi deformativa

I risultati più significativi ottenuti dalla presente analisi sono riassunti nelle tabelle contenute nel presente paragrafo. Il modello ha indicato spostamenti con deformazioni del cavo in lungo termine di circa 5.3 cm.

Nel corso della simulazione delle fasi esecutive della galleria naturale prima di realizzare gli interventi di consolidamento del terreno dall’alto, i fenomeni di plasticizzazione nel terreno al contorno della cavità sono assenti. Di seguito sono riportate alcune immagini che mostrano lo stato di plasticizzazione del terreno al passare delle fasi e le pressioni interstiziali:

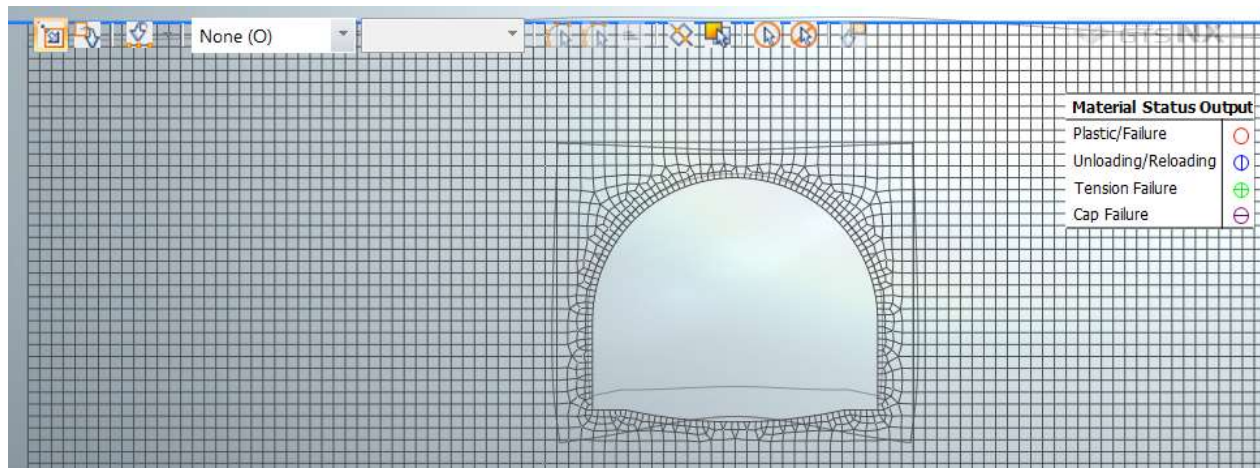


Figura 7.15 – Zone plasticizzate (Scavo del cavo)

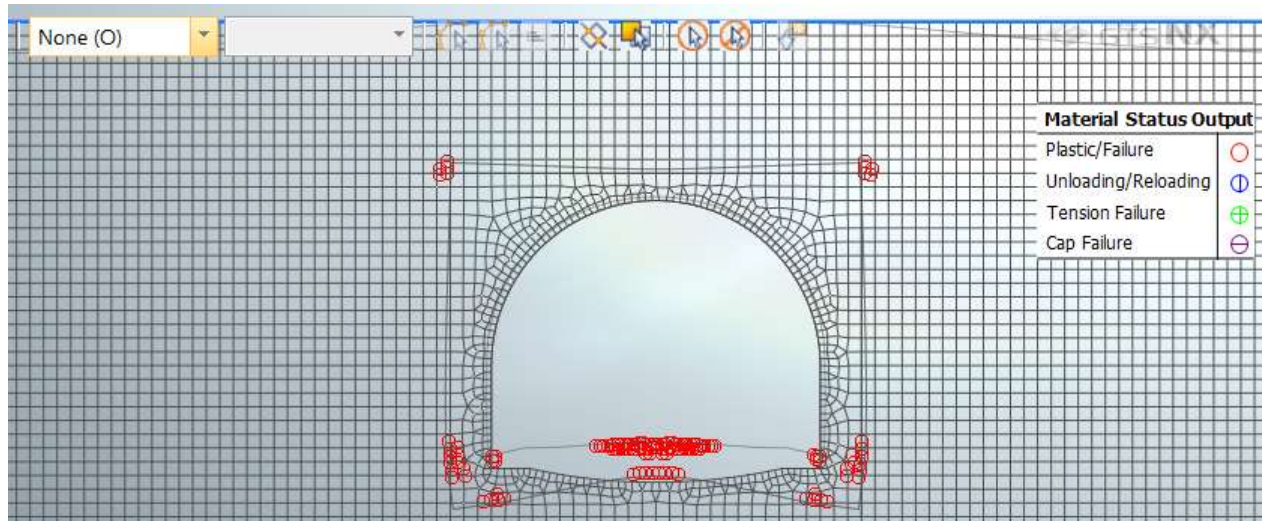


Figura 7.16 – Zone plasticizzate (Attivazione riv. provvisorio)

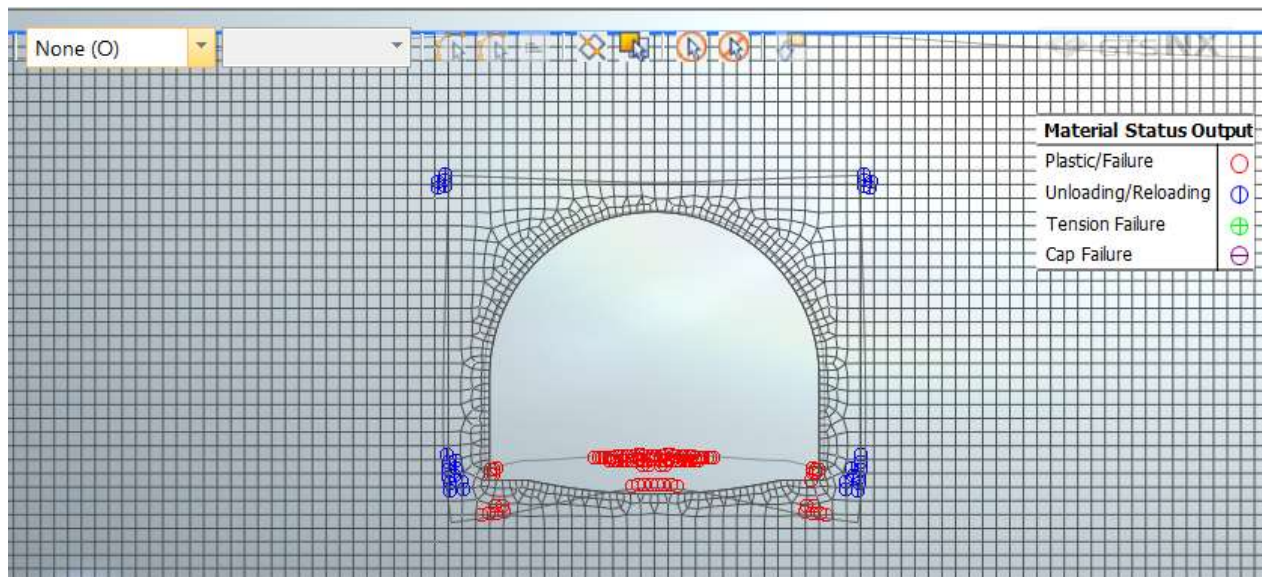


Figura 7.17 – Zone plasticizzate (Attivazione riv. definitivo)

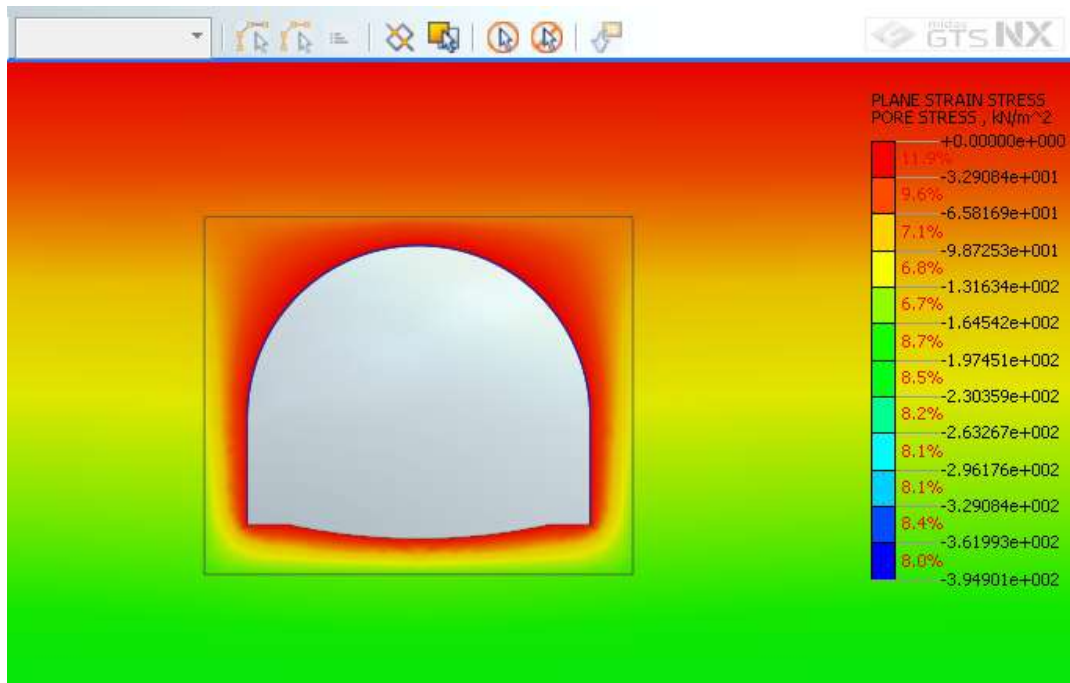


Figura 7.18 – Pressioni interstiziali (Breve termine)

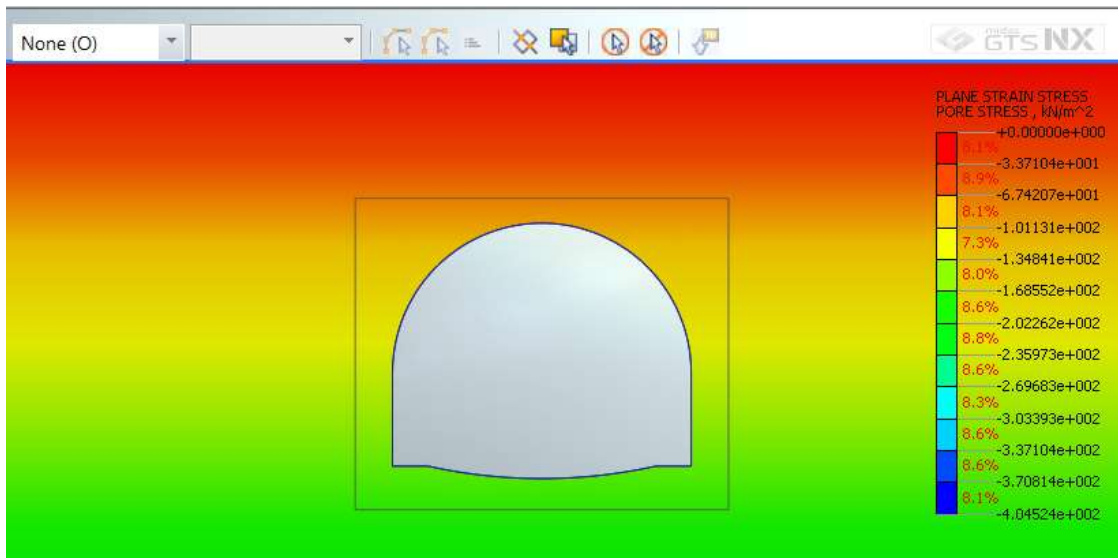


Figura 7.19 – Pressioni interstiziali (Lungo termine)

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

SEZIONE	u [cm]
Chiave Calotta (S_v)	≈0.1
Testa Piedritti (S_h)	0.9
Chiave Arco Rov. (S_v)	5.4

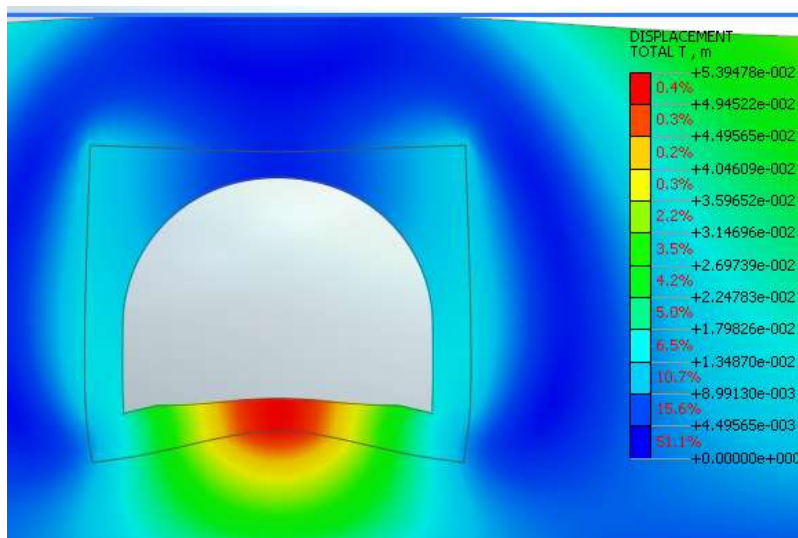


Figura 7.20 – Deformata del cavo (Lungo termine)

7.6.2.2 Analisi tensionale e delle sollecitazioni

Rivestimento di Prima Fase

I rivestimenti di prima fase utilizzati sono descritti nella seguente tabella:

Sezione	E_{spritz} [GPa]	h_{spritz} [cm]	E_{civ} [GPa]	N_{civ}	Passo cantine [m]	Profilo cantine	I_{civ} [cm ⁴]	A_{civ} [cm ²]	$E_{acciaio}$ [GPa]	$A_{acciaio}$ [cm ²]
Sez. Hard 2A	10.4	25	210	I	1.5	HEP160	7483	97.05	14.4	26.9

Nella tabella sottostante viene riportato lo stato tensionale sia sulle ali delle cantine e sullo spritz beton unicamente per le condizioni più gravose in base a quanto valutato nei vari step di calcolo.

$N_{calcolo}$ [kN]	$M_{calcolo}$ [kNm]	$T_{calcolo}$ [kN]	$\sigma_{d,Spritz\ Beton}$ [MPa]	$\sigma_{d,Cantine}$ [MPa]	$\tau_{d,Cantine}$ [MPa]	$\sigma_{id,Cantine}$ [MPa]
-1383.8	26.3	105.4	5.43	200.5	81.5	245.21

Tutte le verifiche sono soddisfatte in quanto la tensione limite dello Spritz-Beton (6.64 Mpa) e dell’acciaio (261.1 Mpa) risultano superiori a quelle di calcolo.

Di seguito è riportata un’immagine delle sollecitazioni sul rivestimento provvisorio derivante dal modello FEM.

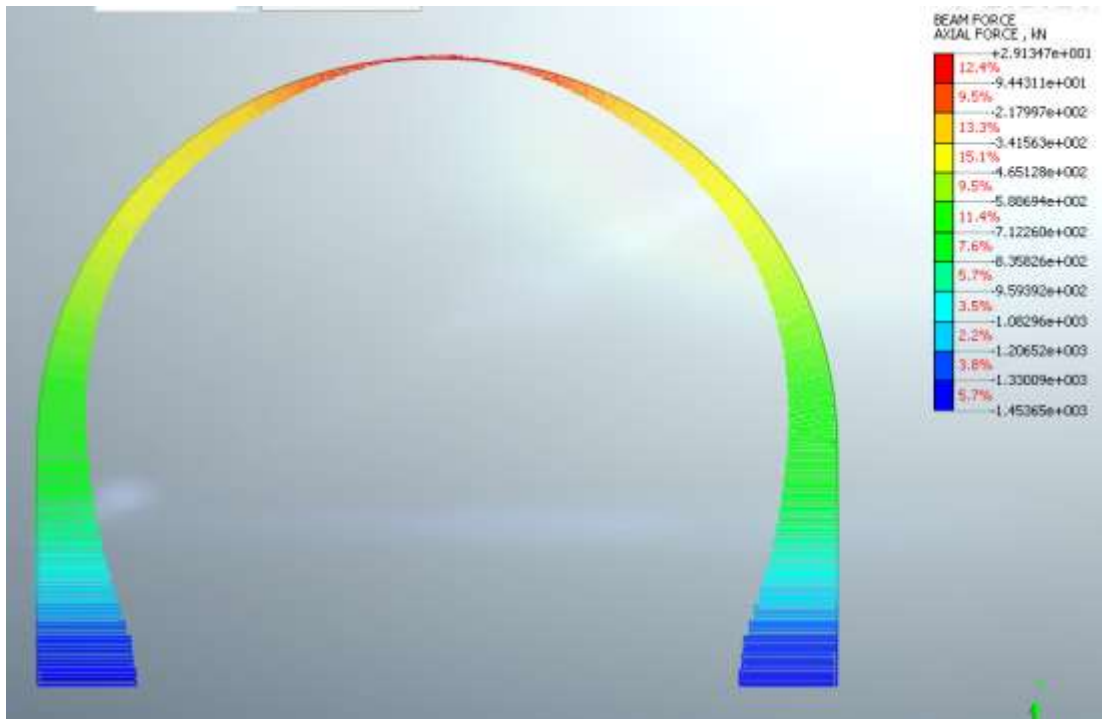


Figura 7.21 – Sforzo assiale

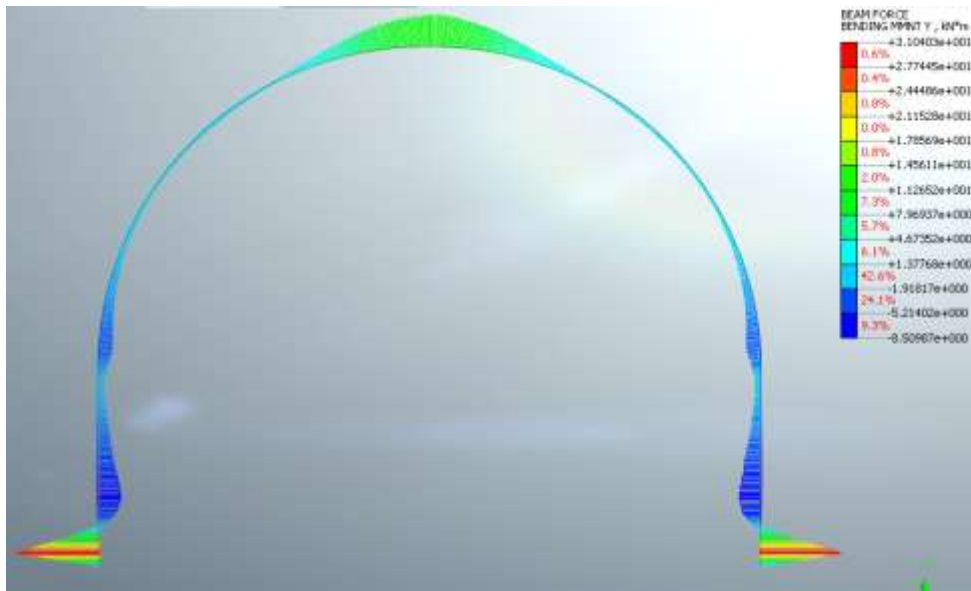


Figura 7.22 – Momento Flettente

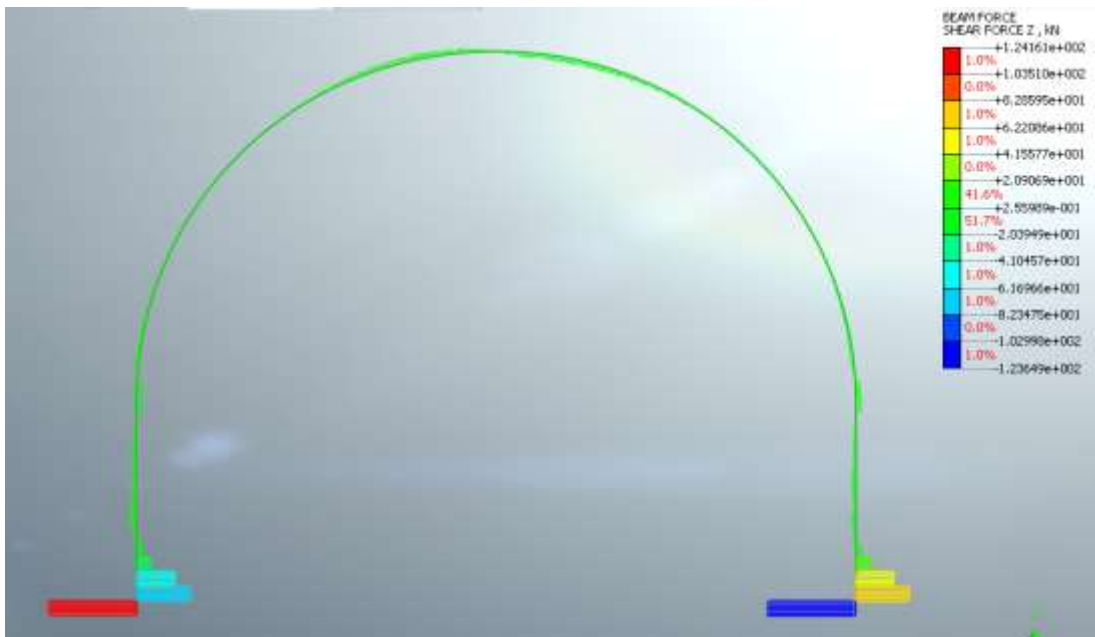


Figura 7.23 – Sforzo di taglio

Rivestimento definitivo

Di seguito è riportato un quadro sinottico degli spessori utilizzati per il rivestimento definitivo e delle sollecitazioni derivanti dal calcolo FEM:

RIVESTIMENTO DEFINITIVO		
Classe CLS [-]	$S_{\text{Arco Rovescio}}$ [cm]	S_{Calotta} [cm]
C25/30	70	60

FERRI ARMATURA PRINCIPALE			
	Intradosso	Estradosso	Armatura a Taglio
Arco rovescio	5 ϕ 20 al metro	5 ϕ 20 al metro	ϕ 12/10 a 4 bracci
Calotta	6 ϕ 20 al metro	6 ϕ 20 al metro	ϕ 12/10 a 4 bracci

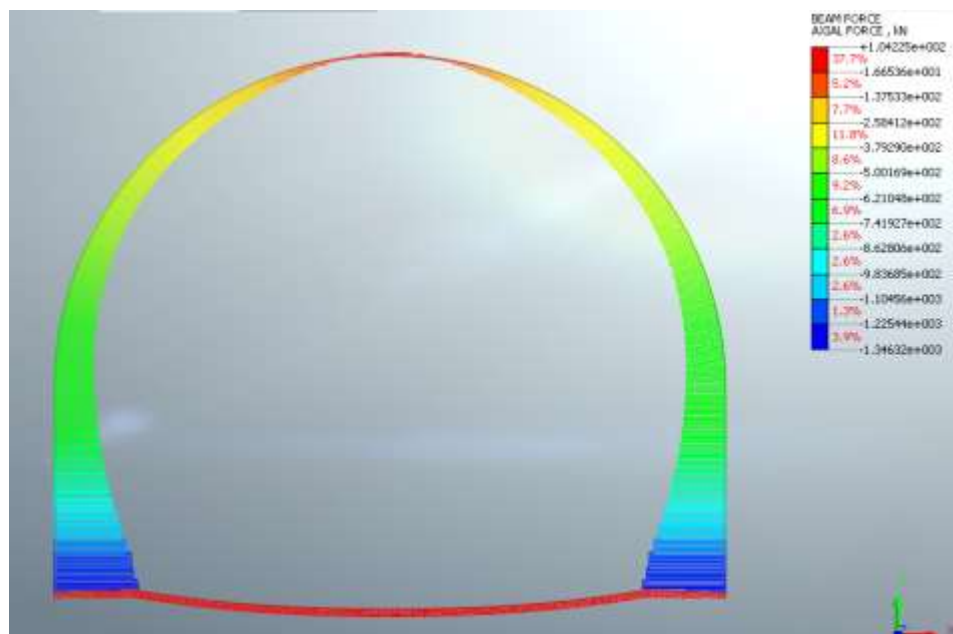


Figura 7.24 – Sforzo normale - Statica

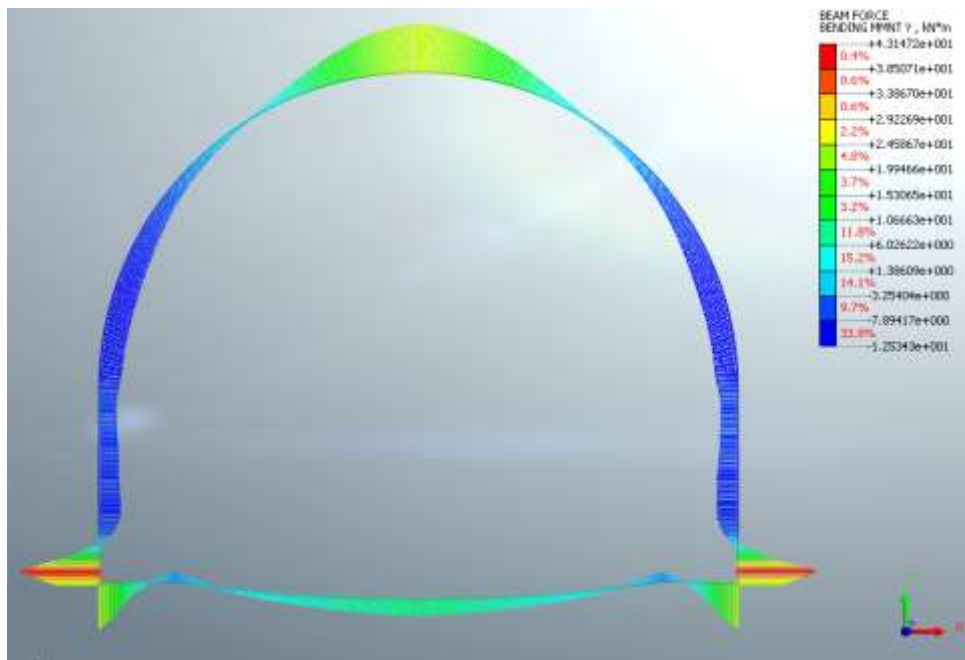


Figura 7.25 – Momento Flettente - Statica

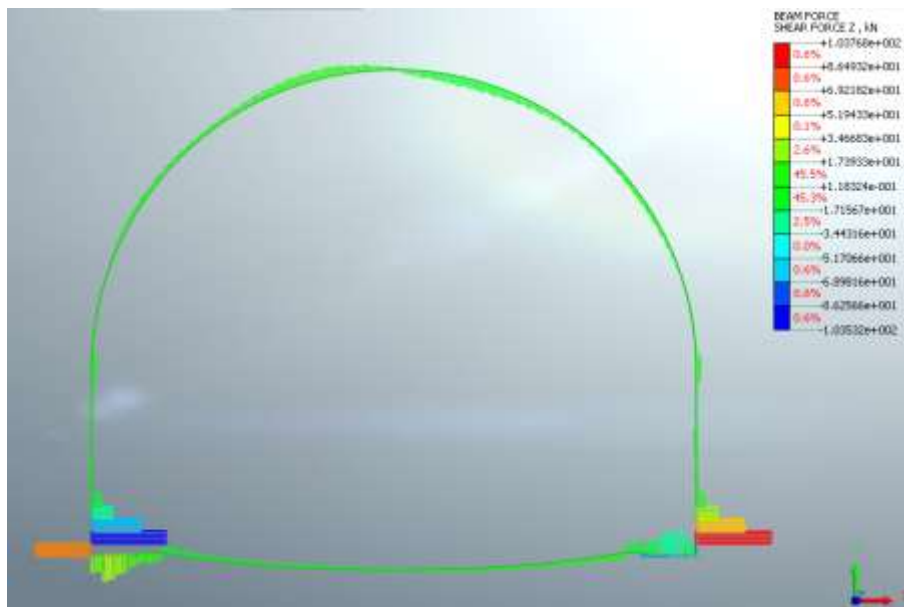


Figura 7.26 – Sforzo di taglio - Statica

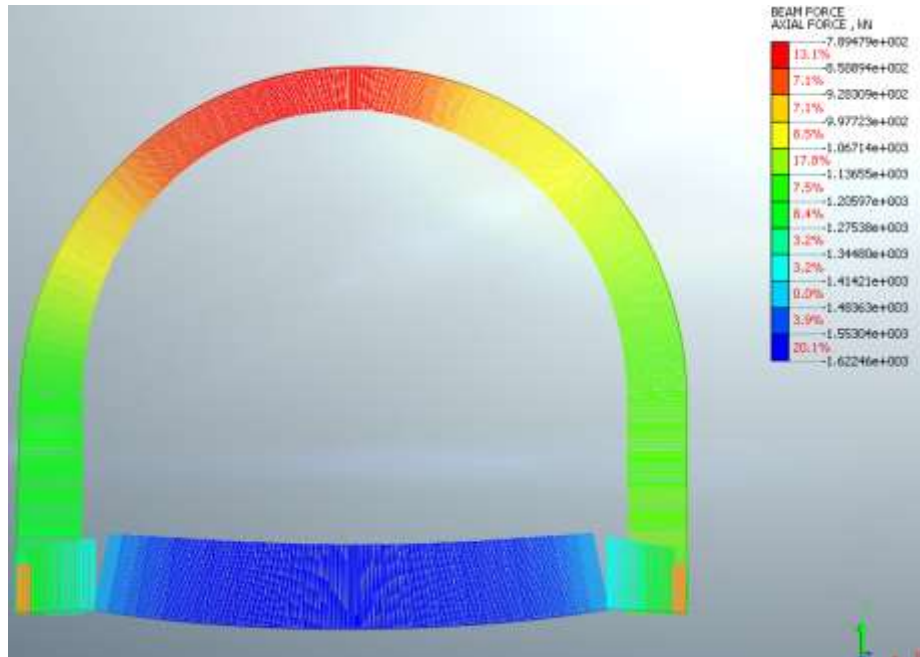


Figura 7.27 – Sforzo normale - Sismica

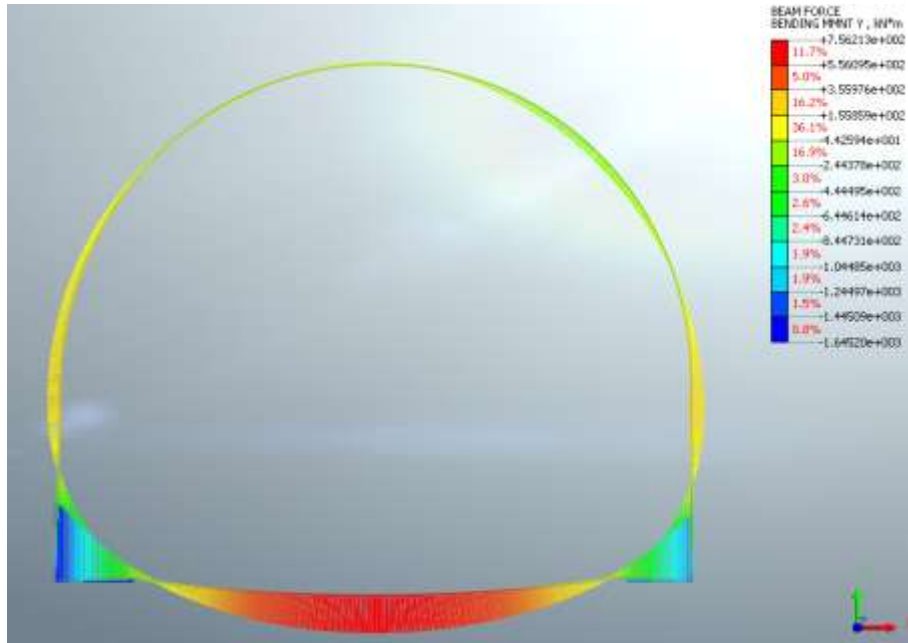


Figura 7.28 – Momento Flettente - Sismica

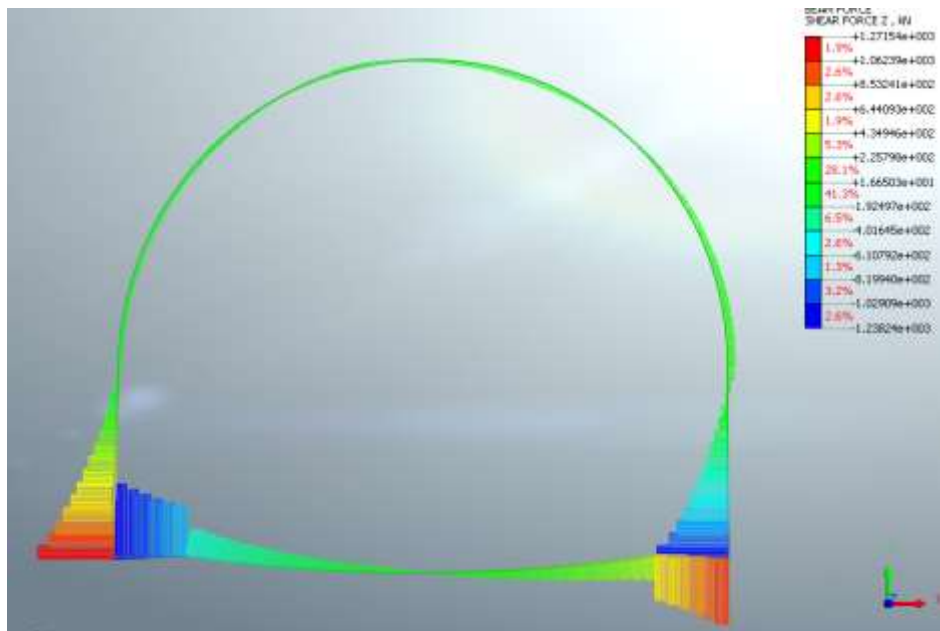
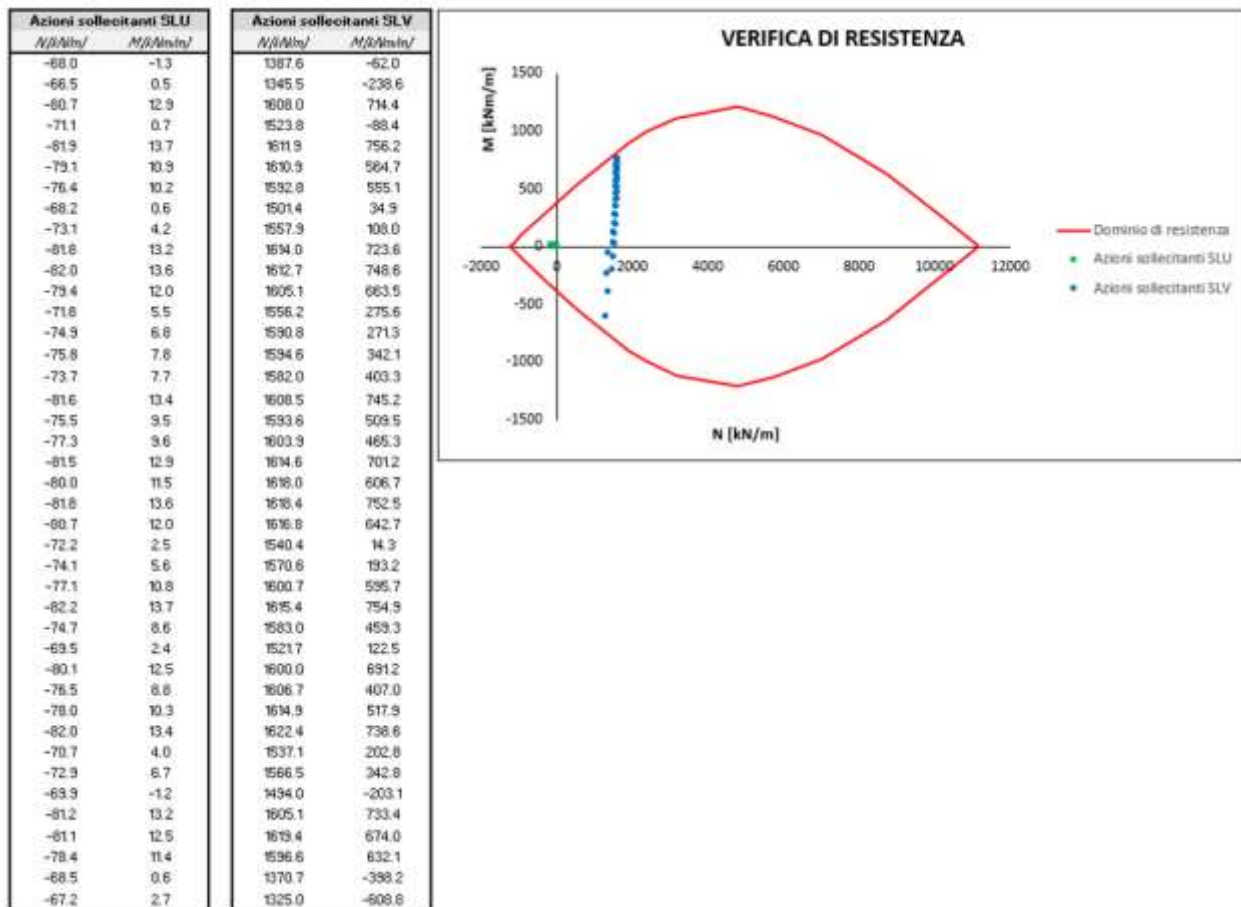


Figura 7.29 – Sforzo di taglio - Sismica

Arco Rovescio: Verifica a flessione

Le verifiche fanno riferimento alle sollecitazioni in corrispondenza delle sezioni a spessore costante (poste a circa un metro dalle murette di connessione tra arco rovescio e piedritti).



Arco Rovescio: Verifica a taglio

Le verifiche fanno riferimento alle sollecitazioni in corrispondenza delle sezioni a spessore costante (poste a circa un metro dalle murette di connessione tra arco rovescio e piedritti).

$T_{MAX_STATICA}$ [kN/m]	T_{MAX_SISMA} [kN/m]	N_{SISMA} [kN/m]
17.5	889.4	1325.0

Caratteristiche della sezione

<i>GEOMETRIA</i>	H = 70 cm	altezza sezione
	b_w = 100 cm	larghezza sezione
	h' = 5 cm	copriferro
	d = 65 cm	altezza utile
<i>ARMATURA TESA</i>	ϕ = 20 mm	diametro armatura
	n° = 10	numero barre
	A_s = 31.4 cm ²	area dell'armatura tesa
	ρ_l = 0.0045	rapporto geometrico d'armatura longitudinale ($\leq 0,02$)
<i>AZIONI DI COMPRESSIONE</i>	N_{Ed} = 1325 kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
	σ_{cp} = 2.04 Mpa	tensione media di compressione

Caratteristiche della sezione armata a taglio

ARMATURA A TAGLIO

Φ =	12	mm	diametro staffe
n° =	4		numero bracci
A_{sw} =	4.5	cm ²	area dell'armatura trasversale
s =	10	cm	passo delle staffe
α =	90	°	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
ϑ =	45	°	angolo di inclinazione del puntone compresso rispetto all'asse della trave (22° ÷ 45°)
α_c =	1.14		coefficiente maggiorativo pari a:
			1 per membrature non compresse
			$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$ per $0 \leq \sigma_{cp} \leq 0,25 f_{cd}$
			1.25 per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
			$2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$ per $0,5 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq f_{cd}$
νf_{cd} =	7.06	Mpa	resistenza a compressione ridotta ($\nu f_{cd} = 0,5 f_{cd}$)

Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio

RES. DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"

$V_{Rsd} = 1035$ kN

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha \quad [4.1.27]$$

RES. DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"

$V_{Rcd} = 2362$ kN

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con

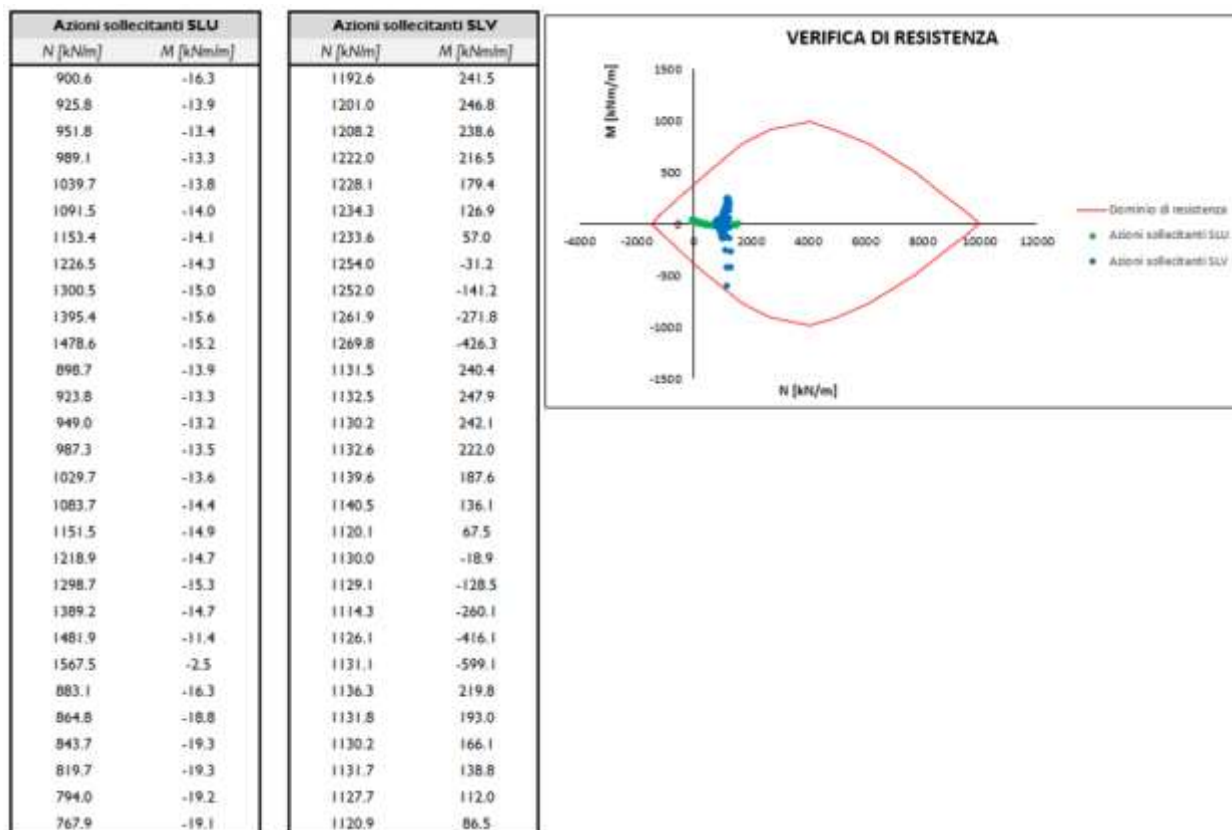
$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot \nu \cdot f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta) \quad [4.1.28]$$

$V_{Rd} = 1035$ kN *resistenza di calcolo min($V_{Rsd}; V_{Rcd}$)*

La verifica risulta soddisfatta in quanto $V_{Res} = 1035 \text{ kN} > V_{Ed, \text{MAX}} = 889.4$ kN

Calotta/Piedritti: Verifica a Flessione

Le verifiche fanno riferimento alle sollecitazioni in corrispondenza delle sezioni a spessore costante (poste a circa un metro dalle murette di connessione tra arco rovescio e piedritti).



Calotta/Piedritti: Verifica a Taglio

Le verifiche fanno riferimento alle sollecitazioni in corrispondenza delle sezioni a spessore costante (poste a circa un metro dalle murette di connessione tra arco rovescio e piedritti).

$T_{MAX_STATICA}$ [kN/m]	T_{MAX_SISMA} [kN/m]	N_{SISMA} [kN/m]
38.3	732.2	1131.1

Caratteristiche della sezione

GEOMETRIA

H =	60	cm	altezza sezione
b _w =	100	cm	larghezza sezione
h' =	5	cm	copriferro
d =	55	cm	altezza utile

ARMATURA TESA

Φ =	20	mm	diametro armatura
n° =	12		numero barre
A _s =	37.7	cm ²	area dell'armatura tesa
ρ _l =	0.0063		rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)

AZIONI DI COMPRESSIONE

N _{Ed} =	1131	kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
σ _{cp} =	2.06	Mpa	tensione media di compressione

Caratteristiche della sezione armata a taglio

ARMATURA A TAGLIO

ϕ =	12	mm	diametro staffe
n° =	4		numero bracci
A_{sw} =	4.5	cm ²	area dell'armatura trasversale
s =	10	cm	passo delle staffe
α =	90	°	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
ϑ =	45	°	angolo di inclinazione del puntone compresso rispetto all'asse della trave (22°+ 45°)
α_c =	1.15		coefficiente maggiorativo pari a: 1 per membrane non compresse $1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$ per $0 \leq \sigma_{cp} \leq 0,25 f_{cd}$ 1.25 per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$ $2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$ per $0,5 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq f_{cd}$
νf_{cd} =	7.06	Mpa	resistenza a compressione ridotta ($\nu f_{cd} = 0,5 f_{cd}$)

Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio

RES. DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"

$V_{Rsd} = 876 \text{ kN}$

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha \quad [4.1.27]$$

RES. DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"

$V_{Rcd} = 2001 \text{ kN}$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot \nu \cdot f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta) \quad [4.1.28]$$

$V_{Rd} = 876 \text{ kN}$ *resistenza di calcolo min($V_{rsd}; V_{rcd}$)*

La verifica risulta soddisfatta in quanto $V_{Res} = 876 \text{ kN} > V_{Ed,Max} = 732 \text{ kN}$

7.6.3 Sezione Tipo Hard2B (Copertura 6m)

7.6.3.1 Analisi deformativa

I risultati più significativi ottenuti dalla presente analisi sono riassunti nelle tabelle contenute nel presente paragrafo. Il modello ha indicato spostamenti con deformazioni del cavo in lungo termine di circa 5.3 cm.

Nel corso della simulazione delle fasi esecutive della galleria naturale prima di realizzare gli interventi di consolidamento del terreno dall’alto, i fenomeni di plasticizzazione nel terreno al contorno della cavità sono assenti. Di seguito sono riportate alcune immagini che mostrano lo stato di plasticizzazione del terreno al passare delle fasi e le pressioni interstiziali:

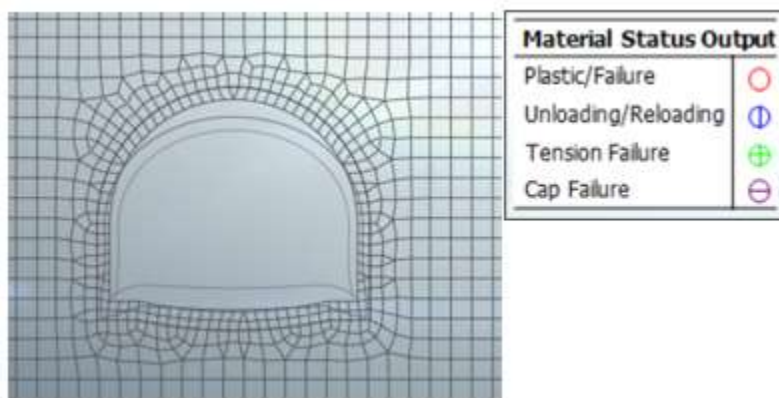


Figura 7.30 – Zone plasticizzate (Scavo del cavo)

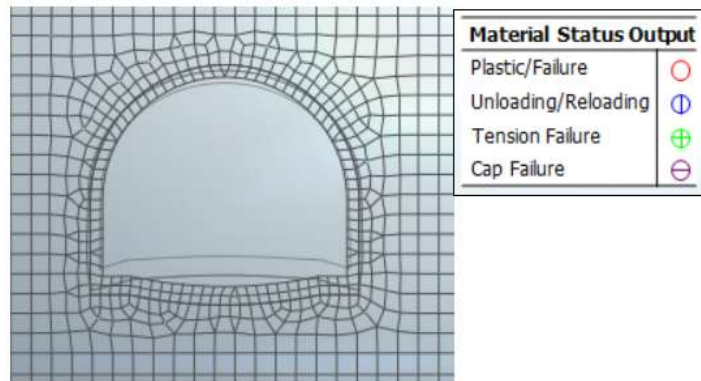


Figura 7.31 – Zone plasticizzate (Attivazione jet-grouting)

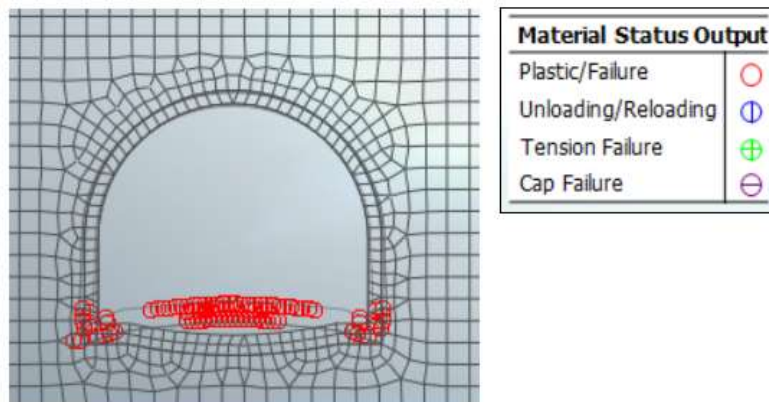


Figura 7.32 – Zone plasticizzate (Attivazione riv. provvisorio)

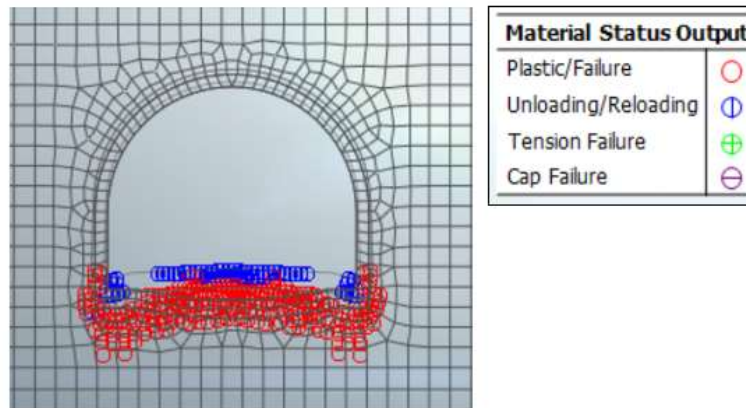


Figura 7.33 – Zone plasticizzate (Attivazione riv. definitivo)

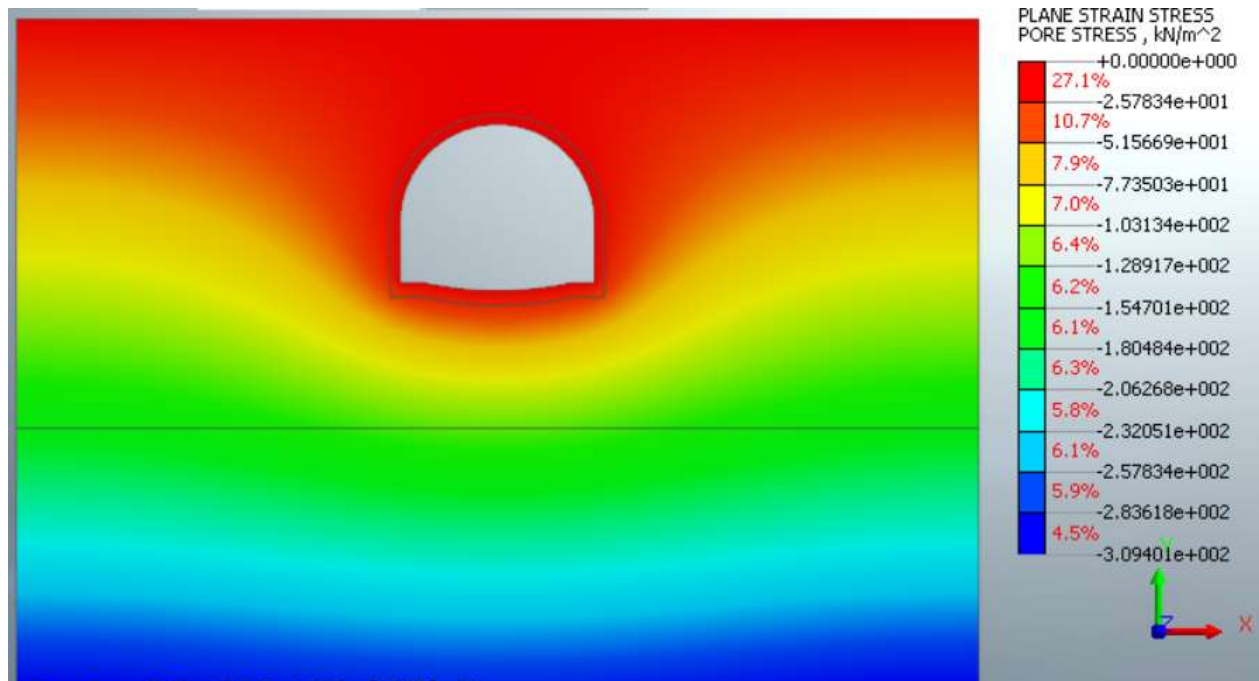


Figura 7.34 – Pressioni interstiziali (Breve termine – Scavo cavo)

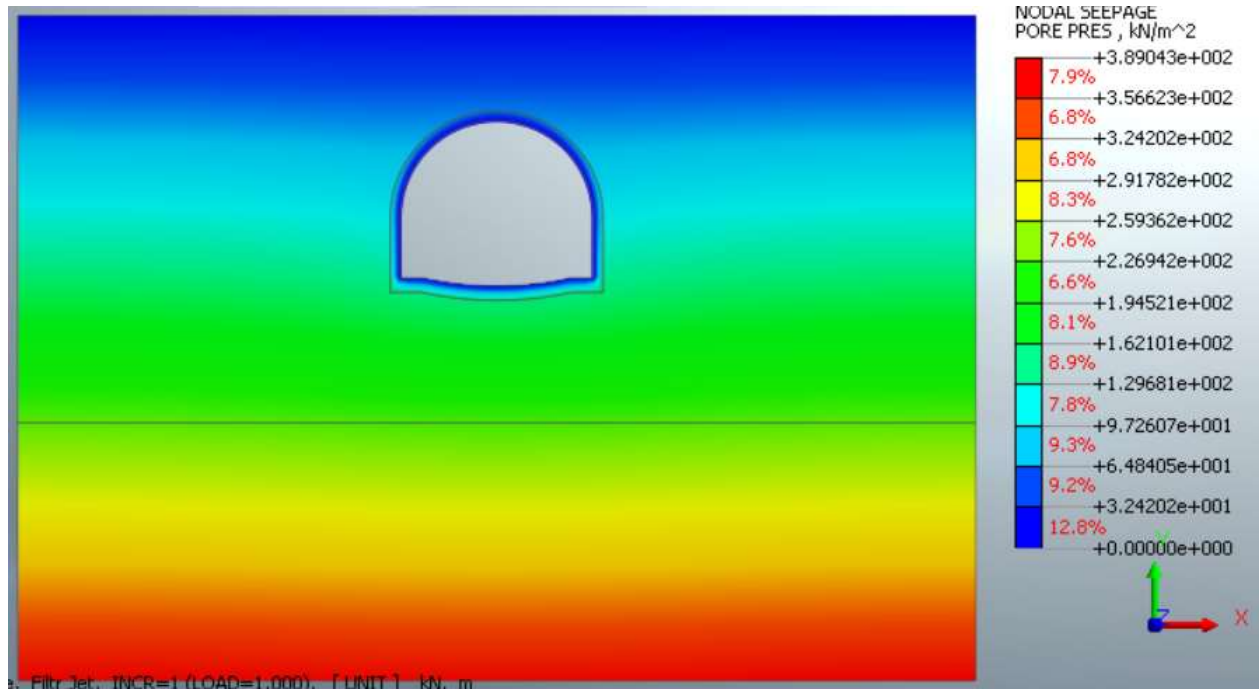


Figura 7.35 – Pressioni interstiziali (Breve termine – Attivazione jet-grouting)

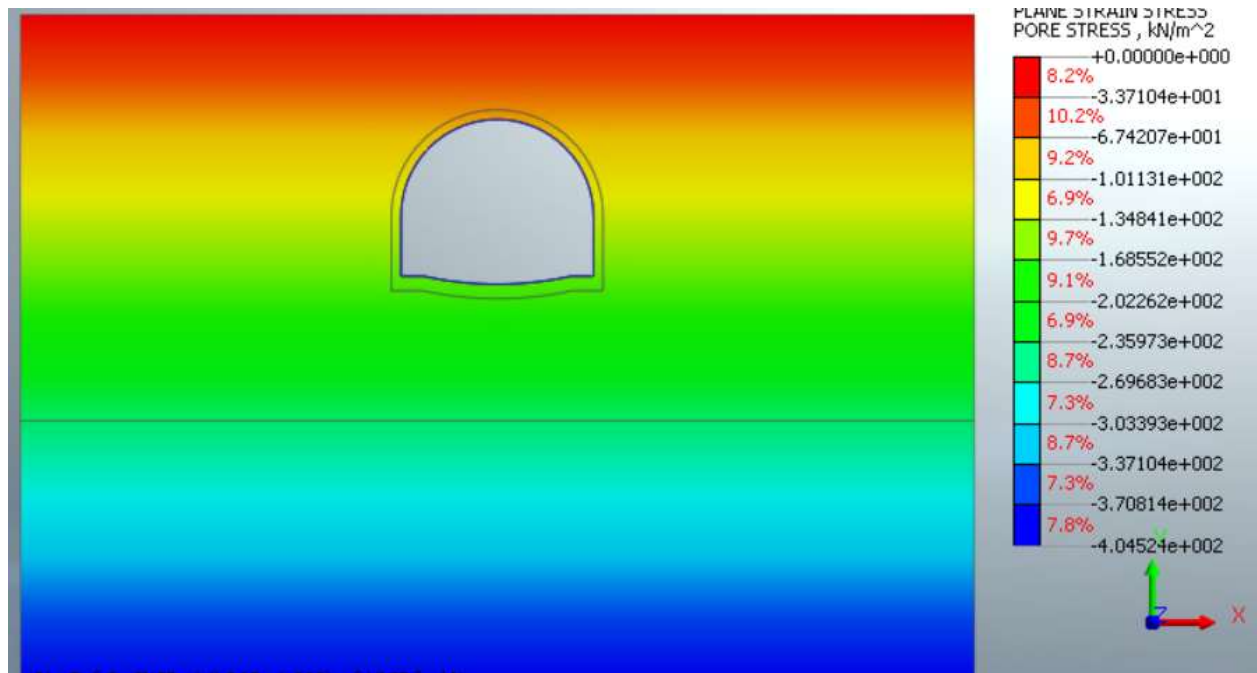


Figura 7.36 – Pressioni interstiziali (Breve termine – Attivazione jet-grouting)

Per quanto riguarda il prerivestimento, la convergenza totale media rilevata è inferiore al centimetro. Il rivestimento definitivo è caratterizzato invece da spostamenti nell’ordine del centimetro (lo spostamento riportato in tabelòla si riferisce a quello accumulato durante i vari stage di calcolo).

SEZIONE	u [cm]
Chiave Calotta (S_v)	7.9
Testa Piedritti (S_h)	2.9
Chiave Arco Rov. (S_v)	11.9

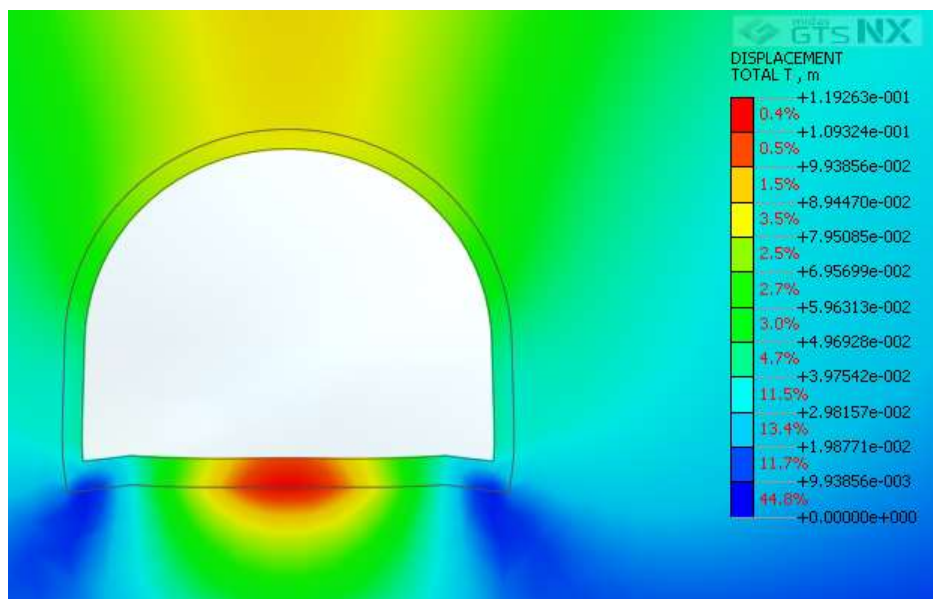


Figura 7.37 – Deformata del cavo (Lungo termine)

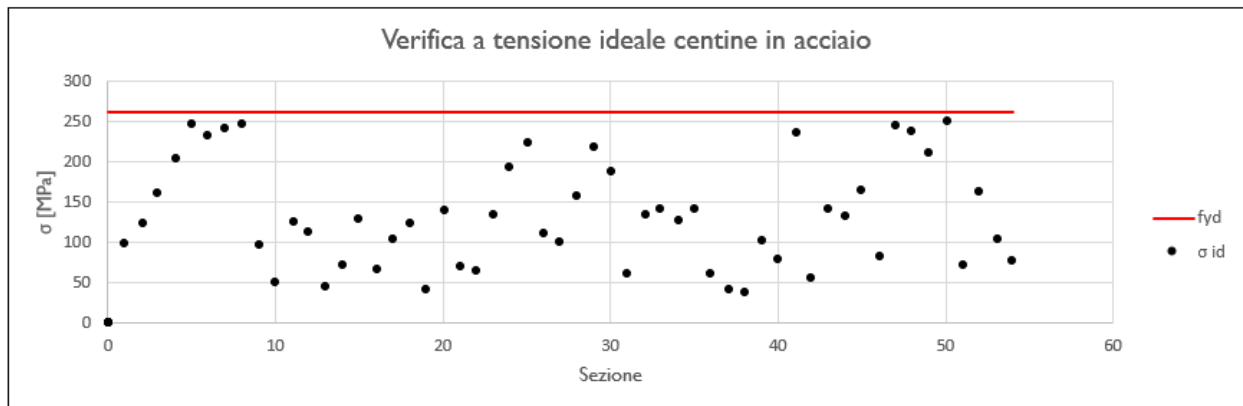
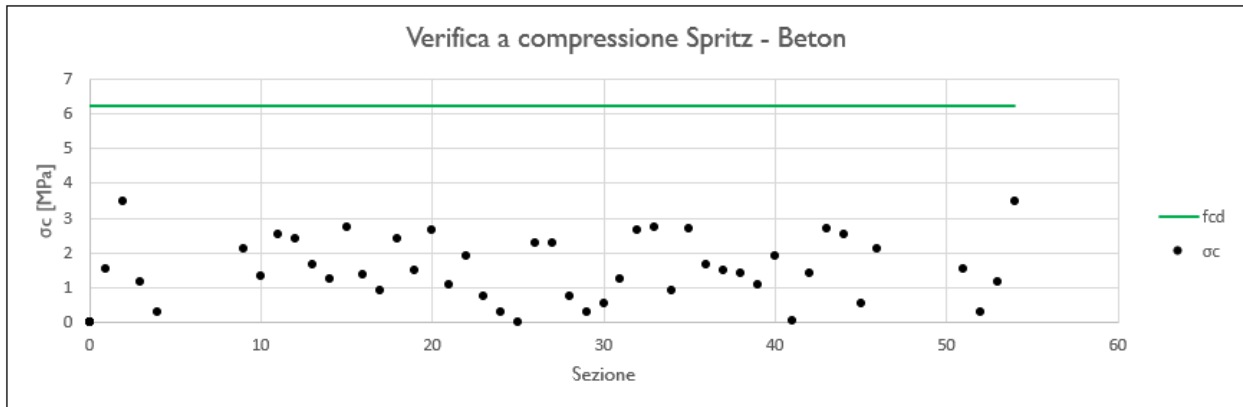
7.6.3.2 Analisi tensionale e delle sollecitazioni

Rivestimento di Prima Fase

I rivestimenti di prima fase utilizzati sono descritti nella seguente tabella:

Sezione	CLS Spritz Beton	E _{SPRITZ} [GPa]	s _{SPRITZ} [cm]	Profilo centine	Acciaio	Passo centine [m]	N _{CEN}	E _{CEN} [GPa]	W _{CEN} [cm ⁴]	A _{CEN} [cm ²]
Hard	25/30	10.4	25	HEMI60	S275	1.5	I	210	566.5	97.05

Nella tabella sottostante viene riportato lo stato tensionale sia sulle ali delle centine e sullo spritz beton unicamente per le condizioni più gravose in base a quanto valutato nei vari step di calcolo.



Tutte le verifiche sono soddisfatte in quanto la tensione limite dello Spritz-Beton (6.64 Mpa) e dell’acciaio (261.9 Mpa) risultano superiori a quelle di calcolo.

Di seguito è riportata un’immagine delle sollecitazioni sul rivestimento provvisorio derivante dal modello FEM.

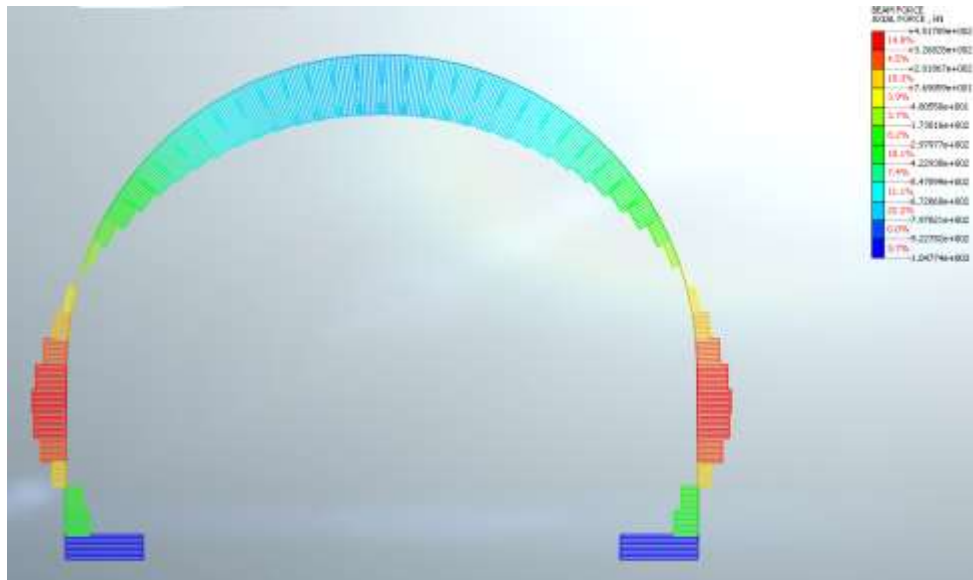


Figura 7.38 – Sforzo assiale

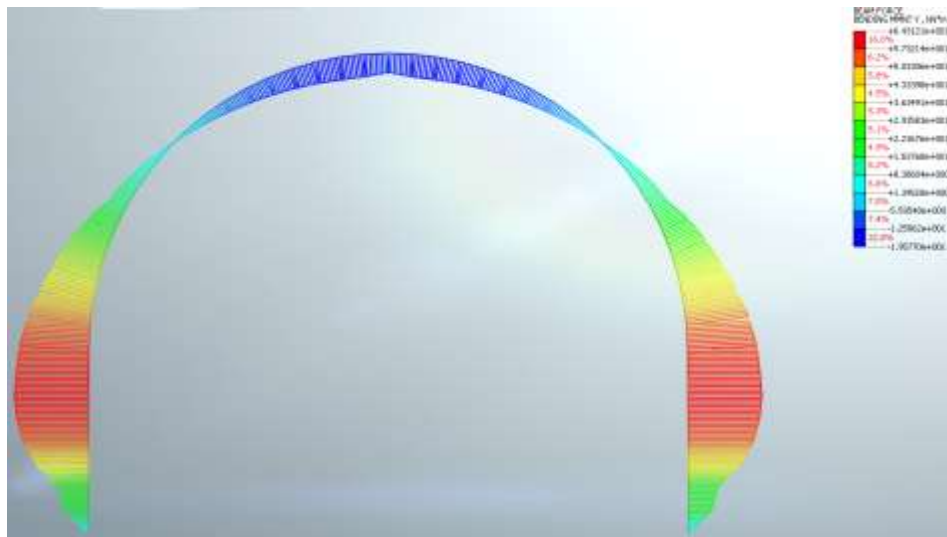


Figura 7.39 – Momento Flettente

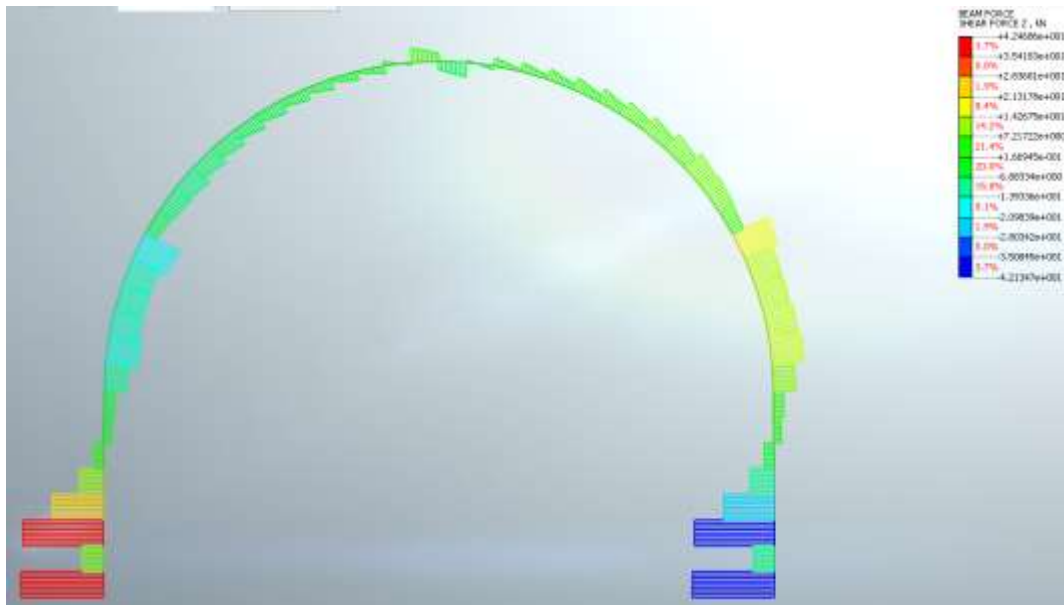


Figura 7.40 – Sforzo di taglio

Rivestimento definitivo

Di seguito è riportato un quadro sinottico degli spessori utilizzati per il rivestimento definitivo e delle sollecitazioni derivanti dal calcolo FEM:

RIVESTIMENTO DEFINITIVO		
Classe CLS [-]	$S_{\text{Arco Rovescio}}$ [cm]	S_{Calotta} [cm]
C25/30	70	60

FERRI ARMATURA PRINCIPALE			
	Intradosso	Estradosso	Armatura a Taglio
Arco rovescio	6 ϕ 20 al metro	6 ϕ 20 al metro	ϕ 12/10 a 4 bracci
Calotta	6 ϕ 20 al metro	6 ϕ 20 al metro	ϕ 14/12.5 a 4 bracci

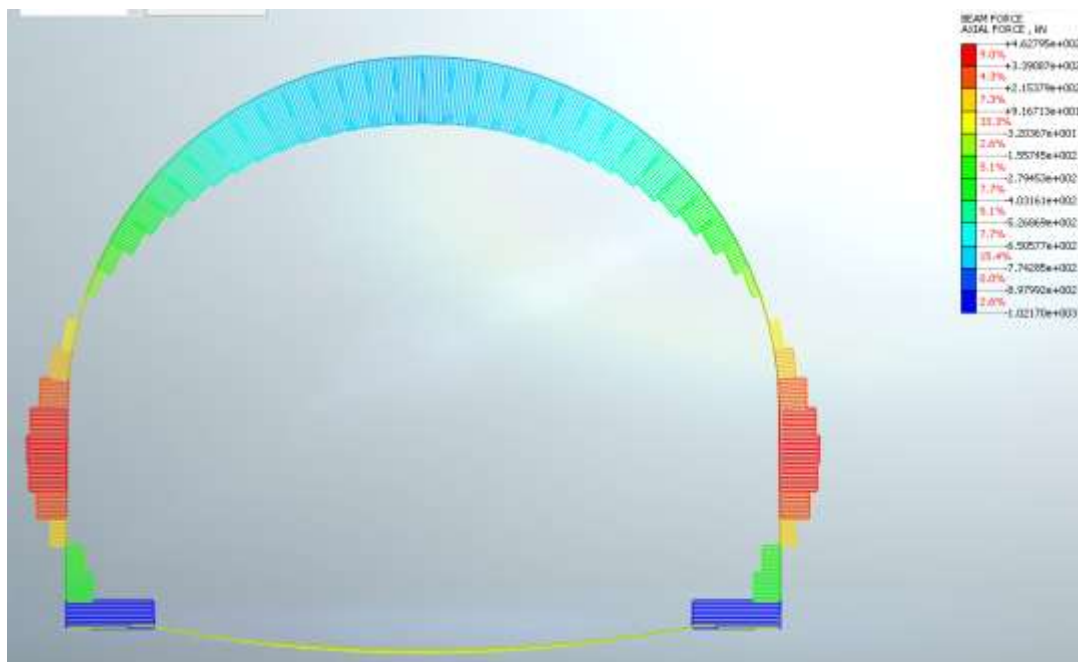


Figura 7.41 – Sforzo normale - Statica

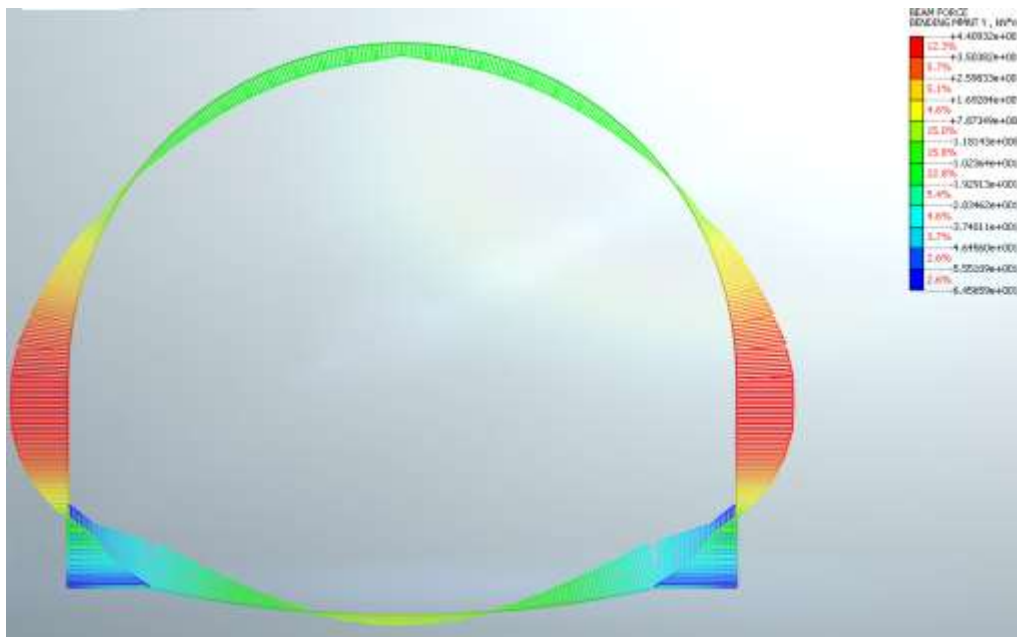


Figura 7.42 – Momento Flettente - Statica

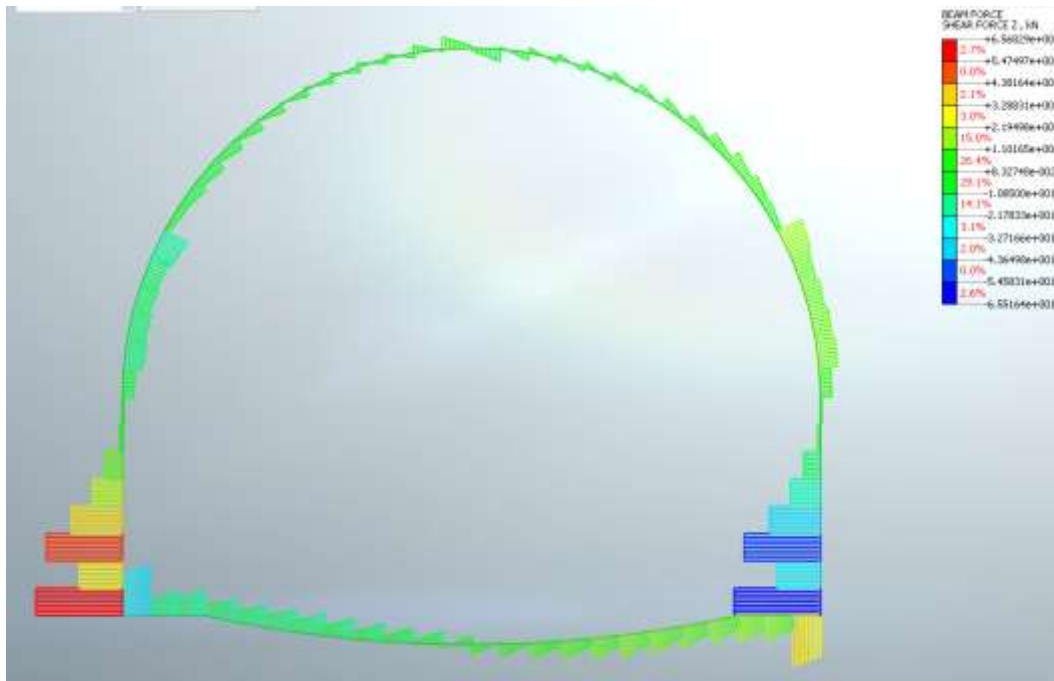


Figura 7.43 – Sforzo di taglio - Statica

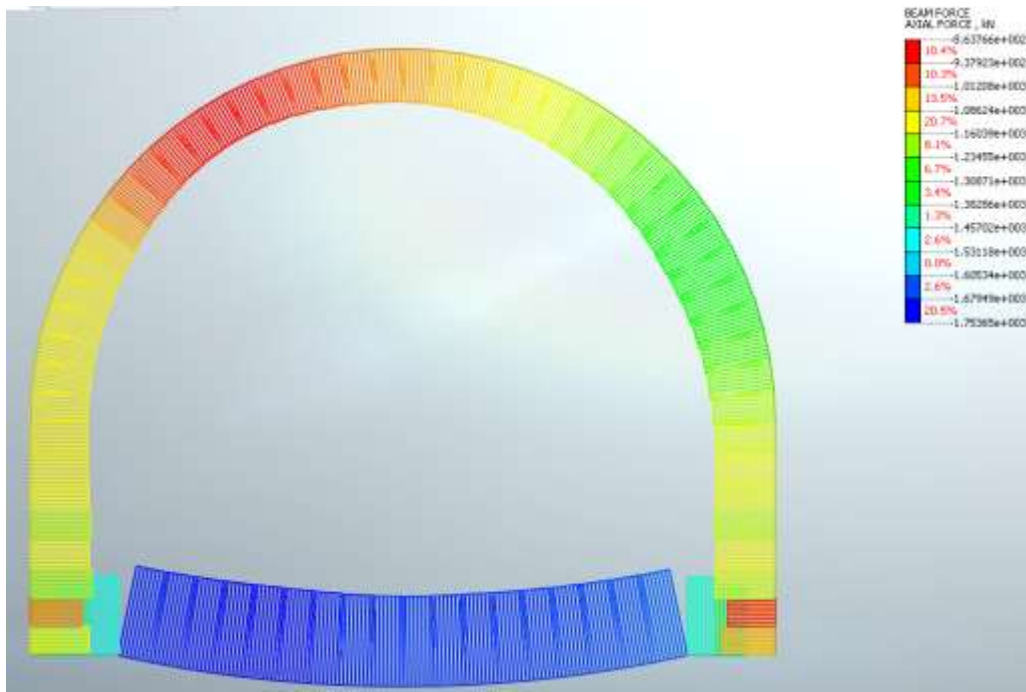


Figura 7.44 – Sforzo normale - Sismica

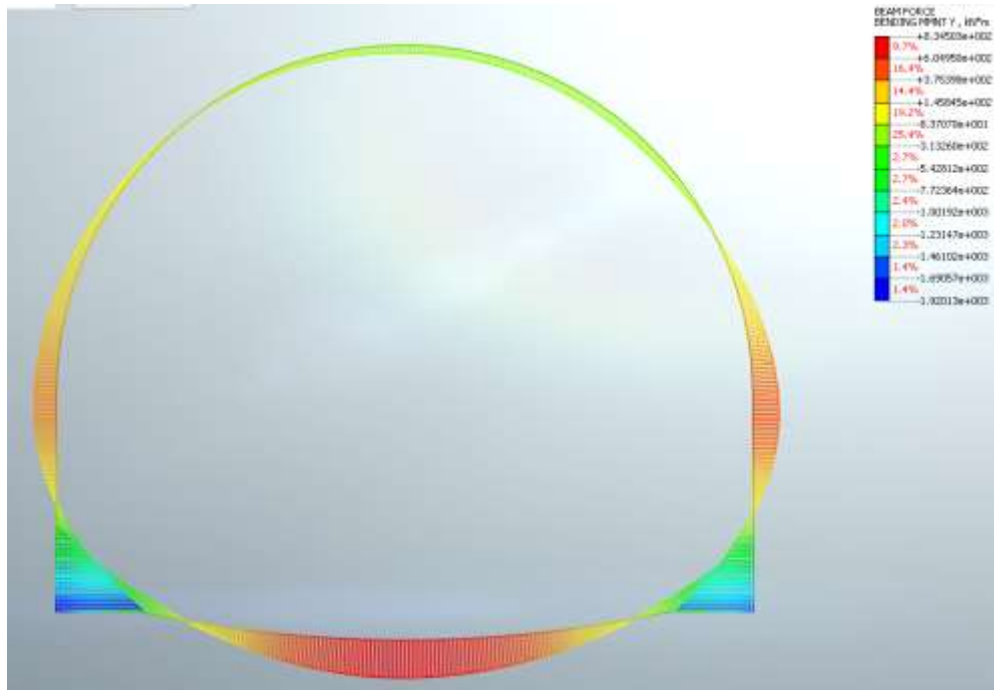


Figura 7.45 – Momento Flettente – Sismica

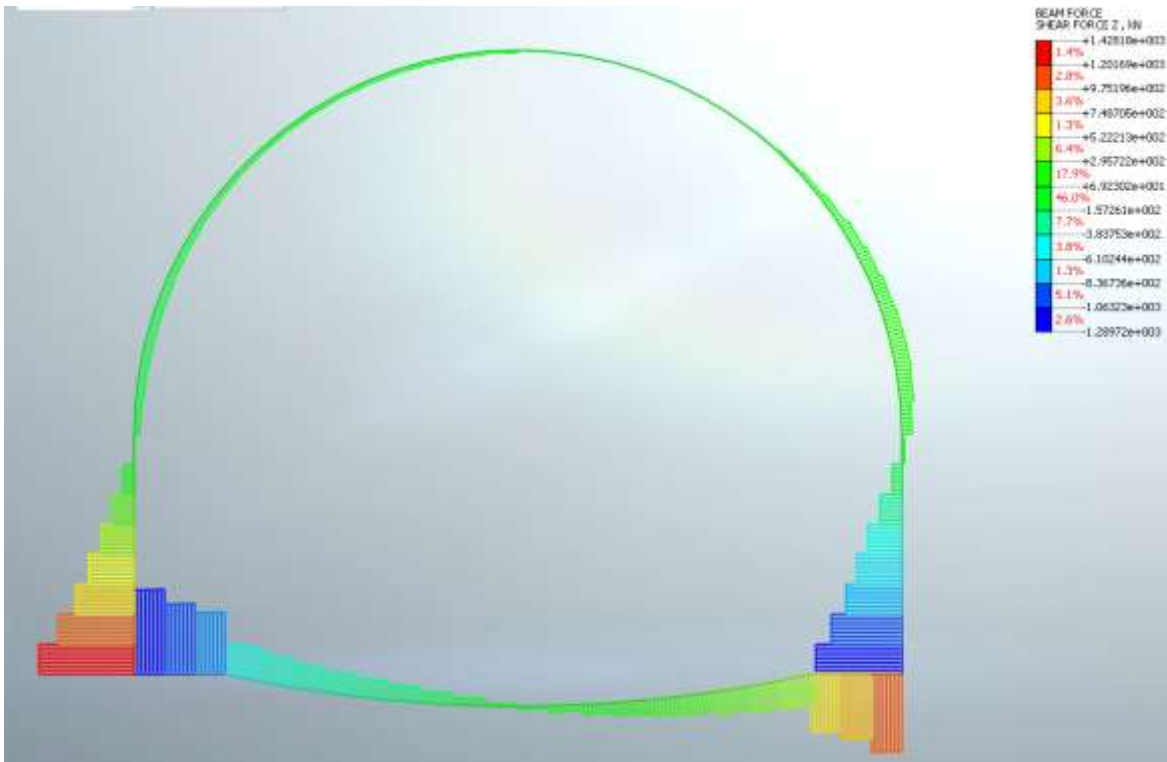


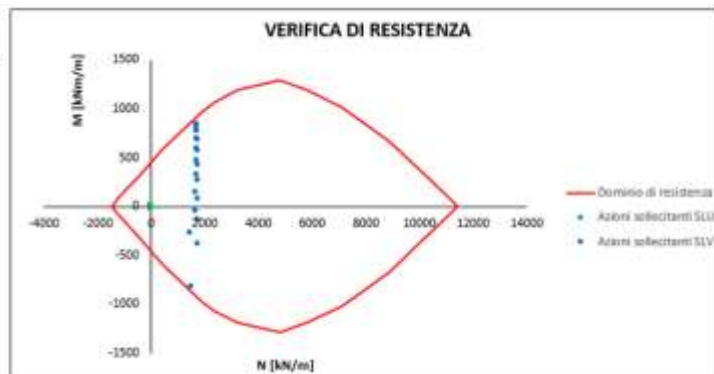
Figura 7.46 – Sforzo di taglio - Sismica

Arco Rovescio: Verifica a flessione

Le verifiche fanno riferimento alle sollecitazioni in corrispondenza delle sezioni a spessore costante (poste a circa un metro dalle murette di connessione tra arco rovescio e piedritti).

Azioni sollecitanti SLU	
N [kN/m]	M [kNm/m]
-12.6	-27.5
-16.4	-3.9
-28.4	6.7
-26.3	5.1
-20.0	-0.2
-11.6	-20.7
-30.0	7.7
-23.7	2.8
-14.5	-14.1
-30.3	6.7
-9.3	-14.1
-24.8	-0.2
-12.5	-8.5
-27.2	2.7
-30.8	7.7
-21.5	-4.0
-29.0	5.1
-30.7	8.0
-18.1	-8.6
-12.7	-20.7

Azioni sollecitanti SLV	
N [kN/m]	M [kNm/m]
1495.6	-822.0
1683.2	319.5
1710.5	768.2
1706.2	692.4
1692.2	466.5
1724.7	-384.6
1706.5	814.6
1700.9	590.7
1733.7	-140.0
1714.8	769.0
1662.5	-49.3
1752.7	426.7
1674.3	148.1
1745.6	567.7
1704.7	820.0
1747.9	262.5
1733.4	683.1
1699.7	834.5
1741.5	74.8
1474.6	-274.4



Arco Rovescio: Verifica a taglio

Le verifiche fanno riferimento alle sollecitazioni in corrispondenza delle sezioni a spessore costante (poste a circa un metro dalle murette di connessione tra arco rovescio e piedritti).

$T_{MAX_STATICA}$ [kN/m]	T_{MAX_SISMA} [kN/m]	N_{SISMA} [kN/m]
25.1	921.6	1495.6

Caratteristiche della sezione

<i>GEOMETRIA</i>	H =	70	cm	altezza sezione
	b _w =	100	cm	larghezza sezione
	h' =	5	cm	copriferro
	d =	65	cm	altezza utile
<i>ARMATURA TESA</i>	φ =	20	mm	diametro armatura
	n° =	12		numero barre
	A _s =	37.7	cm ²	area dell'armatura tesa
	ρ _l =	0.0054		rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)
<i>AZIONI DI COMPRESSIONE</i>	N _{Ed} =	1495	kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
	σ _{cp} =	2.30	Mpa	tensione media di compressione

Caratteristiche della sezione armata a taglio

ARMATURA A TAGLIO

Φ =	12	mm	diametro staffe
n° =	4		numero bracci
A_{sw} =	4.5	cm ²	area dell'armatura trasversale
s =	10	cm	passo delle staffe
α =	90	°	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
ϑ =	45	°	angolo di inclinazione del puntone compresso rispetto all'asse della trave (22°- 45°)
α_c =	1.16		coefficiente maggiorativo pari a: 1 per membrane non compresse $1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$ per $0 \leq \sigma_{cp} \leq 0,25 f_{cd}$ 1.25 per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$ $2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$ per $0,5 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq f_{cd}$
νf_{cd} =	7.06	Mpa	resistenza a compressione ridotta ($\nu f_{cd} = 0,5 f_{cd}$)

Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio

RES. DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"

$V_{Rsd} = 1035 \text{ kN}$

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha \quad [4.1.27]$$

RES. DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"

$V_{Rcd} = 2400 \text{ kN}$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot \nu \cdot f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta) \quad [4.1.28]$$

$V_{Rd} = 1035 \text{ kN}$ *resistenza di calcolo min($V_{rsd}; V_{rcd}$)*

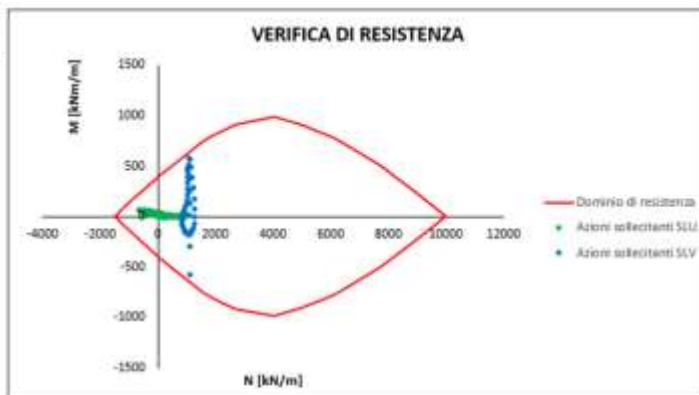
La verifica risulta soddisfatta in quanto $V_{Res} = 1035 \text{ kN} > V_{Ed,Max} = 921.6 \text{ kN}$

Calotta/Piedritti: Verifica a Flessione

Le verifiche fanno riferimento alle sollecitazioni in corrispondenza delle sezioni a spessore costante (poste a circa un metro dalle murette di connessione tra arco rovescio e piedritti).

Azioni sollecitanti SLU	
N [kNm]	M [kNm/m]
-465.4	25.1
-520.3	30.7
-489.8	34.8
-373.2	33.3
-167.2	26.9
321.3	11.5
-327.7	25.1
-190.6	16.0
-61.5	5.5
65.0	-2.3
183.4	-8.2
291.3	-12.8
426.1	-18.8
520.5	-16.8
603.3	-15.5
675.5	-14.0
738.7	-11.3
793.0	-7.9
839.0	-4.1
877.3	-0.2
908.1	3.7
932.3	7.2
949.9	10.1

Azioni sollecitanti SLV	
N [kNm]	M [kNm/m]
1077.4	473.7
1082.3	469.7
1101.5	396.2
1145.0	244.7
1104.0	10.6
1162.3	-306.6
1161.3	557.0
1204.3	481.1
1240.6	381.7
1269.4	273.0
1291.9	165.8
1312.3	67.7
1322.1	-15.4
1294.2	-82.2
1263.2	-126.7
1233.1	-153.8
1204.1	-168.5
1175.8	-175.1
1148.3	-176.7
1119.4	-175.6
1091.7	-173.7
1065.4	-172.0
1040.9	-171.0



Calotta/Piedritti: Verifica a Taglio

Le verifiche fanno riferimento alle sollecitazioni in corrispondenza delle sezioni a spessore costante (poste a circa un metro dalle murette di connessione tra arco rovescio e piedritti).

$T_{MAX_STATICA}$ [kN/m]	T_{MAX_SISMA} [kN/m]	N_{SISMA} [kN/m]
75.1	877.4	1162.3

Caratteristiche della sezione

GEOMETRIA		
H =	50 cm	altezza sezione
b _w =	100 cm	larghezza sezione
h' =	5 cm	copriferro
d =	55 cm	altezza utile
ARMATURA TESA		
∅ =	20 mm	diametro armatura
n° =	12	numero barre
A _s =	37.7 cm ²	area dell'armatura tesa
ρ _l =	0.0063	rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)
AZIONI DI COMPRESSIONE		
N _{Ed} =	1162 kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
σ _{cp} =	2.11 Mpa	tensione media di compressione

Caratteristiche della sezione armata a taglio

ARMATURA A TAGLIO		
∅ =	14 mm	diametro staffe
n° =	4	numero bracci
A _{sw} =	6.2 cm ²	area dell'armatura trasversale
s =	12.5 cm	passo delle staffe
α =	90°	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
∠ =	45°	angolo di inclinazione del puntone compresso rispetto all'asse della trave (22°÷ 45°)
α _c =	1.15	coefficiente maggiorativo pari a: 1 per membrature non compresse 1 + σ _{cp} /f _{cd} per 0 ≤ σ _{cp} ≤ 0,25 f _{cd} 1.25 per 0,25 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ 0,5 f _{cd} 2,5(1 - σ _{cp} /f _{cd}) per 0,5 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ f _{cd}
v·f _{cd} =	7.06 Mpa	resistenza a compressione ridotta (v·f _{cd} = 0,5 f _{cd})

Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio

RES. DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE" V_{Rsd} = 954 kN

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg}\alpha + \operatorname{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha \quad [4.1.27]$$

RES. DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE" V_{Rcd} = 2008 kN

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\operatorname{ctg}\alpha + \operatorname{ctg}\theta) / (1 + \operatorname{ctg}^2\theta) \quad [4.1.28]$$

V_{Rd} = 954 kN resistenza di calcolo min(V_{Rsd};V_{Rcd})

La verifica risulta soddisfatta in quanto $V_{Res}=954\text{kN}>V_{Ed,Max}=877.4\text{kN}$

8 GALLERIA SALISANO

L’opera in oggetto rientra nella realizzazione del collegamento alla Vasca di Carico di Salisano. Tale galleria si estende per una lunghezza totale di circa 320m, con coperture massime di circa 50m.

8.1 Descrizione degli interventi

La galleria collegherà il Manufatto Nodo S alla vasca di carico esistente della centrale di Salisano; il funzionamento idraulico sarà in pressione e verrà scavata in tradizionale con sezione policentrica e internamente sarà realizzata una geometria della sezione trasversale circolare con DN3400 per una lunghezza di circa 320 m.

La zona d’imbocco della galleria si pone in corrispondenza del contatto stratigrafico tra l’unità geotecnica UMS e MAI, verrà eseguita in tradizionale con un diametro medio interno di 5.8 m circa, prevedendo una sezione di tipologia "*Hard*" per una lunghezza di 75m.

La restante parte di galleria risulta completamente inserita nell’unità MAI per la quale è stata prevista una sezione di tipo "*Medium*" con coperture che variano dai 15 ai 55m.

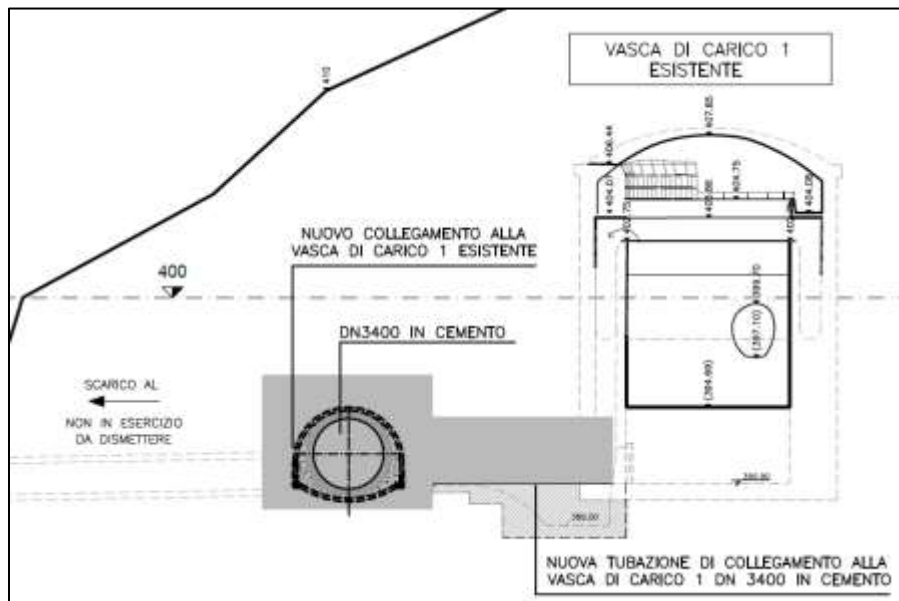
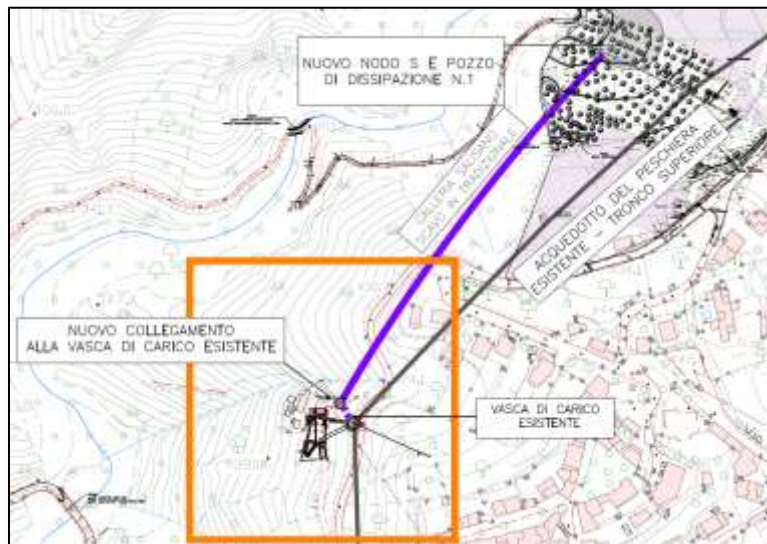


Figura 8.1 –Inquadramento galleria Salisano

Lo scavo della galleria avverrà a piena sezione. In relazione alle ridotte coperture presenti ed alla natura del deposito oggetto di scavo, l’avanzamento in galleria

richiede una sezione in grado di garantire la stabilità del fronte e del cavo, limitando il detensionamento.

La sezione progettata raggiunge lo scopo di mantenere l’ammasso detritico, con i trattamenti previsti, pressoché in campo elastico e di limitare l’estensione della zona plastica. Questo fatto è essenziale per evitare convergenze rilevanti e scongiurare fenomeni di instabilità.

8.1.1 Descrizione delle sezioni tipo

8.1.1.1 Sezione tipo Medium

La sezione tipo Medium è una sezione cilindrica che non prevede interventi di precontenimento del fronte, ma prevede dei consolidamenti in calotta per mezzo di bulloni tipo Swellex MN24 o equivalenti di lunghezza 3 m, con piastra di ripartizione 0.15m x 0.15m e spessore 0.02m, posti a quinconce ad interasse longitudinale di 1.5 m e trasversale di 1.25m. Il rivestimento provvisorio è realizzato con HEA160 ad interasse longitudinale di posa pari a 1.5m connesse da catene longitudinali e spritz beton armato con rete elettrosaldato $\Phi 8$ 15x15 con spessore 25cm. Il rivestimento definitivo è realizzato in calcestruzzo armato con spessore in calotta e nei piedritti di 0.5m e arco rovescio di 0.6m. L’incidenza media è di 60kg/m³.

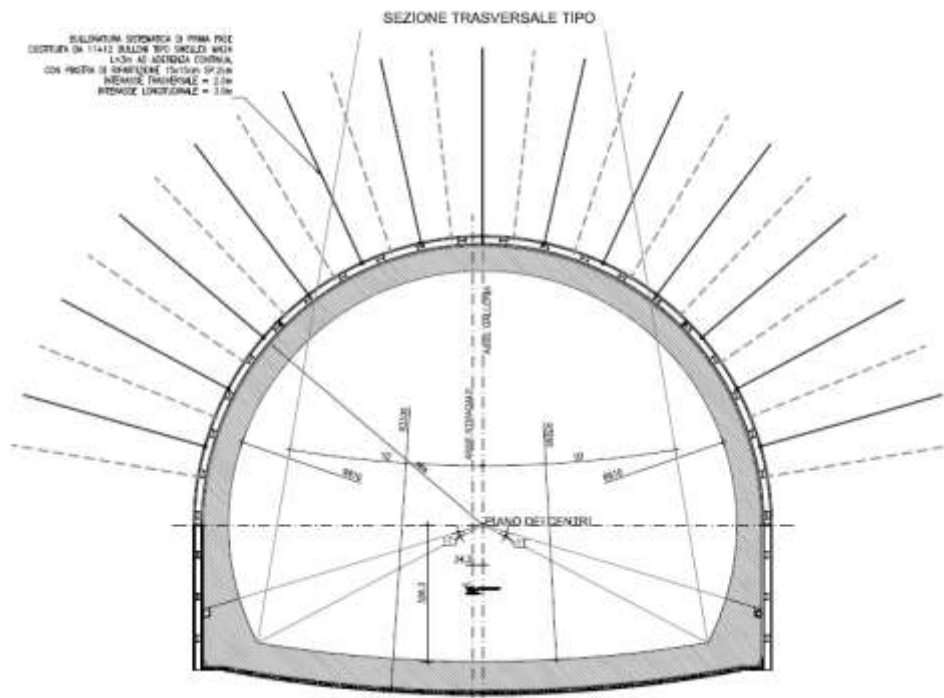


Figura 8.2 – Dettaglio relativo alla configurazione di sezione “Medium”

8.1.1.2 Sezione tipo Hard

La sezione tipo Hard è una sezione tronco-conica che prevede interventi di precontenimento del fronte mediante infilaggi con campi di avanzamento da 12 m, con armatura in acciaio S275 $\Phi 101.6/10$ e diametro esterno 0.14m (inclinazione verticale 6°); non prevede dei consolidamenti in calotta ma prevede l’introduzione di chiodi in VTR40/60 o equivalenti di lunghezza 12m (sovrapposizione minima $L = 6m$) con miscele cementizie e perforazione $\Phi > 127mm$, disposti a quinconce ad interasse 1.5m x 1.5m. Il rivestimento provvisorio è realizzato con HEA200 ad interasse longitudinale di posa pari a 1.5m connesse da catene longitudinali e spritz beton

armato con rete elettrosaldada $\phi 8$ 10x10 con spessore 25cm. Il rivestimento definitivo è realizzato in calcestruzzo armato con spessore in calotta e nei piedritti di 0.6m e arco rovescio di 0.7m. L’incidenza media è di 70kg/m^3 . Qualora fosse necessario saranno inseriti dei tubi di drenaggio al fronte per allontanare eventuali venute d’acqua dal fronte scavo.

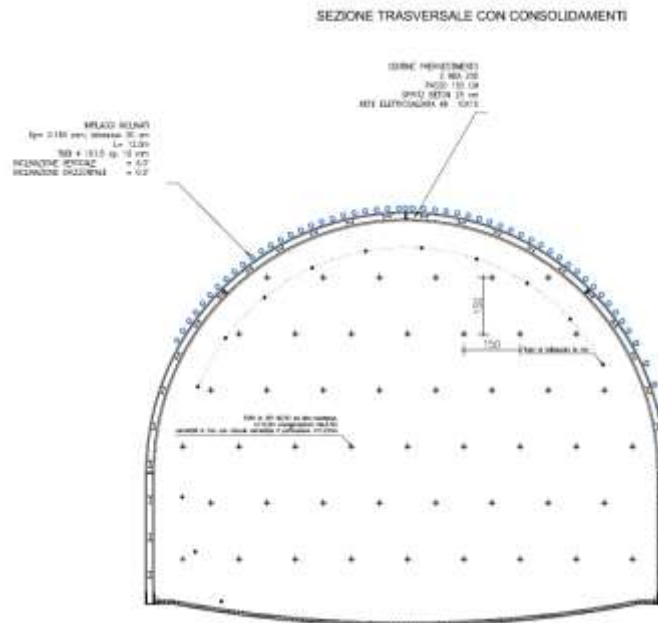


Figura 8.3 – Dettaglio relativo alla configurazione dei rivestimenti/consolidamenti provvisori per la sezione “Hard”

8.2 Fase di diagnosi - Previsione sul comportamento degli ammassi nella fase di scavo

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

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

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

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

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

delle condizioni di stabilità, a breve e lungo termine, e degli interventi più idonei per garantirle. Il comportamento del fronte è principalmente condizionato da:

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

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

Gallerie a fronte stabile (CASO A)

Se il fronte di scavo è stabile, ciò significa che lo stato tensionale al contorno della cavità in prossimità del fronte si mantiene in campo prevalentemente elastico e i fenomeni deformativi osservabili sono di piccola entità e tendono ad esaurirsi rapidamente. In questo caso anche il comportamento del cavo sarà stabile (rimanendo prevalentemente in campo elastico) e quindi non si rendono necessari interventi preventivi di consolidamento. Saranno sufficienti, nel breve termine, interventi di confinamento delle pareti di scavo, e nel lungo termine, la realizzazione del rivestimento definitivo.

Gallerie a fronte stabile a breve termine (CASO B)

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

Gallerie a fronte instabile (CASO C)

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

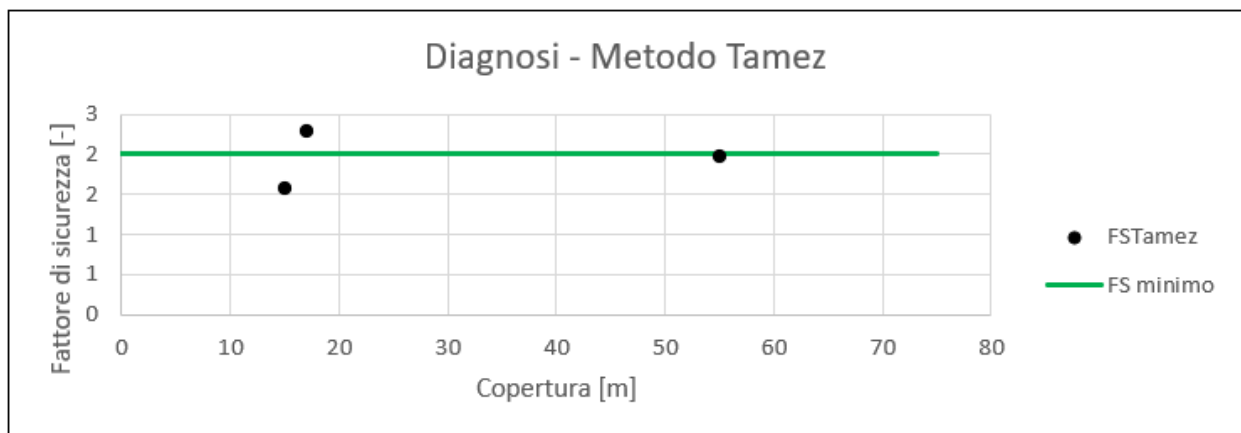
Nel seguito saranno presentate le analisi di diagnosi per la galleria Salisano con i metodi illustrati nei capitoli precedenti per la sola tipologia "Medium".

8.2.1 Stabilità del fronte di scavo

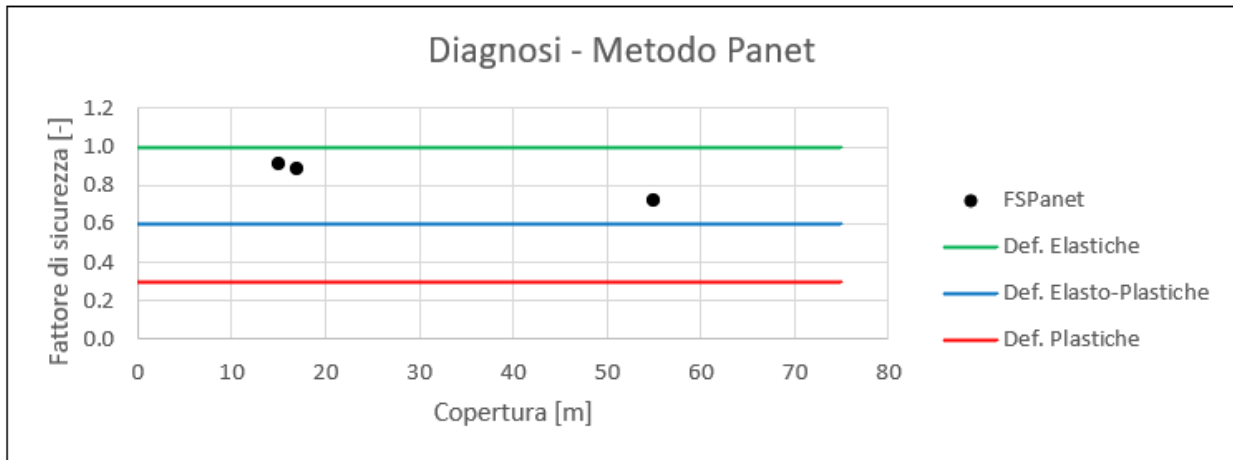
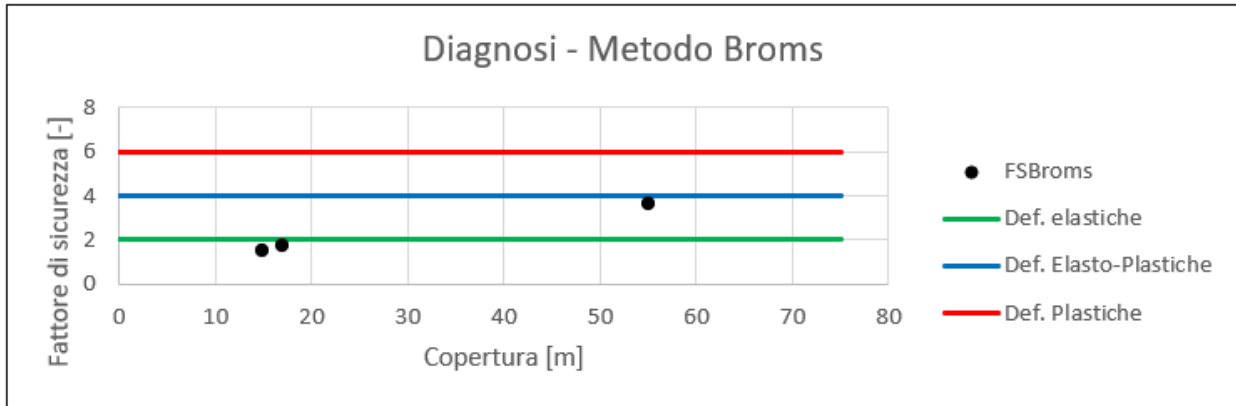
Sono state condotte analisi di stabilità del fronte di scavo con una copertura minima di 15/17me copertura massima di 55m per la sezione tipo *Medium* considerando la stratigrafia riportata nel capitolo dell'inquadramento geotecnico.

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

ANALISI DI STABILITA' DEL FRONTE - FASE DI DIAGNOSI - Tamez & Cornejo								
Analisi	Formazione	Copertura [m]	D_{eq} [m]	γ_{medio} [kN/m ³]	c' [kPa]	φ [°]	SF	Comportamento
Sez. Medium	MAI	55	5.6	25.0	186	38	1.974	B
Sez. Medium	MAI	17	5.6	25.0	97	47	2.283	A
Sez. Medium	MAI	15	5.6	25.0	97	47	1.564	B



ANALISI DI STABILITA' DEL FRONTE - FASE DI DIAGNOSI - Broms e Panet									
Analisi	Formazione	Copertura [m]	γ [kN/m ³]	GSI [-]	σ_c [MPa]	m	Stability Ratio	λ_p	Comportamento
Sez. Medium	MAI	55	25.0	35	38.8	8	3.61	0.72	B
Sez. Medium	MAI	17	25.0	35	38.8	8	1.73	0.89	A
Sez. Medium	MAI	15	25.0	35	38.8	8	1.52	0.91	A



Come si nota dai grafici riportati, il metodo di Tamez mostra un comportamento del fronte di tipo instabile mentre quelli Panet e Broms (utilizzato con i dati derivanti dall’unità MAI) segnalano la presenza di un campo al più elasto-plastico.

8.2.2 Verifiche con il metodo delle linee caratteristiche

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

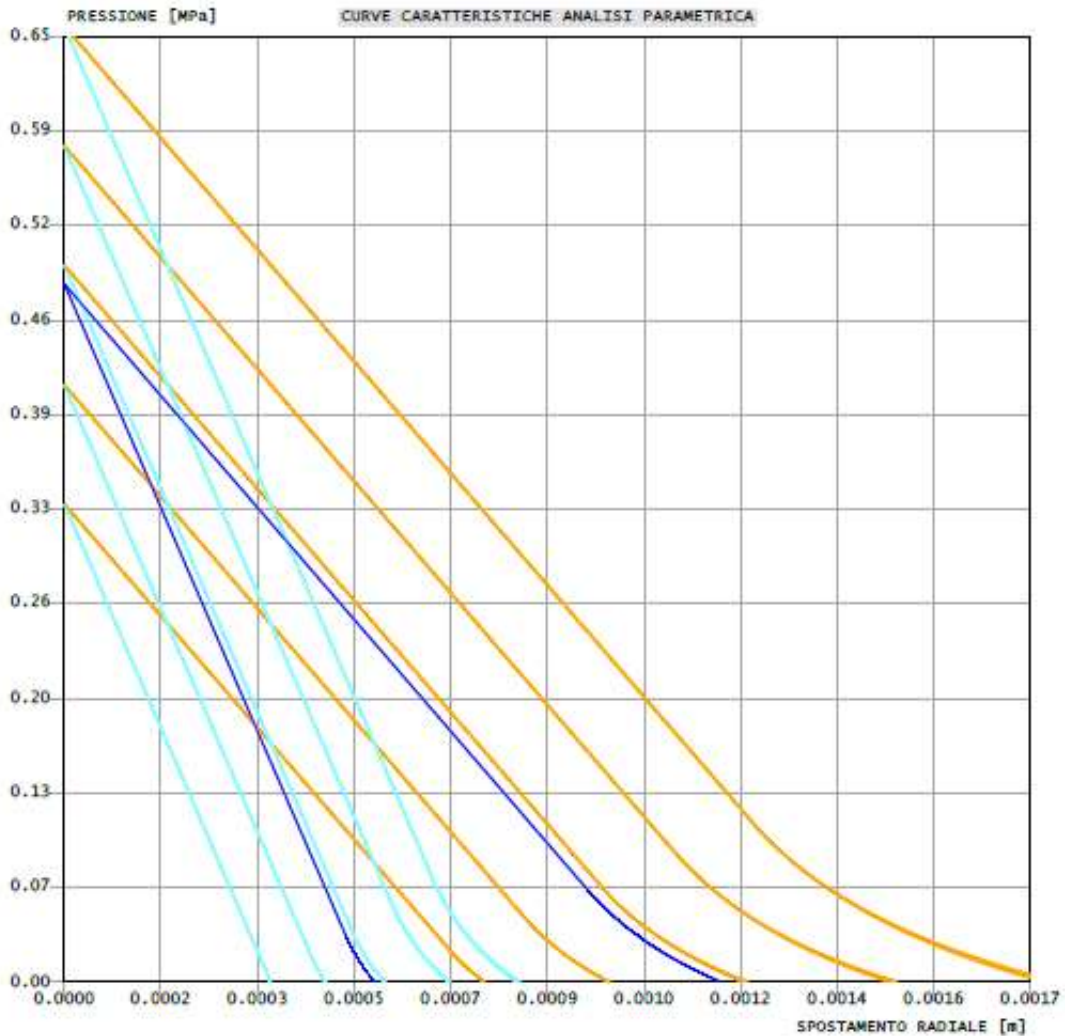
Nel seguito si presentano le analisi condotte considerando le caratteristiche della Formazione MAI presente lungo l’intera tratta della galleria. In particolare, è stata eseguita un’analisi parametrica facendo variare il valore di K_0 (0.5-1.5) e della dilatanza (0° - 5°).

RISULTATI ANALISI LC - FASE DI DIAGNOSI																		
Sezione	C [m]	Formazione Geologica	R_m [m]	H/D	U_{rse} [cm]	R_{si} [m]	R_{pi}/R_m	U_{frooms} [cm]	U_{frooms}/R_m	R_{pi}/R_m	R_{pi}/R_m	S_{ij} [Mpa]	μ [°]	c [Mpa]	α_c [MPa]	P_c [MPa]	u_v / p_c	Comportamento
Medium	17	MAI	2.8	3.0	0.17	3.2	1.14	0.08	0.03%	2.9	1.04	0.66	47.0	0.10	0.49	0.07	6.9	A
Medium	55	MAI	2.8	9.8	0.73	4.1	1.46	0.30	0.11%	3.3	1.18	1.83	38.0	0.19	0.76	0.42	1.8	A

Galleria Salisano
Copertura 17m

criterio di resistenza: MOHR COULOMB
COMBINAZIONI RAPPRESENTATE: 1+25 su 25
Pressione Prerivestimento [MPa]: 0.00 - 0.00
Pressione Rivestimento [MPa]: 0.00 - 0.00

— GALLERIA B.T.
— GALLERIA L.T.
— FRONTE SFERICO
— PRERIVESTIMENTO
— RIVESTIMENTO
— ANALISI BASE
— BACKANALYSIS



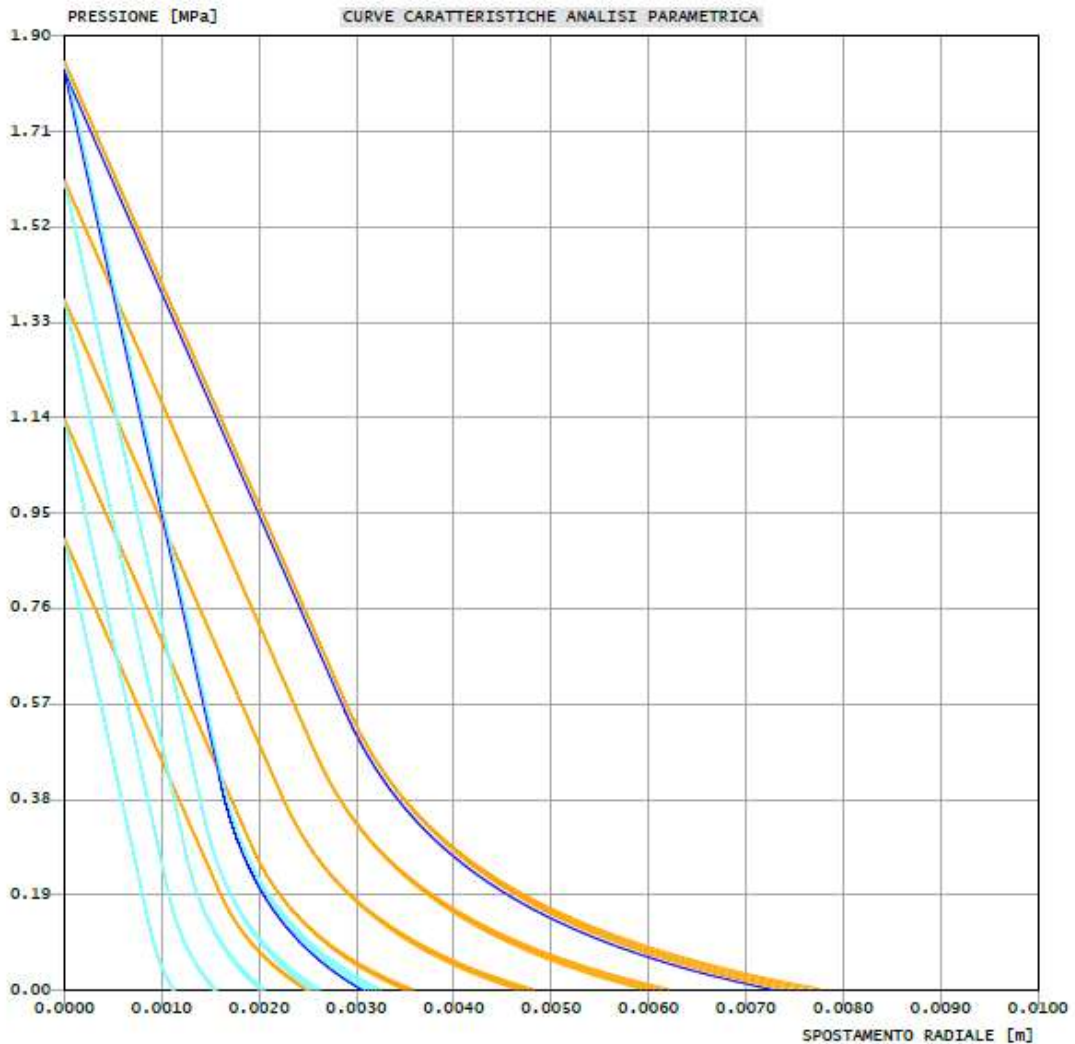
**Figura 8.4 – Metodo delle curve caratteristiche - analisi parametrica – copertura
17m.**

Galleria Salisano
 Copertura 55m

criterio di resistenza: MOHR COULOMB

COMBINAZIONI RAPPRESENTATE: 1=25 su 25
 Pressione Prerivestimento [MPa]: 0.00 - 0.00
 Pressione Rivestimento [MPa]: 0.00 - 0.00

- GALLERIA B.T.
- GALLERIA L.T.
- FRONTE SFERICO
- PRERIVESTIMENTO
- RIVESTIMENTO
- ANALISI BASE
- BACKANALYSIS



**Figura 8.5 – Metodo delle curve caratteristiche - analisi parametrica – copertura
55m.**

8.2.3 Considerazioni Conclusive

Ai fini dello studio del comportamento dell’ammasso in fase di diagnosi si sono svolte analisi per un’altezza di copertura pari a 15/17m (zona di transizione tra comportamento di tipo profondo e superficiale) e 55m nella formazione di MAI. Alla luce delle analisi di stabilità si denota:

- Considerando il caso di galleria profonda (Copertura=17m) il comportamento dell’ammasso roccioso, per tutte le analisi svolte, risulta essere di tipo stabile.
- Considerando il caso di galleria superficiale (Copertura=15m) il comportamento risulta essere stabile a breve termine con il metodo di Tamez & Cornejo e stabile con i metodi proposti da Broms & Bennermark e Panet.
- Per alte coperture (Copertura=55m) il comportamento risulta essere stabile a breve termine con i metodi di Tamez & Cornejo, Broms & Bennermark e Panet mentre risulta essere di tipo stabile con il metodo Convergenza/Confinamento.

Da quanto discusso si ritiene opportuno, a favore di sicurezza, operare un confinamento delle pareti di scavo contrastando i fenomeni deformativi del cavo mediante l’utilizzo di sistemi di prerivestimento di adeguata rigidità per la seconda tratta del tracciato mediante una sezione tipo “*Medium*”; per la sezione di imbocco si è scelto di utilizzare una sezione tipo “*Hard*”.

8.3 Fase di terapia - Descrizione delle sezioni tipo

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

8.3.1 Tipologie di intervento in fase costruttiva

Nei capitoli precedenti sono stati definiti tre tipi di comportamento d'ammasso allo scavo che prevedono l'impiego di opportuni interventi scelti in base alle caratteristiche geotecniche/geomeccaniche dei terreni interessati dagli scavi, determinando così la scelta delle sezioni tipo più adatte.

CASO A) fronte stabile – Sezione Light:

I fenomeni deformativi avvengono in campo elastico; il materiale ha comportamento di tipo lapideo per cui si possono ipotizzare locali fenomeni di instabilità al contorno riconducibili per lo più al distacco gravitativo di blocchi o volumi rocciosi, individuati dall'intreccio di superfici di discontinuità preesistenti nell' ammasso oppure create dai fenomeni di distensione prodotti dalle modalità di scavo. Il probabile comportamento allo scavo tipo A, "a fronte stabile", consente di prevedere, quali interventi di prima fase, interventi di solo contenimento del cavo, quale la realizzazione di uno strato di spritz-beton a seguito della messa in opera di bulloni radiali o centine, in funzione del grado di discontinuità dell'ammasso. I carichi gravanti sulla struttura in questi contesti geomeccanici sono prevalentemente di tipo gravitativo, funzione della frequenza dei giunti e delle fratture ed in particolare modo della resistenza al taglio delle superfici di discontinuità. Il rilascio di tali solidi di carico, in categorie di comportamento tipo

A, non avviene generalmente all’apertura del cavo, bensì in un secondo tempo quale conseguenza del richiamo di umidità al contorno dello scavo, della circolazione d’acqua nelle fratture, dall’alterazione della roccia a contatto con gli agenti atmosferici, nonché dalle sollecitazioni dinamiche conseguenti alle vibrazioni prodotte durante le operazioni di scavo con esplosivo.

Per contesti di questo genere è stato scelto di utilizzare una sezione denominata tipo *Light*. Tale soluzione prevede interventi di precontenimento del fronte e presostegno al contorno, il rivestimento provvisorio è realizzato con HEA140 ad interasse longitudinale di posa pari a 1.5m connesse da catene longitudinali e spritz beton armato con rete elettrosaldata $\Phi 6$ 15x15 con spessore 20cm. Il rivestimento definitivo è realizzato in calcestruzzo armato con spessore in calotta e nei piedritti di 0.4m e arco rovescio di 0.5m. L’incidenza media è di 50kg/m³.



Figura 8.6 – Dettaglio relativo alla configurazione di sezione “light”

CASO B) fronte stabile a breve termine – Sezione Medium:

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

Tali deformazioni, se non regimate mediante opportuni e tempestivi interventi di preconsolidamento e/o di consolidamento, possono innescare decompressioni progressivamente crescenti all'interno dell'ammasso roccioso, sviluppando di conseguenza carichi maggiori sia nel breve termine che nel lungo termine.

La sezione tipo *Medium* è una sezione cilindrica che non prevede interventi di precontenimento del fronte, ma prevede dei consolidamenti in calotta per mezzo di

bulloni tipo Swellex MN24 o equivalenti di lunghezza 3 m, con piastra di ripartizione 0.15m x 0.15m e spessore 0.02m, posti a quinconce ad interasse longitudinale di 1.5 m e trasversale di 1.25m. Il rivestimento provvisorio è realizzato con HEA160 ad interasse longitudinale di posa pari a 1.5m connesse da catene longitudinali e spritz beton armato con rete elettrosaldata $\phi 8$ 15x15 con spessore 25cm. Il rivestimento definitivo è realizzato in calcestruzzo armato con spessore in calotta e nei piedritti di 0.5m e arco rovescio di 0.6m. L’incidenza media è di 60kg/m^3 .

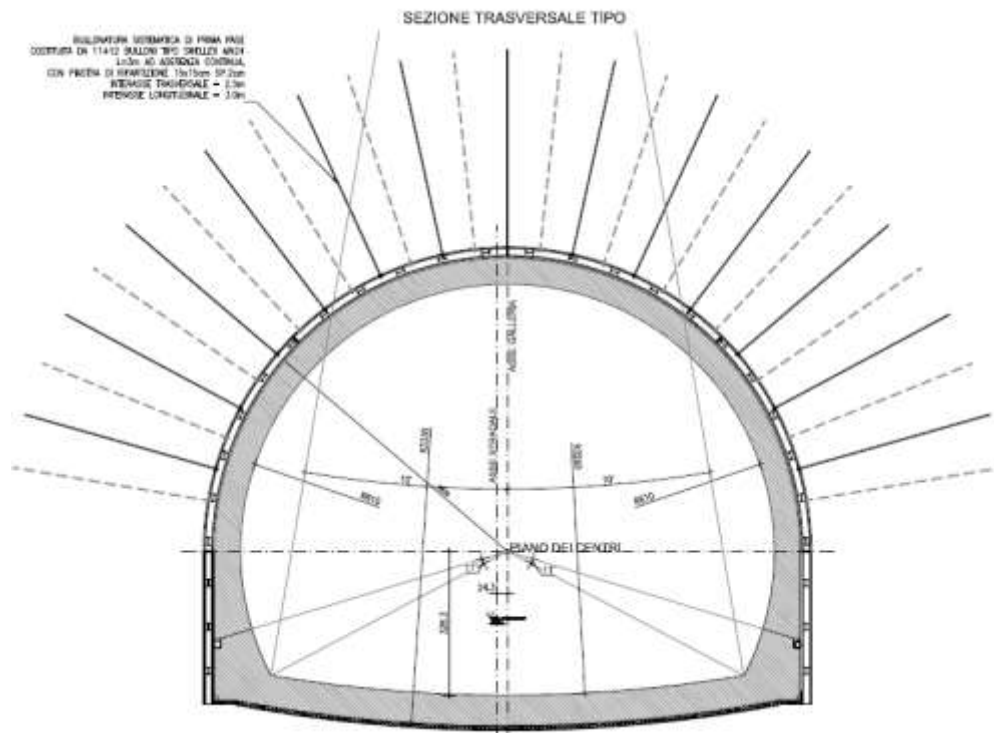


Figura 8.7 – Dettaglio relativo alla configurazione di sezione “Medium”

CASO C) fronte instabile – Sezione Hard:

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

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

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

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

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

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

La sezione tipo *Hard* è una sezione tronco-conica che prevede interventi di precontenimento del fronte mediante infilaggi con campi di avanzamento da 12 m, con armatura in acciaio S275 $\Phi 101.6/10$ e diametro esterno 0.14m (inclinazione verticale 6°); non prevede dei consolidamenti in calotta ma prevede l’introduzione di chiodi in VTR40/60 o equivalenti di lunghezza 12m (sovrapposizione minima $L = 6m$) con miscele cementizie e perforazione $\Phi > 127mm$, disposti a quinconce ad interasse $1.5m \times 1.5m$. Il rivestimento provvisorio è realizzato con HEA200 ad interasse longitudinale di posa pari a 1.5m connesse da catene longitudinali e spritz beton armato con rete elettrosaldato $\Phi 8 10 \times 10$ con spessore 25cm. Il rivestimento definitivo è realizzato in calcestruzzo armato con spessore in calotta e nei piedritti di 0.6m e arco rovescio di 0.7m. L’incidenza media è di $70kg/m^3$. Qualora fosse necessario saranno inseriti dei tubi di drenaggio al fronte per allontanare eventuali venute d’acqua dal fronte scavo.

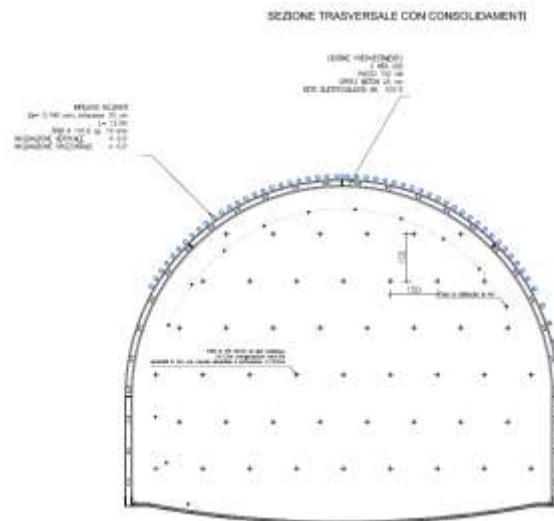


Figura 8.8 – Dettaglio relativo alla configurazione dei rivestimenti/consolidamenti provvisori per la sezione “Hard”

8.3.2 Sezione tipo d’avanzamento

Come anticipato per il collegamento alla vasca di carico di Salisano si ritiene opportuno operare un adeguato confinamento delle pareti dello scavo e contrastare i fenomeni deformativi del cavo mediante l’utilizzo di sistemi di prerinvestimento di adeguata rigidità mediante sezioni tipo “Hard” e “Medium”.

Di seguito è riportato un quadro sinottico degli interventi previsti:

Sez. Hard

RIVESTIMENTO DI PRIMA FASE				
Centine [-]	Passo [m]	Sfondi [m]	Spritz-Beton [cm]	$f_{cmSB,28gg}$ [Mpa]
HEA200	1.5	1.5	25	25

CONSOLIDAMENTI AL FRONTE			
Tipo [-]	I [m]	L [m]	$L_{Sovrapposizione}$ [m]
VTR 40/60	1.5x1.5	18	12

CONSOLIDAMENTI CALOTTA			
Tipo [-]	I [cm]	L [m]	$L_{Sovrapposizione}$ [m]
Tubolari Acciaio	40	9.5	3.5

RIVESTIMENTO DEFINITIVO		
Classe CLS [-]	$S_{Arco\ Rovescio}$ [cm]	$S_{Calotta}$ [cm]
C25/30	70	60/120

Sez. Medium

RIVESTIMENTO DI PRIMA FASE				
Centine [-]	Passo [m]	Sfondi [m]	Spritz-Beton [cm]	$f_{cmSB,28gg}$ [Mpa]
HEA140	1.5	1.5	20	25

CONSOLIDAMENTI IN CALOTTA		
Tipo [-]	I [m]	L [m]
SWELLEX MN24	1.25X1.5	3

RIVESTIMENTO DEFINITIVO		
Classe CLS [-]	$S_{Arco\ Rovescio}$ [cm]	$S_{Calotta}$ [cm]
C25/30	60	50

8.4 Individuazione delle sezioni di calcolo e verifica delle sezioni tipo di scavo

8.4.1 Premessa

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

Questo è stato raggiunto tramite tre approcci differenti:

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

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

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

L’analisi agli elementi finiti, che verrà presentata nel capitolo successivo, ha permesso invece di indagare più dettagliatamente per le condizioni più rappresentative il regime tensionale e deformativo nelle strutture e nell’ammasso circostante, nelle principali

fasi esecutive fino alla completa realizzazione dell’opera, consentendo quindi di valutare l’evoluzione del comportamento dell’opera nel breve, medio e lungo termine.

8.4.2 Verifica di stabilità del fronte con metodi analitici

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

Sez. Medium Copertura=15m

METODO DI TAMEZ E CORNEJO
SEZ: Galleria Salzano C=15m (Pressi Vasca di carico)

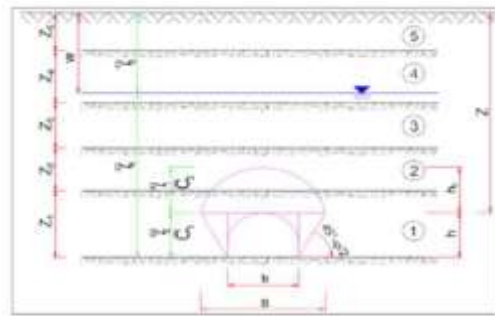
TIPO DI GALLERIA

Galleria Superficiale 2D<Z

Tipo Terreno	Terriccio
Presenza Falde	NO
γ_s [kN/m ³]	18
W [%]	6

DATI GEOMETRICI

Z [m]	15.0	Copertura sulla colotta
W [m]	15.0	Profondità sup. Anziconamica
h [m]	4.3	Altezza galleria
b [m]	5.3	Larghezza galleria
a [m]	1.5	Distanza fronte scavo rivestimento
S [m ²]	24.75	Area galleria di fronte
D _{eq} [m]	5.61	Diametro equivalente
h _{sc} [m ²]	13.2	Pressi di galleria non sostenute
q [kPa]	88	Stress verticale di P.C.

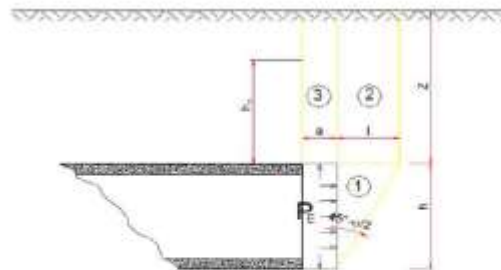


DATI GEOTECNICI CARATTERISTICI

γ_1 [kN/m ³]	25	Peso medio dell'unità di volume del terreno sopra la colotta (su h)
γ_2 [kN/m ³]	25	Peso medio dell'unità di volume del terreno da scavo (su h)
γ_3 [kN/m ³]	25	Peso medio dell'unità di volume del terreno sopra falde
γ_4 [kN/m ³]	25	Peso medio dell'unità di volume del terreno sotto falde
γ_w [kN/m ³]	0	Peso dell'unità di volume d'acqua
C_1 [kPa]	93.0	Valore medio delle coesioni al fronte (su h)
C_2 [kPa]	97.0	Valore medio delle coesioni delle colotte (su h)
C_{eq} [kPa]	97.0	Valore medio delle coesioni delle colotte a piano campagna
α_1 [°]	47	Valore medio dell'angolo d'attrito dei materiali presenti dall'arco rovescio a piano campagna
α [°]	47	Valore medio dell'angolo d'attrito dei materiali presenti dall'arco rovescio (su a h)

DATI GEOTECNICI DI PROGETTO

γ_{1p} [°]	1	Coefficiente parziale di riduzione del materiale
α_{1p} [°]	47	Valore medio dell'angolo d'attrito dei materiali presenti dall'arco rovescio a piano campagna di progetto
α_p [°]	47	Valore medio dell'angolo d'attrito dei materiali presenti dall'arco rovescio (su a h) di progetto
C_{1p} [kPa]	97	Valore medio delle coesioni al fronte (su h) di progetto
C_{2p} [kPa]	97	Valore medio delle coesioni delle colotte ad h) di progetto
k_1 [°]	0.27	Coefficiente di spinta a spaso (0.75 per gallerie profonde)
k_2 [°]	0.16	Coefficiente di spinta attiva (compreso tra 0.5 e 1)
k_3 [°]	0.44	Coefficiente di spinta passiva (secondo Rankine)
P_w [kPa]	0	Pressioni interstiziali in colotta



DATI PER IL CALCOLO DEL VOLUME DI TERRENO POTENZIALMENTE INSTABILE

σ_c [MPa]	492.50	Resistenza compressiva monassiale
f	1.269	
l [m]	1.77	
B [m]	9.05	
h_1 [m]	3.56	
$\tau_{c,1}$ [MPa]	201.91	Tensione media tangenziale per il canale 2
$\tau_{c,2}$ [MPa]	97.00	Tensione media tangenziale per il canale 3

VERIFICA SENZA INTERVENTI DI CONTENIMENTO

FSF [-]	1.57	Fattore di sicurezza al fronte per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il canale 1,2,3
FSF_1 [-]	1.56	Fattore di sicurezza al fronte per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il canale 2
FSF_{max} [-]	1.56	Fattore di sicurezza al fronte minimo

Verifica Non Sufficiente

F_{lim} [MPa]	81.05	Pressione equivalente che serve per raggiungere un fattore di sicurezza pari a 2 per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il canale 1,2,3
$F_{lim,1}$ [MPa]	81.75	Pressione equivalente che serve per raggiungere un fattore di sicurezza pari a 2 per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il canale 2
$F_{lim,max}$ [MPa]	81.75	Pressione equivalente da raggiungere per avere il fronte stabile

DATI PER IL CALCOLO DEL VOLUME DI TERRENO POTENZIALMENTE INSTABILE

σ_c [MPa]	492.50	Resistenza compressiva monassiale
f	1.269	
l [m]	1.77	
B [m]	9.05	
h_1 [m]	3.56	
$\tau_{c,1}$ [MPa]	201.91	Tensione media tangenziale per il canale 2
$\tau_{c,2}$ [MPa]	97.00	Tensione media tangenziale per il canale 3

VERIFICA SENZA INTERVENTI DI CONTENIMENTO

FSF [-]	1.57	Fattore di sicurezza al fronte per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il canale 1,2,3
FSF_1 [-]	1.56	Fattore di sicurezza al fronte per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il canale 2
FSF_{min} [-]	1.56	Fattore di sicurezza al fronte minimo

Verifica Non Sufficiente

F_{lim} [MPa]	81.05	Pressione equivalente che serve per raggiungere un fattore di sicurezza pari a 2 per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il canale 1,2,3
$F_{lim,1}$ [MPa]	81.75	Pressione equivalente che serve per raggiungere un fattore di sicurezza pari a 2 per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il canale 2
$F_{lim,max}$ [MPa]	81.75	Pressione equivalente da raggiungere per avere il fronte stabile

A_{lim} [m]	0.79	Massima larghezza non asportabile
---------------	------	-----------------------------------

V_{-200} [-] Massimo distanza non asportata non sufficiente

CHIODATURE AL FRONTE ED AL CAVO IN YTR O ACCIAIO

Metodo 1

	Fronte	Carena	
Tipi	YTR	Acciaio	Per Estere Acciaio e YTR
n_{ch}	5	5	Numero di barre
d_{ch} [mm]	125	45	Dimensione della perforazione
d_{ch} [mm]	40	37	Dimensione della barra
A_{ch} [m ²]	0.0013	0.0011	Area trasversale delle barre
A_{ch} [m ²]	0.25	0.25	Area rettilinea delle barre
l_{ch} [m]	33	25	Lunghezza utile
l_{ch} [m]	14.00	7.00	Lunghezza totale
$n_{ch,1}$ [MPa]	780	547.6	Tensione caratteristica e snervamento barre
$n_{ch,1}$ [-]	1.00	1.00	Coefficiente di riduzione della resistenza delle barre
$n_{ch,2}$ [MPa]	723.8	159.8	Tensione di progetto a snervamento barre
$\tau_{ch,1}$ [MPa]	36		Tensione tangenziale limite snervamento
$\tau_{ch,2}$ [MPa]	490		Tensione tangenziale limite piano-barre
f_s [-]	0.67	0.67	Efficienza della lunghezza utile

Metodo 2 (Solo Eccentrico)

	YTR	
Tipi	YTR	
n_{ch}	0	Numero di barre
d_{ch} [mm]	125	Dimensione della perforazione
d_{ch} [mm]	40	Dimensione della barra
d_c [mm]	399.8	Dimensione della perforazione
A_{ch} [m ²]	0.0013	Area trasversale delle barre
A_{ch} [m ²]	0.26	Area rettilinea delle barre
l_{ch} [m]	6	Lunghezza utile
l_{ch} [m]	0.90	Lunghezza totale
$n_{ch,1}$ [MPa]	780	Tensione caratteristica e snervamento barre
$n_{ch,1}$ [-]	1.00	Coefficiente di riduzione della resistenza delle barre
$n_{ch,2}$ [MPa]	723.8	Tensione di progetto a snervamento barre
$\tau_{ch,1}$ [MPa]	36	Tensione tangenziale limite snervamento
f_s [-]	0.0	Efficienza della lunghezza utile

Omografia di dati in acciaio

	Carena	
n_{ch}	20	Numero Poli
d_{ch} [mm]	45	Dimensione Poli
d_{ch} [mm]	101.6	Dimensione Poli
l_{ch} [m]	7.5	Lunghezza Poli
D_{ch} [mm]	1.80	Dimensione Traslazione
θ_{ch} [°]	0	Inclinazione Traslazione
θ_{ch} [°]	340	Angolo (in senso del poligono)
β [m]	1.13	Spessore traliccio
A_{ch} [m ²]	0.163	Area occupata dai raccordi
f_s [MPa]	375	Tensione caratteristica e snervamento integrale
$n_{ch,1}$ [-]	1.00	Coefficiente di riduzione della resistenza del polo
f_s [MPa]	261.9	Tensione di progetto a snervamento integrale
$A_{ch,max}$ [m ²]	0.18	Area occupata dal sistema

P_{10} [kPa]	0.0	91.1	Pressione equivalente dovuta alla saturazione e al carico delle barre	σ_{112} [kPa]	11.1	Pressione equivalente dovuta alle differenze stabilimento	σ_{11} [kPa]	1171.9	Incremento di carichi equivalenti del trattamento
P_{10} [kPa]	0.0	AVV/COR1	Pressione equivalente dovuta alle differenze stabilimento	σ_{113} [kPa]	11.1	Pressione equivalente dovuta alle differenze stabilimento	σ_{12} [kPa]	7307.41	Tensione media tangenziale per il cono 2 con trattamento interrato
P_{10} [kPa]	0.0	AVV/COR2	Pressione equivalente dovuta alle differenze stabilimento	σ_{114} [kPa]	11.1	Pressione equivalente dovuta alle differenze stabilimento	σ_{13} [kPa]	2546.51	Tensione media tangenziale per il cono 3 con trattamento interrato
P_{10} [kPa]	0.0	91.1	Pressione equivalente di calcolo	P_{10} [kPa]	11.1	Pressione equivalente di calcolo	$P_{10,10}$ [kPa]	119.05	Pressione equivalente del trattamento interrato per il meccanismo di collasso che coinvolge il cono 1,2,3
P_{10} [kPa]	91.1	91.1	Pressione equivalente di calcolo (Prest+Calcolo)	σ_{115} [kPa]	11.1	Incremento di carichi equivalenti per effetto del trattamento	$P_{10,10,10}$ [kPa]	346.19	Pressione equivalente del trattamento interrato per il meccanismo di collasso che coinvolge il cono 2

Tipo Metodo: **1** Per azioni secondo 1 e 7
 DIMENSIONALITÀ: **NO** Per azioni secondo 1 e 7
 Presenza Falso: **91.1** Pressione equivalente del trattamento P10

VERIFICA CON INTERVENTI DI CONTENIMENTO

$P_{stab,10}$ [kPa]	81.05	Pressione equivalente che serve per raggiungere un fattore di sicurezza pari a 2 per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il cono 1,2,3
$P_{stab,3}$ [kPa]	81.75	Pressione equivalente che serve per raggiungere un fattore di sicurezza pari a 2 per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il cono 3
$P_{stab,10}$ [kPa]	95.26	Pressione stabilizzante dell'intervento per il meccanismo di collasso che coinvolge il cono 1,2,3
$P_{stab,10}$ [kPa]	95.26	Pressione stabilizzante dell'intervento per il meccanismo di collasso che coinvolge il cono 3

Entrambe le Verifiche Soddisfatte

Sez. Medium Copertura=55m

METODO DI TAMEZ E CORNEJO

SEZ: Galleria Salsano C+S5m (Copertura Massima)

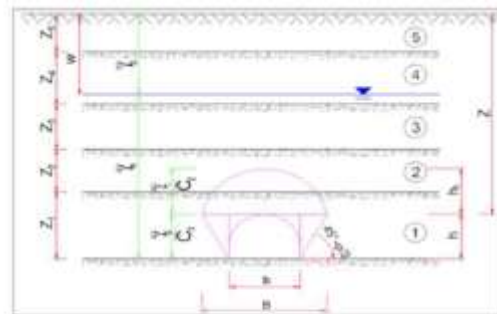
TIPO DI GALLERIA

Galleria Profonda 8D>Z

Tipo Terreno	Torrenso
Presenza Faldo	NO
γ_s [kN/m ³]	16
W [m]	0

DATI GEOMETRICI

Z [m]	55.0	Copertura sulla calotta
W [m]	55.0	Profondità sup. Anzometria
h [m]	4.3	Altezza galleria
b [m]	5.5	Larghezza galleria
a [m]	1.5	Distanza fronte scavo investimento
S [m ²]	24.75	Area galleria al fronte
D_{eq} [m]	5.61	Diámetro equivalente
S_{eq} [m ²]	13.2	Fascia di galleria non retentiva
q [kPa]	866	Sovraccarico di P.C.

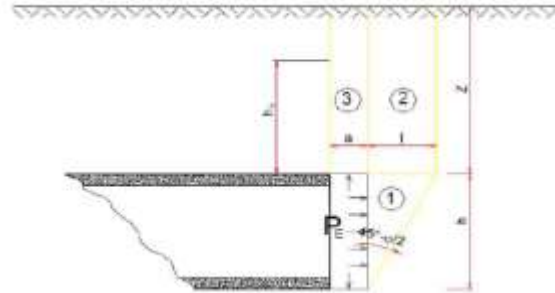


DATI GEOTECNICI CARATTERISTICI

γ_1 [kN/m ³]	25	Peso medio dell'unità di volume del terreno sopra la calotta (su h/1)
γ_2 [kN/m ³]	25	Peso medio dell'unità di volume del terreno da scavar (su h)
γ_3 [kN/m ³]	25	Peso medio dell'unità di volume del terreno sopra falda
γ_4 [kN/m ³]	25	Peso medio dell'unità di volume del terreno sotto falda
γ_w [kN/m ³]	0	Peso dell'unità di volume d'acqua
C_1 [kPa]	186,0	Valore medio della coesione al fronte (su h)
C_2 [kPa]	186,0	Valore medio della coesione dalla calotta ad h/1
C_{3a} [kPa]	186,0	Valore medio della coesione dalla calotta a pieno compagno
ϕ_{int} [°]	30	Valore medio dell'angolo d'attrito dei materiali presenti dall'arco rovescio e pieno compagno
ϕ [°]	30	Valore medio dell'angolo d'attrito dei materiali presenti dall'arco rovescio (su a/h)

DATI GEOTECNICI DI PROGETTO

γ_1 [kN/m ³]	25	Coefficiente parziale di riduzione del materiale
ϕ_{int} [°]	30	Valore medio dell'angolo d'attrito dei materiali presenti dall'arco rovescio e pieno compagno di progetto
ϕ_0 [°]	30	Valore medio dell'angolo d'attrito dei materiali presenti dall'arco rovescio (su a/h) di progetto
C_{1a} [kPa]	186	Valore medio della coesione al fronte (su h) di progetto
C_{2a} [kPa]	186	Valore medio della coesione dalla calotta ad h/1 di progetto
k_0 [-]	0,75	Coefficiente di spinta a riposo (0,75 per galleggere profonde)
k_1 [-]	0,24	Coefficiente di spinta attivo (compreso tra 0,5 e 1)
k_2 [-]	4,20	Coefficiente di spinta passiva (secondo Rankine)
P_w [kPa]	0	Pressioni interstiziali in calotta



DATI PER IL CALCOLO DEL VOLUME DI TERRENO POTENZIALMENTE INSTABILE

α [kPa]	762,71	Resistenza compressiva nominale
γ	1,025	
l [m]	2,19	
B [m]	0,89	
h_1 [m]	4,82	
$\tau_{a,2}$ [kPa]	1121,54	Tensione media tangenziale per il cono 2
$\tau_{a,3}$ [kPa]	431,01	Tensione media tangenziale per il cono 3

VERIFICA SENZA INTERVENTI DI CONTENIMENTO

FSF_1 [-]	1,97	Fattore di sicurezza al fronte per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il cono 1,2,3
FSF_2 [-]	2,57	Fattore di sicurezza al fronte per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il cono 3
FSF_{int} [-]	1,97	Fattore di sicurezza al fronte interno

Verifica Non Sufficiente

P_{int} [kPa]	17,99	Pressione equivalente che serve per raggiungere un fattore di sicurezza pari a 2 per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il cono 1,2,3
P_{ext} [kPa]	-380,99	Pressione equivalente che serve per raggiungere un fattore di sicurezza pari a 2 per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il cono 2
$P_{est,stab}$ [kPa]	17,99	Pressione equivalente da raggiungere per avere il fronte stabile

k_{stab} [m]	1,59	Massima lunghezza non sostenuta
$V_{k,stab}$ [-]	Massima distanza non sostenuta insufficiente	

PARAMETRI DEL CONGOMENTAMENTO

Tipi intervento: **VTR** sul tronco VTR a JCT

CHIODATURE AL FRONTE ED AL CAVO IN VTR O ACCIAIO

Metodo 1

	Fronte	Corona	
Tipi	VTR	Acciaio	Filo Zavoio Acciaio a VTR
n_{barre}	8	5	Numero di barre
$d_{per} [mm]$	127	93	Diámetro della perforazione
$d_{barre} [mm]$	40	33	Diámetro delle barre
$A_{trav} [m^2]$	0,0013	0,0011	Area trasversale delle barre
$A_{eff} [m^2/m]$	3,23	3,76	Area efficace delle barre
$l_{tot} [m]$	15	5,5	Lunghezza totale
$l_{tot} [m]$	15,00	5,6	Lunghezza totale
$n_{barre} [MPa]$	560	160,4	Tensione caratteristica o smarrimento barre
$n_{barre} [I]$	3,05	3,08	Coefficiente di riduzione della resistenza delle barre
$n_{barre} [MPa]$	723,8	139,4	Tensione di progetto o smarrimento barre
$n_{barre} [kPa]$	80	-	Tensione tangenziale limite snella-torzione
$n_{barre} [kPa]$	400	-	Tensione tangenziale limite snella-torzione
$f_{s1} [I]$	0,67	0,62	Efficienza della lunghezza snella

Metodo 2 (Solo Fronte)

	Fronte	
Tipi	VTR	
n_{barre}	8	Numero di barre
$d_{per} [mm]$	127	Diámetro della perforazione
$d_{barre} [mm]$	40	Diámetro delle barre
$A_{trav} [m^2]$	0,0013	Area trasversale delle barre
$A_{eff} [m^2/m]$	3,23	Area efficace delle barre
$l_{tot} [m]$	15	Lunghezza totale
$n_{barre} [MPa]$	560	Tensione caratteristica o smarrimento barre
$n_{barre} [I]$	3,05	Coefficiente di riduzione della resistenza delle barre
$n_{barre} [MPa]$	723,8	Tensione di progetto o smarrimento barre
$n_{barre} [kPa]$	80	Tensione tangenziale limite snella-torzione
$f_{s1} [I]$	0,67	Efficienza della lunghezza snella

Controlli di qualità acciaio

	Corona	
n_{barre}	20	Numero Fili
$d_{per} [mm]$	9,4	Intervento Fili
$D_{per} [mm]$	19,04	Diámetro Fili
$l_{tot} [m]$	9,3	Lunghezza Fili
$D_{trav} [mm]$	140	Diámetro Trattamento
$n_{trav} [I]$	4	Induzione Trattamento
$\theta_{trav} [I]$	140	Angolo (in ordine del trattamento)
$\gamma [m]$	1,13	Spessore trattamento
$A_{trav} [m^2]$	0,162	Area occupata dai trattamenti
$f_{s1} [MPa]$	375	Tensione caratteristica o smarrimento microspinali
$n_{trav} [I]$	1,06	Coefficiente di riduzione della resistenza del filo
$f_{s1} [MPa]$	261,9	Tensione di progetto o smarrimento microspinali
$A_{trav} [m^2]$	8,18	Area occupata dal troncato

$f_{s1} [kPa]$	8,0	95,3	Pressione equivalente dovuta alle interazioni e trazione delle barre
$f_{s2} [kPa]$	8,0	95,3	Pressione equivalente dovuta alle deformazioni elastiche
$f_{s3} [kPa]$	8,0	95,3	Pressione equivalente dovuta alle deformazioni plastiche
$f_{s4} [kPa]$	8,0	95,3	Pressione equivalente di calcolo
$f_{s5} [kPa]$	8,0	95,3	Pressione equivalente di calcolo con riserva (Fiorini/Gianni)

$f_{s6} [kPa]$	22,5	Pressione equivalente dovuta alle deformazioni elastiche
$f_{s7} [kPa]$	31,4	Pressione equivalente dovuta alla resistenza e trazione delle barre
$f_{s8} [kPa]$	23,5	Pressione equivalente di calcolo
$f_{s9} [kPa]$	24,1	Incremento di tensione di barre per effetto di trattamento

$f_{s10} [kPa]$	2218,4	Incremento di tensione equivalente del trattamento
$f_{s11} [kPa]$	1148,18	Tensione media tangenziale per il caso 2 del trattamento acciaio
$f_{s12} [kPa]$	3456,45	Tensione media tangenziale per il caso 2 del trattamento acciaio
$f_{s13} [kPa]$	1122,21	Pressione equivalente del trattamento microspinali per il meccanismo di collasso che coinvolge il caso 1,2,3
$f_{s14} [kPa]$	1197,31	Pressione equivalente del trattamento microspinali per il meccanismo di collasso che coinvolge il caso 3

Tipi Metodo: **1** Per norme metodi 1 e 2
 DIMENSIONI: **NO** Per norme metodi 1 e 2
 Parametri: **95,3** Pressione equivalente del trattamento VTR

VERIFICA CON INTERVENTI DI CONTENIMENTO

$F_{limite} [kPa]$	17,99	Pressione equivalente che serve per raggiungere un fattore di sicurezza pari a 2 per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il caso 1,2,3
$F_{stabile} [kPa]$	-390,99	Pressione equivalente che serve per raggiungere un fattore di sicurezza pari a 2 per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il caso 3
$F_{limite} [kPa]$	95,26	Pressione stabilizzante dell'intervento per il meccanismo di collasso che coinvolge il caso 1,2,3
$F_{stabile} [kPa]$	95,26	Pressione stabilizzante dell'intervento per il meccanismo di collasso che coinvolge il caso 3

Entrambe le Verifiche Satisfattive

8.4.3 Verifica con il metodo delle curve caratteristiche

Non sono state eseguite analisi con il metodo delle curve caratteristiche in quanto i risultati in fase di diagnosi non evidenziano un comportamento di tipo stabile dell'ammasso roccioso.

8.4.4 Considerazioni conclusive

Le analisi di terapia condotte mostrano buoni fattori di sicurezza con la messa in opera degli interventi di progetto nel contesto geomeccanico di riferimento.

Si sottolinea che, viste le coperture prese in considerazione, andrà sempre previsto un adeguato sistema di controllo e monitoraggio dei prerivestimenti al fine di valutare i tassi di lavoro effettivi ed il mantenimento degli adeguati margini di sicurezza richiesti delle caratteristiche di resistenza dei materiali impiegati oltre che un campo prove per valutare l’efficacia degli interventi di consolidazione del terreno.

8.5 Verifiche con metodi numerici agli elementi finiti

Nei seguenti paragrafi verranno descritti i modelli di calcolo impiegati per il dimensionamento dei rivestimenti di prima fase e definitivo. In particolare, è stata svolta la sola analisi numerica per la sezione di tipo “*Medium*” per alti valori di copertura (per massimizzare le sollecitazioni).

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

Analisi	Sezione	Formazione	Cop [m]
I	Medium	MAI	55

8.5.1 Condizioni idrogeologiche

La relazione geologica indica che nella zona in esame l’opera non interferisce con la falda sotterranea.

8.5.2 Modellazione dell’ammasso, dei terreni e degli elementi strutturali

Parametri geotecnici dell’ammasso e del terreno

Il modello adottato per l’ammasso e per i terreni è quello di Mohr-Coulomb (linearizzato agli intervalli di interesse); nel seguito verranno riportati i parametri di calcolo adottati.

Stratigrafia di calcolo		C	ν	c'_k	φ'_k	Cu_k	E	k_0
Formazione	Profondità del P.C.							
[-]	[m]	[m]	[kN/m ²]	[kPa]	[°]	[kPa]	[Mpa]	[-]
MAI	>0	55	25	186	38	-	1485	0.5-1.0-1.5

Per l’unità (MAI) è stata effettuata un’analisi parametrica considerando $K_0=0.5 - 1.0 - 1.5$.

Modellazione rivestimenti preliminari e definitivi

Il rivestimento definitivo è stato modellato come un materiale elastico lineare. Questo modello rappresenta la legge di Hooke dell’elasticità isotropa lineare e richiede due parametri di rigidità elastici, che sono il modulo di Young E, ed il coefficiente di Poisson ν , pari a $E=33643$ MPa e $\nu=0.2$.

Per quanto riguarda i rivestimenti di prima fase si è provveduto ad omogenizzare le centine e lo spritz – beton secondo la formulazione proposta nei paragrafi precedenti.

Di seguito è riportato un quadro sinottico delle caratteristiche dei rivestimenti per le diverse sezioni analizzate:

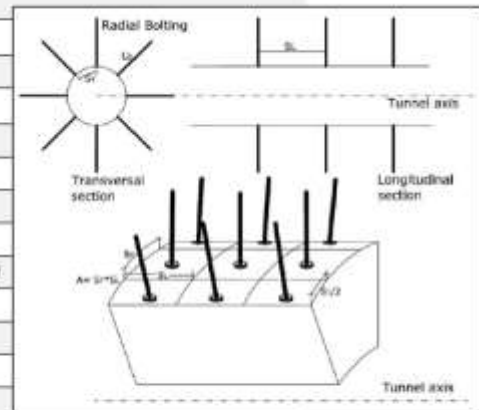
Sezione	CLS Spritz Beton	E_{SPRITZ} [GPa]	S_{SPRITZ} [cm]	Profilo centine	Acciaio	Passo centine [m]	N_{CEN}	E_{CEN} [GPa]	E_{omog} [GPa]	s_{omog} [cm]
Medium	25/30	10.4	25	HEA160	S355	1.5	I	210	12.6	25

Modellazione delle chiodature

Per tener conto delle chiodature in calotta si sono modellati degli elementi tipo "Truss". Di seguito è riportato il predimensionamento delle chiodature secondo le indicazioni fornite da *Osgui & Unal [2009]*:

DATI

Cop	55.0	m	Copertura
A	25.0	m²	Area della sezione da scavare
r_{eq}	2.8	m	Raggio equivalente della sezione
γ	25.0	kN/m³	Peso per unità di volume dell'ammasso roccioso
σ_d	56.9	MPa	Resistenza a compressione uniaassiale materiale roccioso
σ_{cm}	0.760	MPa	Resistenza a compressione uniaassiale ammasso roccioso
GSI	35	-	Geological Strenght Index
φ	49	°	Angolo di resistenza a taglio Ammasso Roccioso
k_φ	7.2	-	Inclinazione del criterio di resistenza sul piano principale delle tensioni
k₀	1	-	Coefficiente di spinta a riposo
D	0.7	-	Fattore di disturbo dovuta alla tecnica di scavo
C_s	1.1	-	Fattore di correlazione delle tensioni
P₀	1446	kPa	Pressione isotropa in situ
σ_{cm} / P₀	0.526	-	Rapporto resistenza stato tensionale in situ
S_φ	1	-	Fattore correttivo per rocce spingenti
S_r	0.8	-	Fattore di caduta di resistenza
σ_{cr}	45.5	MPa	Resistenza a compressione uniaassiale materiale roccioso di post-picco



DATI CHIODATURE

d	38.0	mm	Diametro della chiodatura
C _D	220.0	kN	Carico di svernamento del chiodo
λ	0.6	-	Coefficiente di attrito laterale Malta/Terreno

RISULTATI

k _p [*]	8.0	-	Inclinazione del criterio di resistenza sul piano principale delle tensioni modificato per effetto della chiodatura
C ₀ [*]	0.852	kPa	Resistenza a compressione uniaassiale materiale roccioso modificata per effetto della chiodatura
φ [*]	51.1	°	Angolo di resistenza a taglio Ammasso Roccioso modificato per effetto della chiodatura
h	5.3	m	Altezza blocco instabile
P	0.13	MPa	Pressione del blocco instabile
β	0.12	-	Coefficiente di densità dei chiodi
S _s	1.29	m	Spaziatura minima dei chiodi
S _L	1.25	m	Spaziatura Longitudinale
S _T	1.50	m	Spaziatura Trasversale
r _{pb} [*]	3.40	m	Raggio plastico derivante dall'analisi Convergenza/Confinamento con i parametri di resistenza modificati
a	0.50	-	Compreso tra 0.5 e 0.75
L ₀	1.2	m	Lunghezza minima dei chiodi
L _{li}	3.0	m	Lunghezza dei chiodi adottata

Si è scelto di utilizzare delle chiodature di tipo "Swellex MN24" con passo trasversale di 1.25m, passo longitudinale di 1.5m di lunghezza 3m.

8.5.3 Modelli di calcolo

8.5.3.1 Sezione tipo Medium

Nella tabella seguente si riassumono i dati di input che caratterizzano la sezione geotecnica utilizzata per le analisi numeriche della sezione.

Stratigrafia di calcolo		C	γ	c' _h	φ' _h	C _{u_h}	E	k ₀
Formazione	Profondità del P.C.							
[-]	[m]	[m]	[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[kPa]	[Mpa]	[-]
MAI	>0	55	25	186	38	-	1485	0.5-1.0-1.5

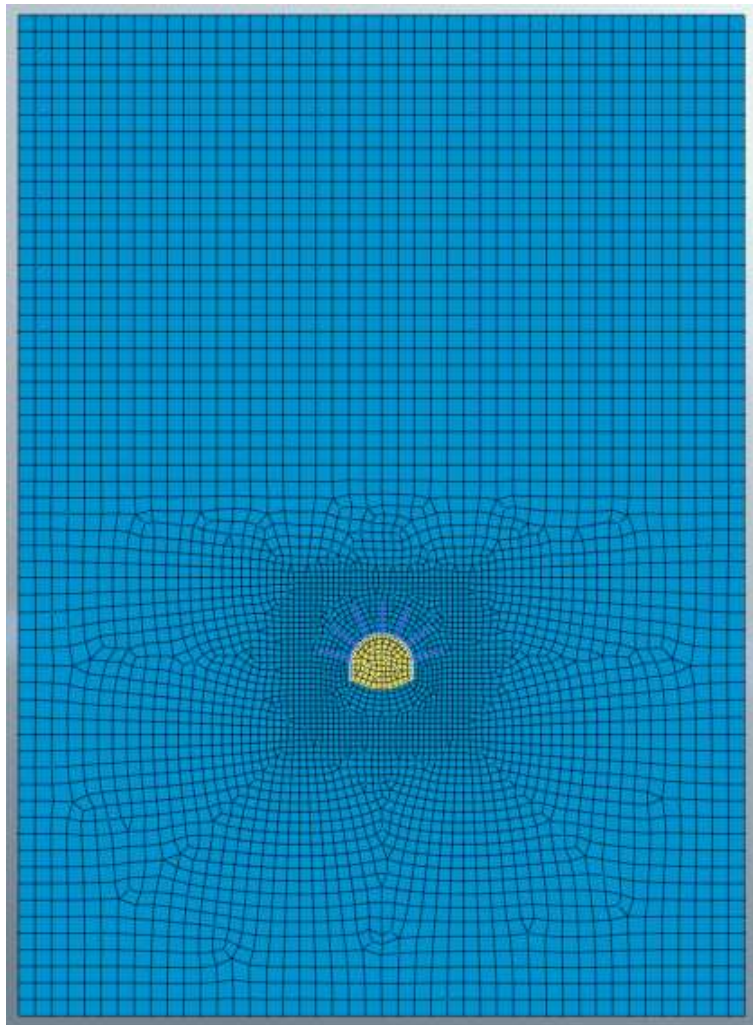


Figura 8.9 – Mesh di calcolo

Fasi e percentuali di rilascio

I tassi di deconfinamento sono stati calcolati mediante analisi assialsimmetrica e curva caratteristica numerica.

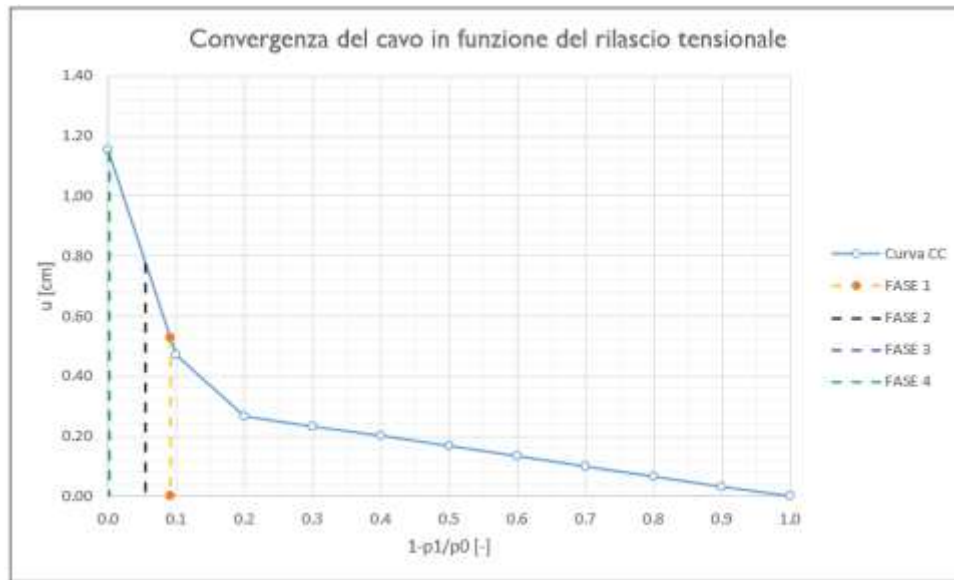


Figura 8.10 – Curva caratteristica di convergenza numerica

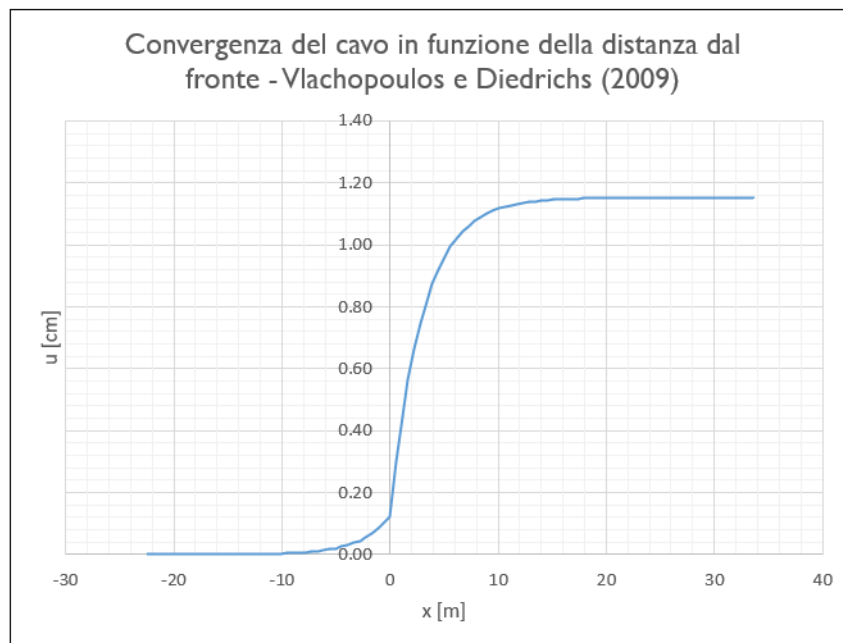


Figura 8.11 – Spostamenti radiali in funzione della distanza dal fronte

Nella tabella successiva è schematizzata la successione delle fasi di calcolo nelle quali è articolata l’analisi di interazione opera-terreno.

TABELLA DELLE FASI					
FASE	INTERVENTO	Distanza di installazione dal fronte [m]	u_{conv} [cm]	λ [-]	Rilascio [%]
FASE 1	Installazione Chiodature	1.5	0.53	0.092	91%
FASE 2	Installazione rivestimento di prima fase	3	0.77	0.056	94%
FASE 3	Installazione arco rovescio	15	1.15	0.001	100%
FASE 4	Installazione murette più calotta	15	1.15	0.001	100%
FASE 5	Lungo Termine	-	-	0.000	100%
FASE 6	Condizioni sismiche	-	-	0.000	100%

Sismicità dell’area e definizione della modalità di simulazione del carico sismico

Per la galleria naturale si definisce una vita nominale VN pari a 100 anni e una classe d’uso IV a cui corrisponde il coefficiente Cu pari a 2.0 (§ 2.4.2, DM 14/01/2018). Di conseguenza il periodo di riferimento per la definizione dell’azione sismica risulta pari a VR = VN × Cu = 200.0 anni.

Con riferimento alla probabilità di superamento dell’azione sismica, PVR, attribuita allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV), nel periodo VR dell’opera in progetto, si determina il periodo di ritorno TR del sisma di progetto. Sulla base delle coordinate geografiche del sito e del tempo di ritorno del sisma di progetto, TR, si ricavano i parametri che caratterizzano il sisma di progetto relativo al sito di riferimento, rigido ed orizzontale (Tabella 1 dell’allegato B del D.M. 17/01/2018):

- a_g : accelerazione orizzontale massima
- F_o : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- T^*_c : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per tenere conto dei fattori locali del sito, l’accelerazione orizzontale massima attesa al sito è valutata con la relazione (DM 17/01/2018):

$$a_{\max} = S_s \cdot S_T \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)$$

dove:

- a_g è l’accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

- S_s è il fattore di amplificazione stratigrafica del terreno, funzione della categoria del sottosuolo di fondazione e dei parametri sismici F_0 e a_g/g (Tabella 3.2.V del D.M. 17/01/2018);
- S_T è il fattore di amplificazione che tiene conto delle condizioni topografiche, il cui valore dipende dalla categoria topografica e dall’ubicazione dell’opera (Tabella 3.2.VI del D.M. 17/01/2008).

I valori delle grandezze necessarie per la definizione dell’azione sismica per le opere sono riassunti nella seguente tabella:

Coord. Geografiche	Long. 12.744030 Lat. 42.25920
Stato Limite	SLV
T_R	1898 Anni
a_g/g	0.237
F_0	2.499
Cat. Sotto Suolo	A
S_s	I
Cat. Topografica	TI
S_T	I
a_{Max}/g	0.237

La valutazione della condizione sismica è stata effettuata attraverso un’analisi pseudostatica applicando delle forze d’inerzia pari al rapporto $k_h=a_{Max}/g$ all’intero modello FEM.

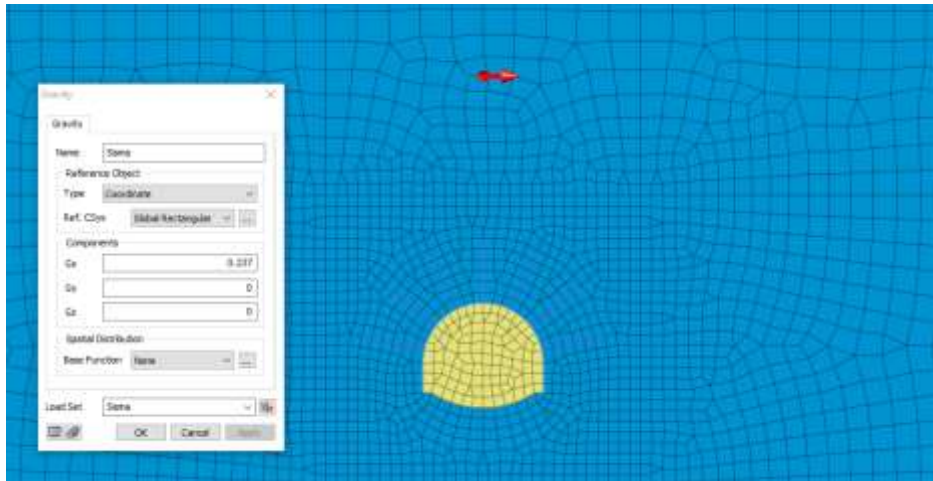


Figura 8.12 – Mesh di calcolo

8.6 Risultati delle analisi numeriche e verifiche

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

8.6.1 Modalità di verifica

8.6.1.1 Verifiche del rivestimento di prima fase

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

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

Secondo la normativa adottata, le verifiche sono soddisfatte se:

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

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

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

La verifica verrà quindi fatta valutando che la τ dovuta all’azione di taglio sia inferiore al valore ammissibile.

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

8.6.1.2 Verifiche degli infilaggi

In condizioni di scarse coperture 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.

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

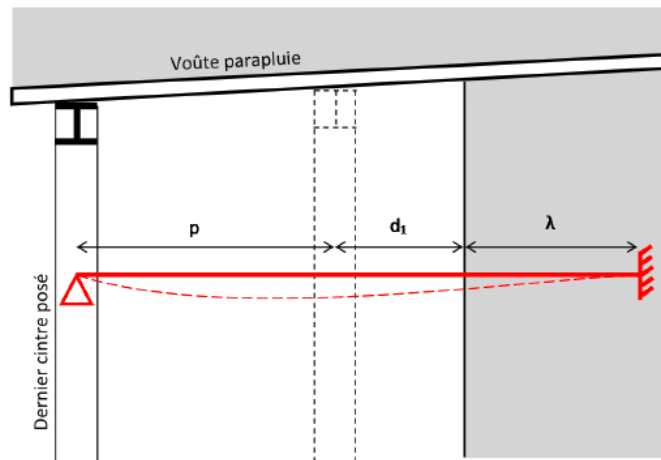


Figura 8.13 – Schema statico considerato per la verifica degli infilaggi

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.

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:

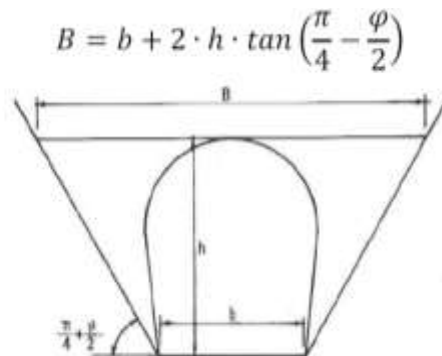


Figura 8.14 – Schema per il calcolo della pressione

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.

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. Successivamente sono state condotte le seguenti verifiche:

SLU

- Per la verifica a flessione: $M_{ed} < M_{rd}$

$$\frac{\tau_{Ed}}{f_y / (\sqrt{3} \gamma_{M0})} \leq 1,0$$

- Per la verifica a taglio:

SLE

$$\sigma_s < 0.8 f_{yk}$$

8.6.1.3 Verifiche del rivestimento definitivo in calcestruzzo armato

I rivestimenti definitivi della galleria naturale sono realizzati in calcestruzzo armato ordinario, con conglomerato cementizio di classe $R_{ck}=30$ MPa e barre di tipo B450 C ad aderenza migliorata. Le verifiche a pressoflessione e a taglio vengono svolte utilizzando le sollecitazioni ricavate dai beam inseriti in corrispondenza della mezzeria della struttura.

4.1.2.3.4.2 Verifiche di resistenza e duttilità

Con riferimento alla sezione pressoinflessa, rappresentata in Fig. 4.1.4, la capacità, in termini di resistenza e duttilità, si determina in base alle ipotesi di calcolo e ai modelli σ - ϵ di cui al § 4.1.2.1.2.

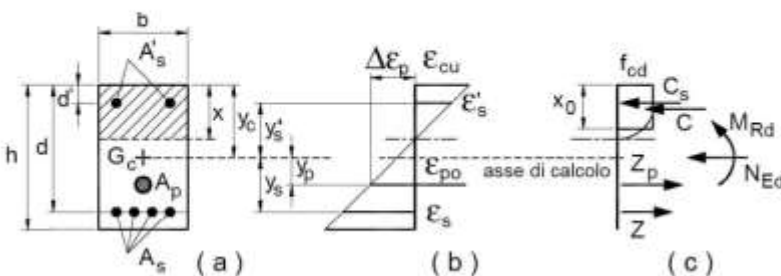


Fig. 4.1.4 – Sezione pressoinflessa

Le verifiche si eseguono confrontando la capacità, espressa in termini di resistenza e, quando richiesto al § 7.4 delle presenti norme, di duttilità, con la corrispondente domanda, secondo le relazioni:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed} \quad [4.1.18a]$$

$$\mu_{\phi} = \mu_{\phi}(N_{Ed}) \geq \mu_{Ed} \quad [4.1.18b]$$

dove

M_{Rd} è il valore di progetto del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ;

N_{Ed} è il valore di progetto dello sforzo normale sollecitante;

M_{Ed} è il valore di progetto del momento di domanda;

μ_{ϕ} è il valore di progetto della duttilità di curvatura corrispondente a N_{Ed} ;

μ_{Ed} è la domanda in termini di duttilità di curvatura.

4.1.2.3.5.1 Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

Se, sulla base del calcolo, non è richiesta armatura al taglio, è comunque necessario disporre un’armatura minima secondo quanto previsto al punto 4.1.6.1.1. E’ consentito omettere tale armatura minima in elementi quali solai, piastre e membrature a comportamento analogo, purché sia garantita una ripartizione trasversale dei carichi.

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad [4.1.22]$$

dove V_{Ed} è il valore di progetto dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all’elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \right\} \quad [4.1.23]$$

con

f_{ck} espresso in MPa

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove

d è l’altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa ($\leq 0,02$) che si estende per non meno di $(l_{bd} + d)$ oltre la sezione considerata, dove l_{bd} è la lunghezza di ancoraggio;

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ [MPa] è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{ctd}$);

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

Nel caso di elementi in calcestruzzo armato precompresso disposti in semplice appoggio, nelle zone non fessurate da momento flettente (con tensioni di trazione non superiori a f_{ctd}) la resistenza di progetto può valutarsi, in via semplificativa, con la formula:

$$V_{Rd} = 0,7 \cdot b_w \cdot d (f_{ctd}^2 + \sigma_{cp} \cdot f_{ctd})^{1/2} \quad [4.1.24]$$

In presenza di significativi sforzi di trazione, la resistenza a taglio del calcestruzzo è da considerarsi nulla e, in tal caso, non è possibile adottare elementi sprovvisti di armatura trasversale.

Le armature longitudinali, oltre ad assorbire gli sforzi conseguenti alle sollecitazioni di flessione, devono assorbire quelli provocati dal taglio dovuti all’inclinazione delle fessure rispetto all’asse della trave, inclinazione assunta pari a 45° . In particolare, in corrispondenza degli appoggi, le armature longitudinali devono assorbire uno sforzo pari al taglio sull’appoggio.

8.6.2 Sezione Tipo Medium (Copertura 55m)

8.6.2.1 Analisi deformativa

I risultati più significativi ottenuti dalla presente analisi sono riassunti nelle tabelle contenute nel presente paragrafo. Il modello ha indicato spostamenti con deformazioni del cavo in lungo termine di circa 3.0 cm ($k_0=1.5$).

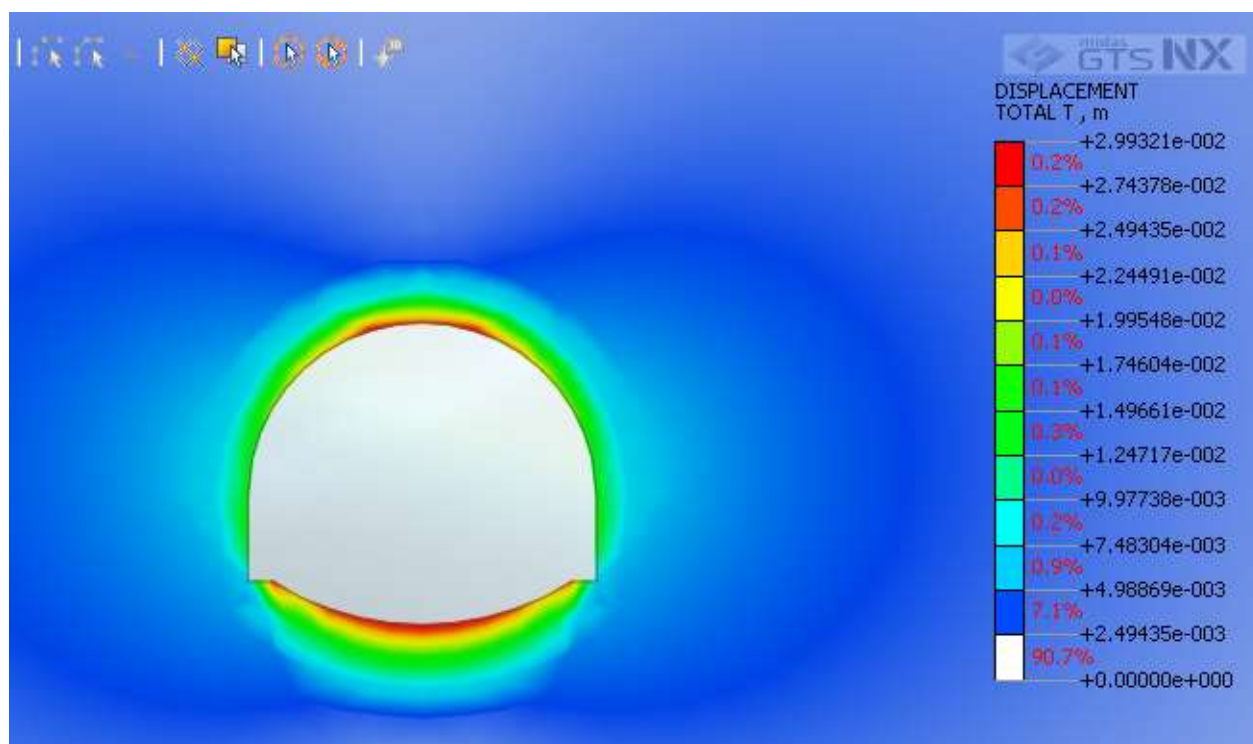


Figura 8.15 – Deformata Stage Finale Statico ($k_0=1.5$)

Nel corso della simulazione delle fasi esecutive della galleria naturale prima di realizzare le chiodature, si osservano fenomeni di plasticizzazione più o meno estesi

al contorno. Di seguito sono riportate alcune immagini che mostrano lo stato di plasticizzazione del terreno al passare delle fasi:

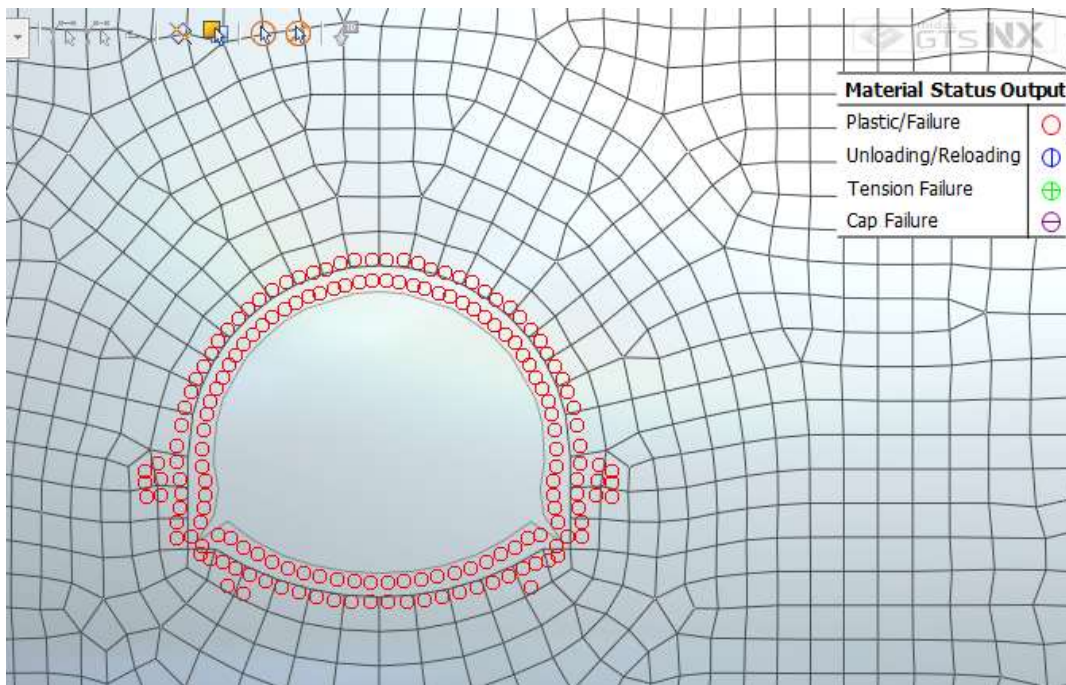


Figura 8.16 – Zone plasticizzate (Scavo del cavo)

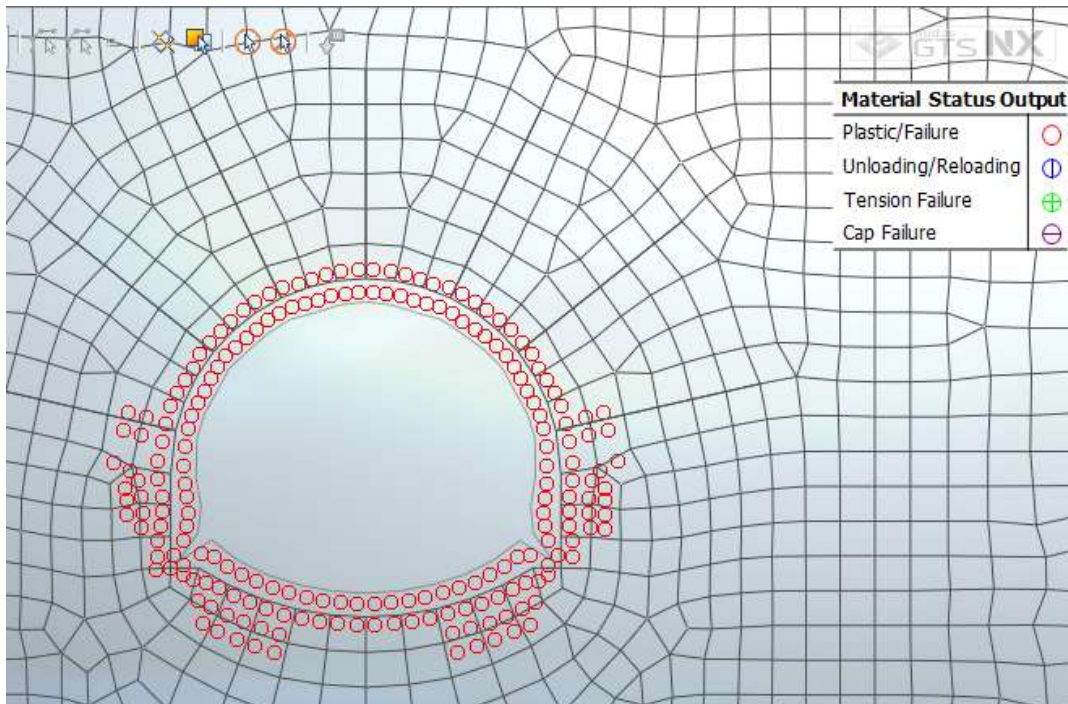


Figura 8.17 – Zone plasticizzate (Attivazione chiodature)

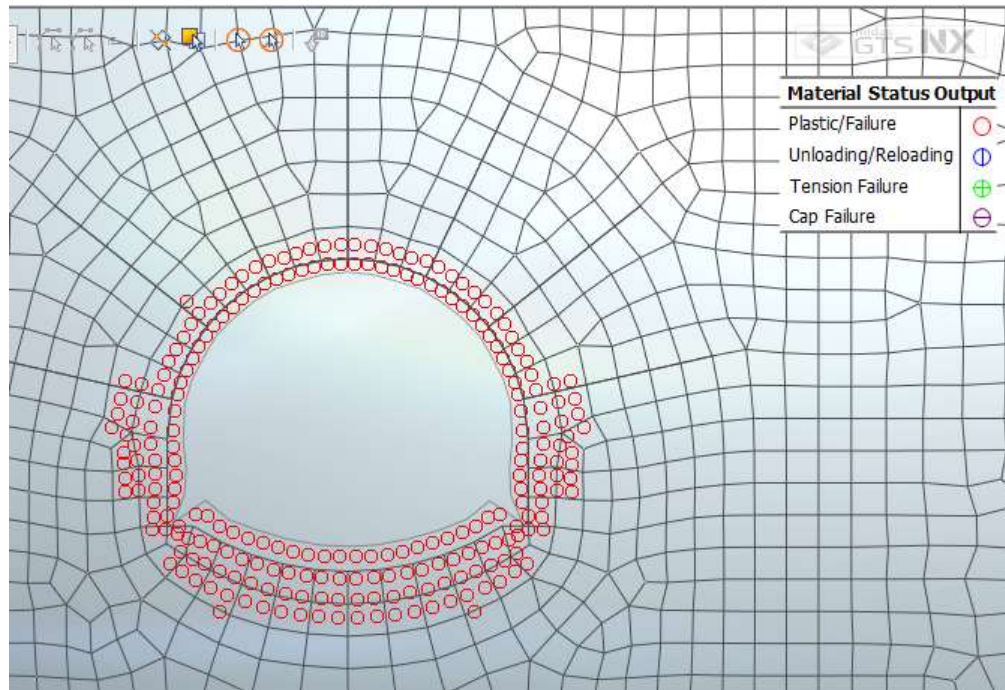


Figura 8.18 – Zone plasticizzate (Attivazione riv. provvisorio)

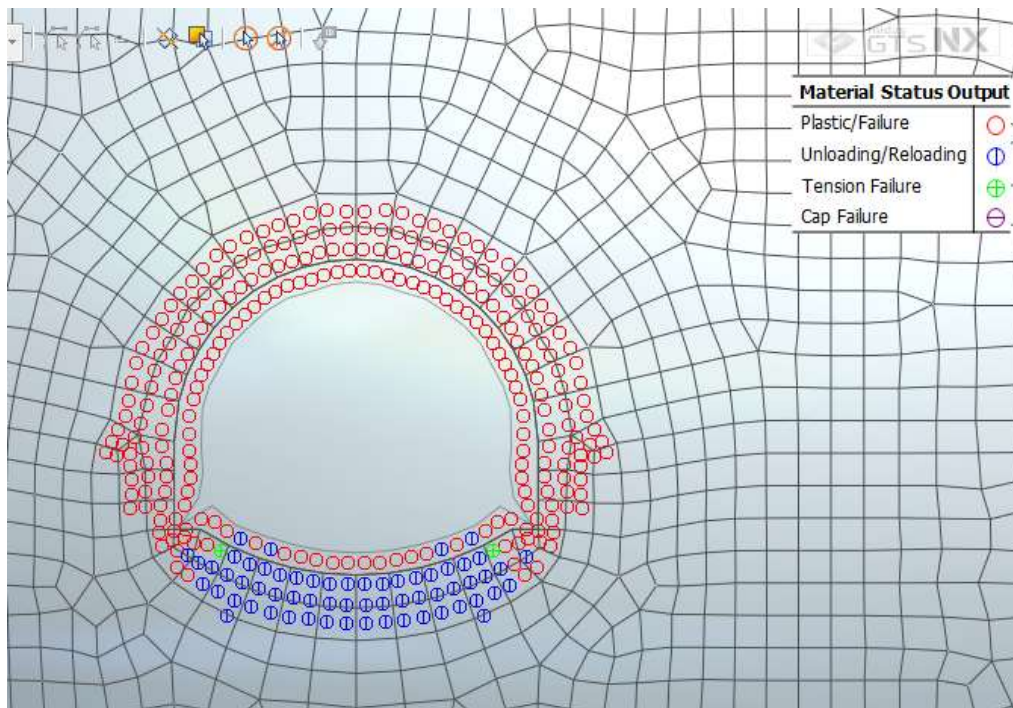


Figura 8.19 – Zone plasticizzate (Attivazione riv. definitivo)

Per quanto riguarda il prerivestimento, la convergenza totale media rilevata è di circa un centimetro. Anche il rivestimento definitivo è caratterizzato da spostamenti nell’ordine del centimetro.

SEZIONE	u [cm] $k_0=0.5$	u [cm] $k_0=1.0$	u [cm] $k_0=1.5$
Chiave Calotta (S_v)	0.7	1	2.7
Testa Piedritti (S_h)	1.3	1.2	1.4
Chiave Arco Rov. (S_v)	0.7	0.9	2.9

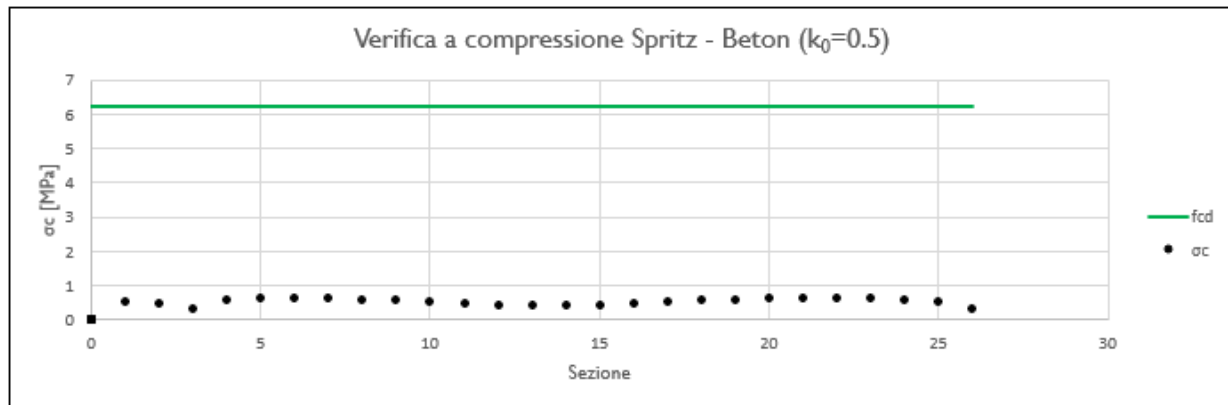
8.6.2.2 Analisi tensionale e delle sollecitazioni

Rivestimento di Prima Fase

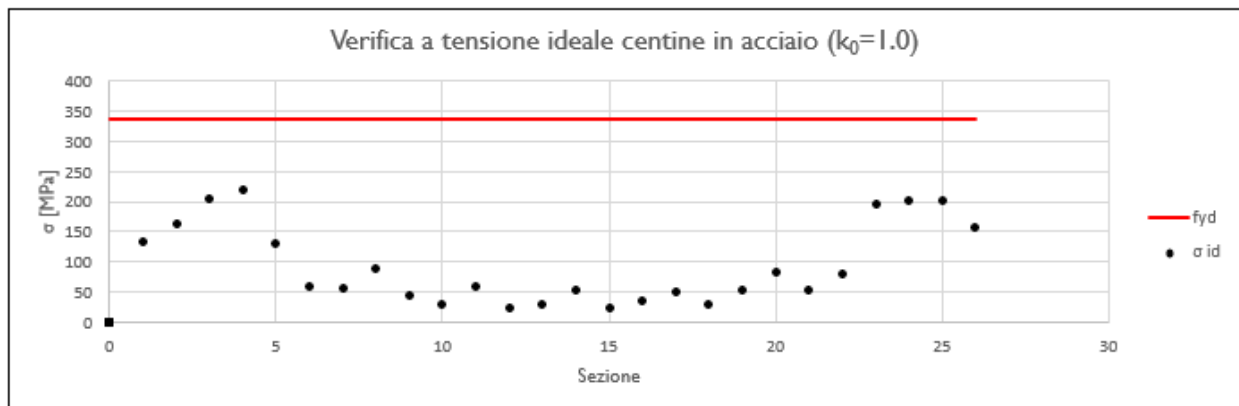
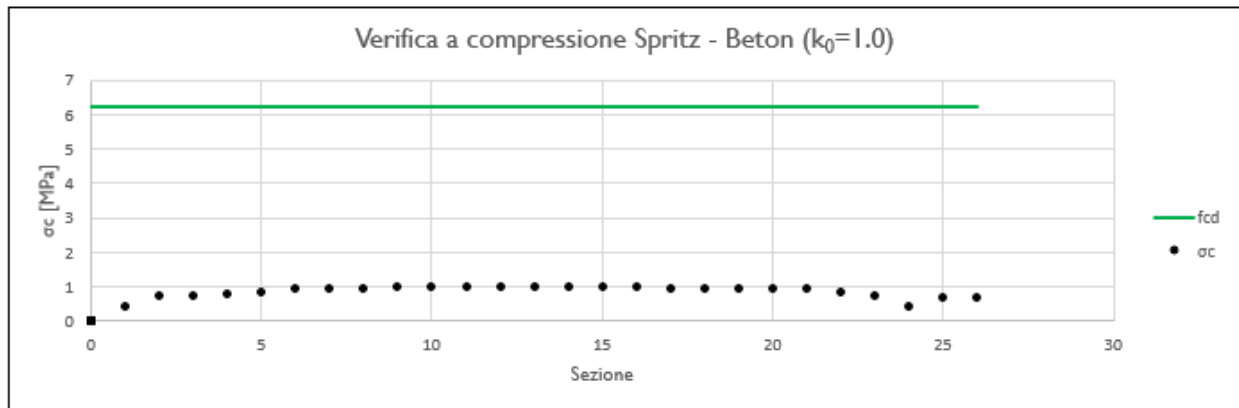
I rivestimenti di prima fase utilizzati sono descritti nella seguente tabella:

Sezione	CLS Spritz Beton	E _{SPRITZ} [GPa]	s _{SPRITZ} [cm]	Profilo centine	Acciaio	Passo centine [m]	N _{CEN}	E _{CEN} [GPa]	W _{CEN} [cm ⁴]	A _{CEN} [cm ²]
Medium	25/30	10.4	25	HEA160	S355	1.5	I	210	220.1	38.77

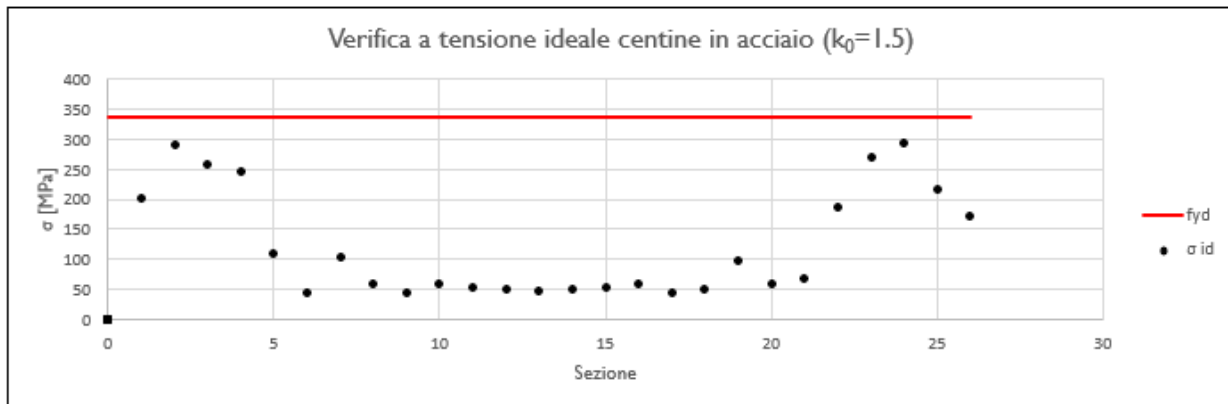
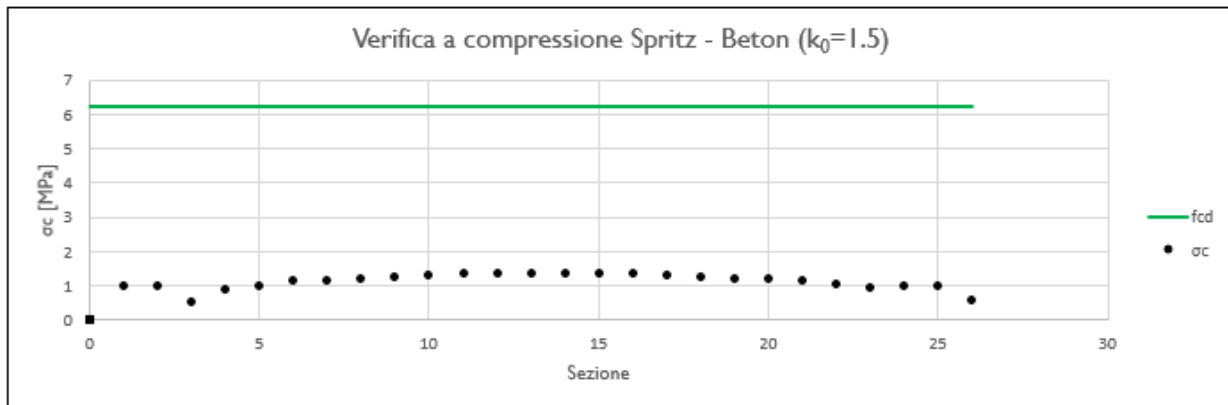
Nella tabella sottostante viene riportato lo stato tensionale sia sulle ali delle centine che sullo spritz beton unicamente le condizioni più gravose in base a quanto valutato nei vari step di calcolo.



K_0	$N_{calcolo}$ [kN]	$M_{calcolo}$ [kNm]	$T_{calcolo}$ [kN]	$\sigma_{d,Spritz\ Beton}$ [MPa]	$\sigma_{d,Centine}$ [MPa]	$\tau_{d,Centine}$ [MPa]	$\sigma_{id,Centine}$ [MPa]
0.5	-146.7	8.6	24.7	0.6	68.8	40.6	127.8



K_0	N_{calcolo} [kN]	M_{calcolo} [kNm]	T_{calcolo} [kN]	$\sigma_{d,\text{Spritz Beton}}$ [MPa]	$\sigma_{d,\text{Centine}}$ [MPa]	$T_{d,\text{Centine}}$ [MPa]	$\sigma_{id,\text{Centine}}$ [MPa]
1.0	-181.0	15.6	42.2	0.8	118.1	69.5	219.2



K_0	N_{calcolo} [kN]	M_{calcolo} [kNm]	T_{calcolo} [kN]	$\sigma_{d,\text{Spritz Beton}}$ [MPa]	$\sigma_{d,\text{Centine}}$ [MPa]	$\tau_{d,\text{Centine}}$ [MPa]	$\sigma_{id,\text{Centine}}$ [MPa]
1.5	-237.8	29.4	24.3	1.0	216.0	40.0	295.0

Tutte le verifiche sono soddisfatte in quanto la tensione limite dello Spritz-Beton (6.64 Mpa) e dell'acciaio (338.1 Mpa) risultano superiori a quelle di calcolo.

Di seguito è riportata un'immagine per $k_0=0.5$ delle sollecitazioni sul rivestimento provvisorio derivante dal modello FEM.

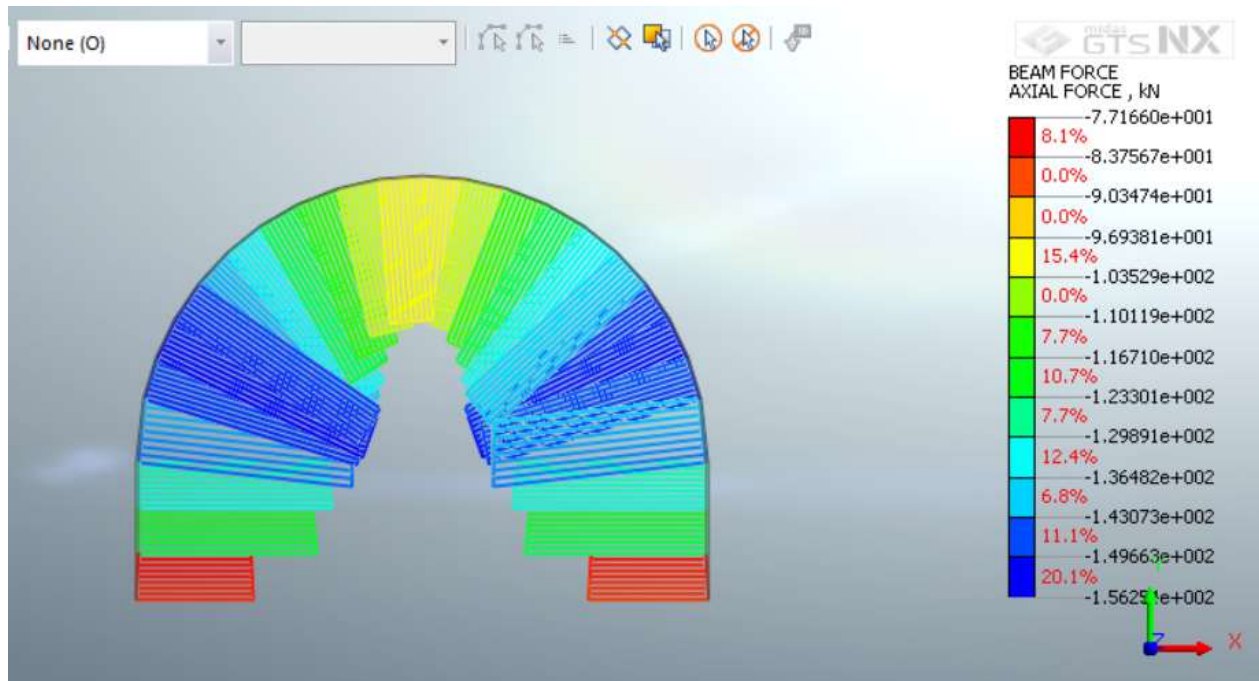


Figura 8.20 – Sforzo assiale

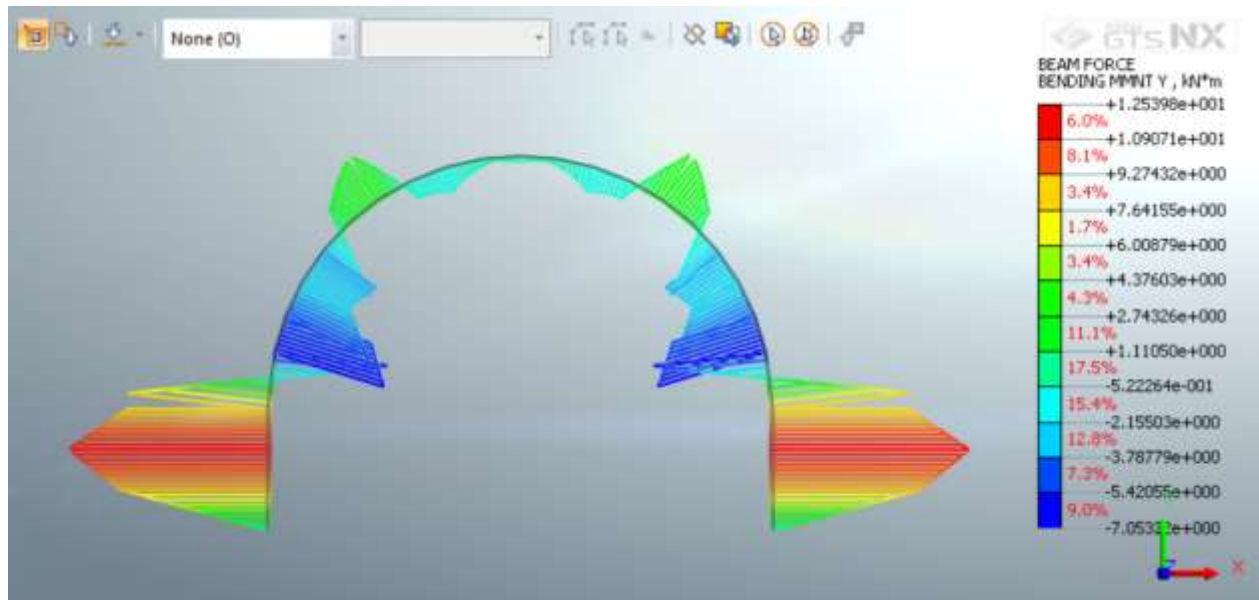


Figura 8.21 – Momento Flettente

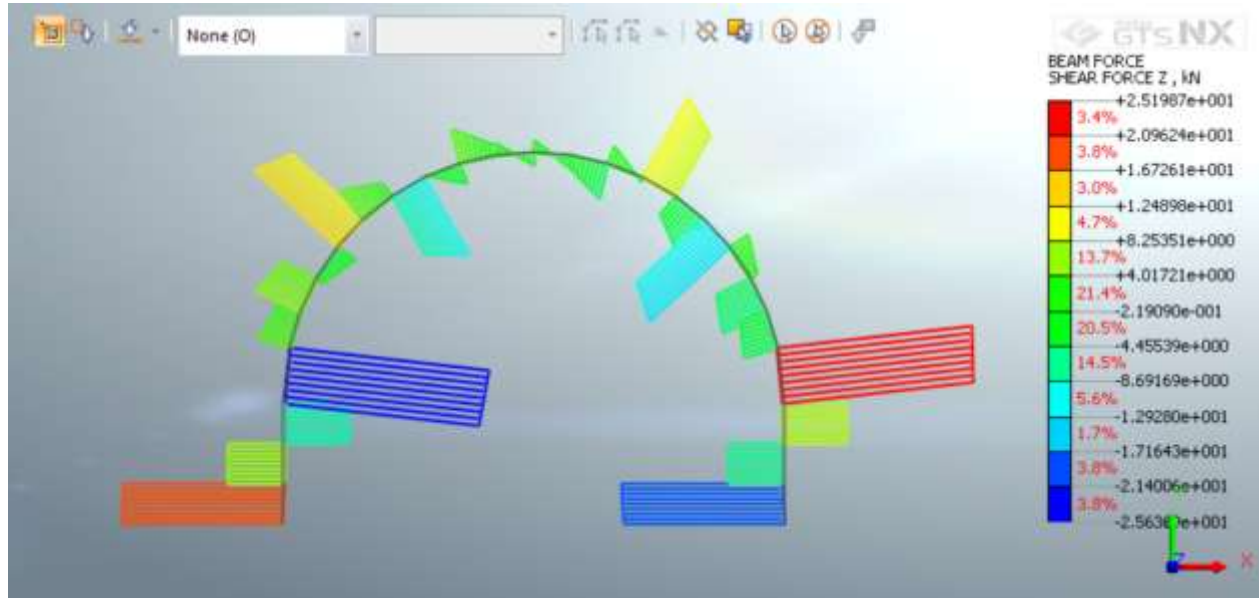


Figura 8.22 – Sforzo di taglio

Chiodatura

Di seguito è riportato un quadro sinottico delle verifiche svolte secondo le indicazioni dei paragrafi precedenti:

K_0	N [kN]
0.5	96.5
1.0	145.1
1.5	164.0

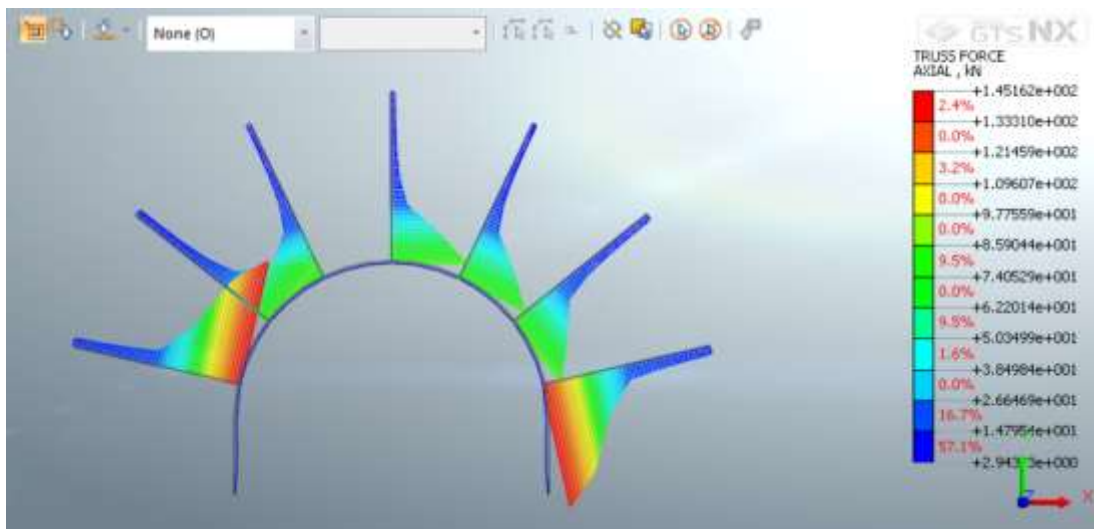


Figura 8.23 – Sforzo assiale sulle chiodature

DATI CHIODATURE

d	38	mm	<i>Diametro della chiodatura</i>
C _b	220	kN	<i>Carico di snervamento del chiodo</i>
S _L	1.25	m	<i>Spaziatura longitudinale</i>
S _T	1.50	m	<i>Spaziatura Trasversale</i>
L _B	3.0	m	<i>Lunghezza dei chiodi adottata</i>

VERIFICA A TRAZIONE

N _{cal}	164.00	kN	<i>Azione assiale di calcolo</i>
Y _G	1.3	m	<i>Coefficiente Parziale sulle azioni</i>
N _d	213.20	kN	<i>Azione assiale di progetto</i>

Stato Verifica **OK**

Rivestimento definitivo

Di seguito è riportato un quadro sinottico degli spessori utilizzati per il rivestimento definitivo e delle sollecitazioni derivanti dal calcolo FEM:

RIVESTIMENTO DEFINITIVO		
Classe CLS [-]	$S_{\text{Arco Rovescio}}$ [cm]	S_{Calotta} [cm]
C25/30	60	50

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

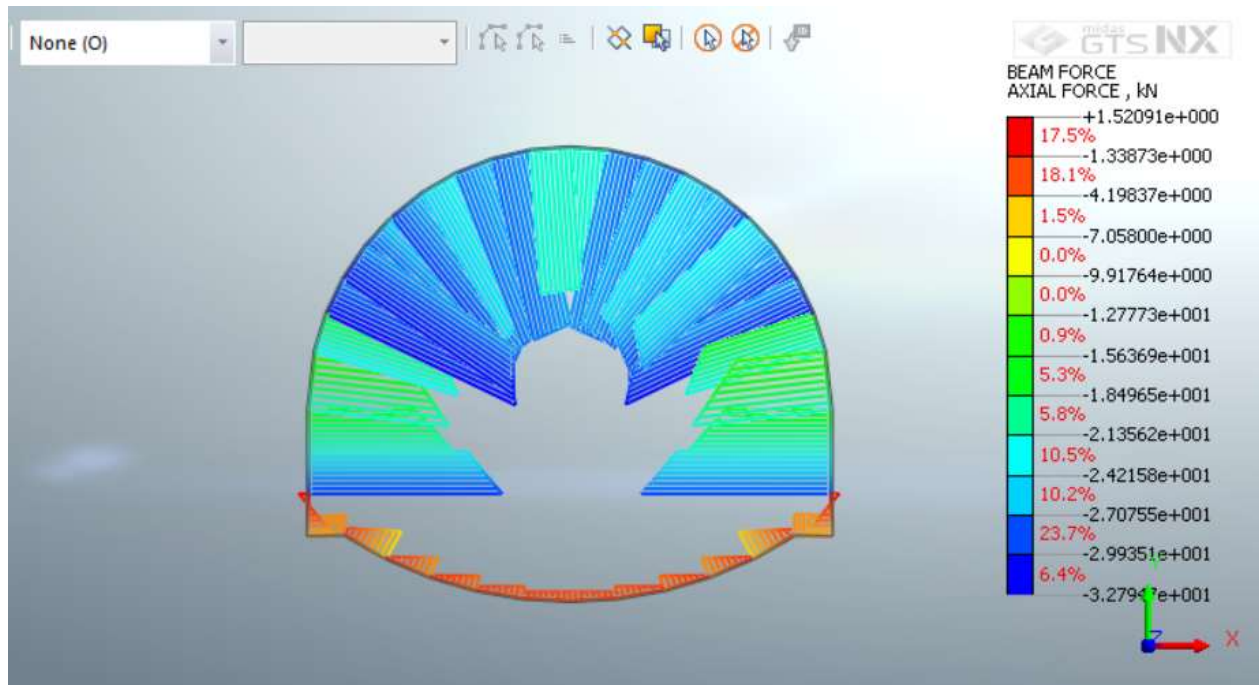


Figura 8.24 – Sforzo normale – Statica ($k_0=1.0$)

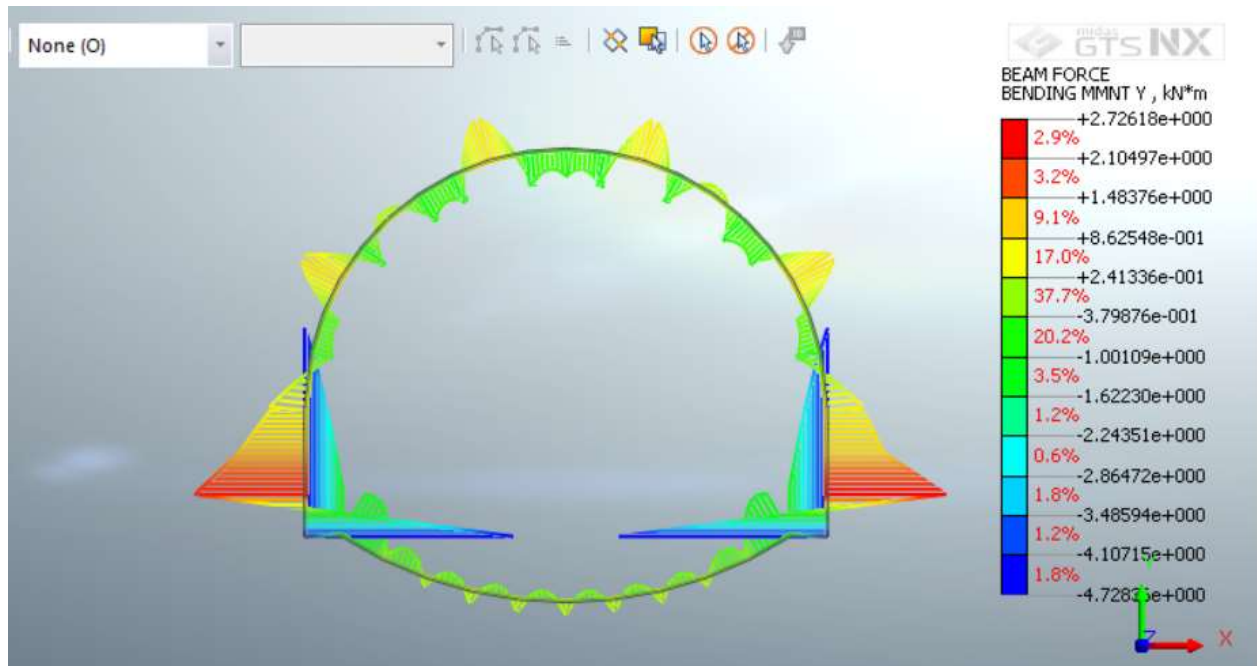


Figura 8.25 – Momento Flettente – Statica ($k_0=1.0$)

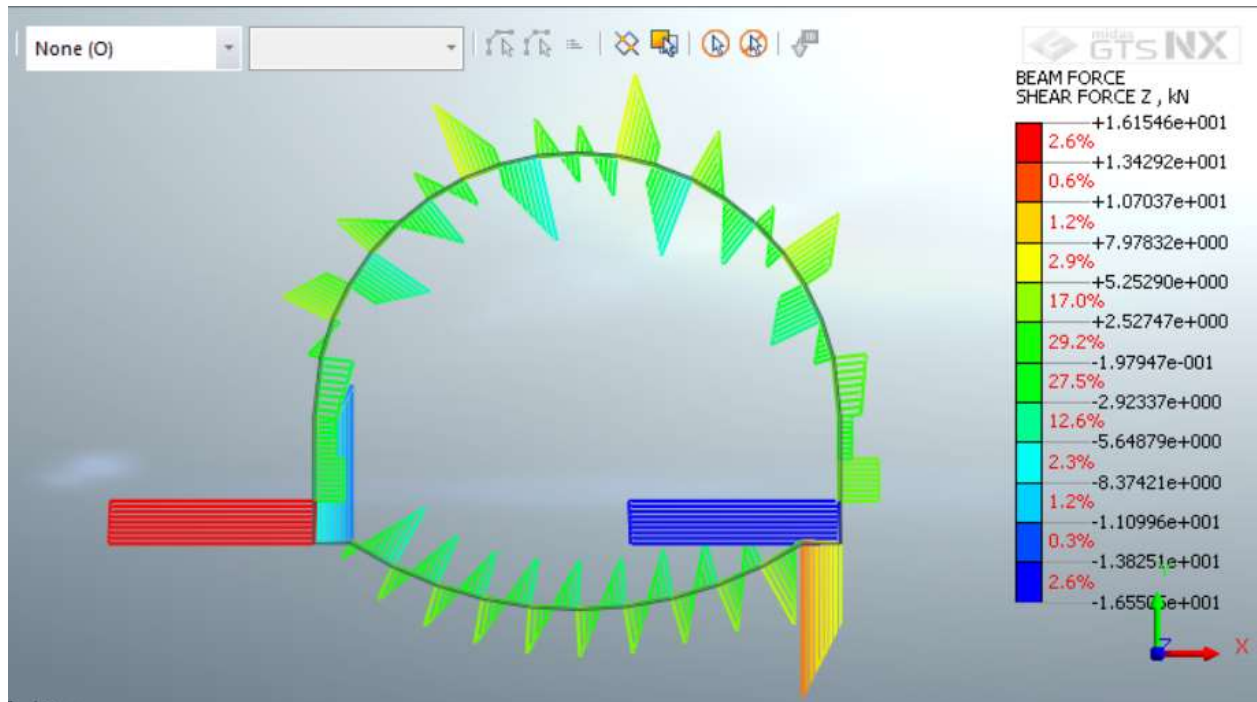


Figura 8.26 – Sforzo di taglio – Statica ($k_0=1.0$)

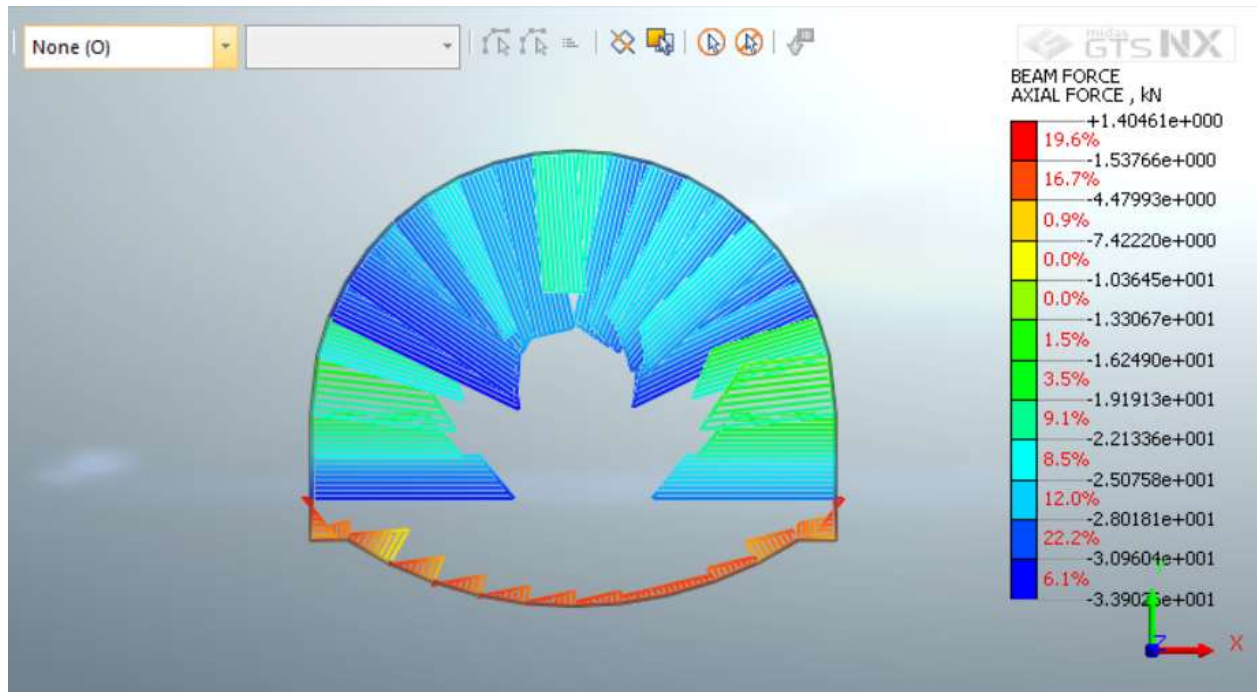


Figura 8.27 – Sforzo normale – Sismica ($k_0=1.0$)

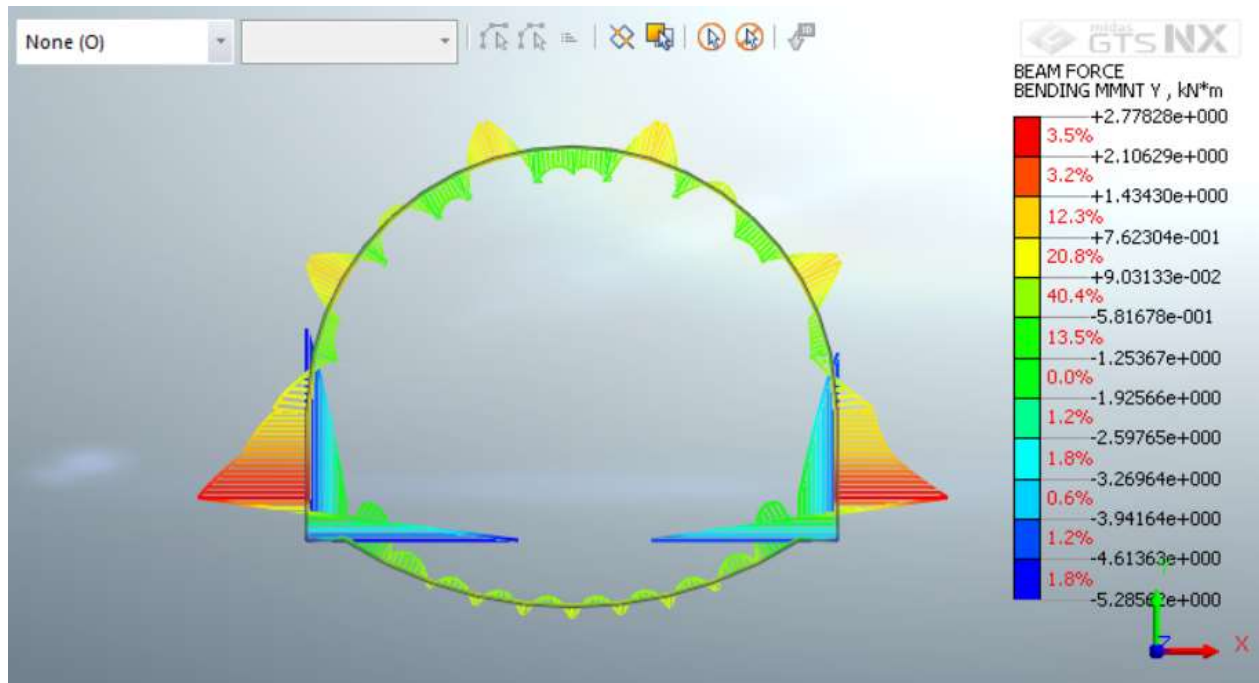


Figura 8.28 – Momento Flettente – Sismica ($k_0=1.0$)

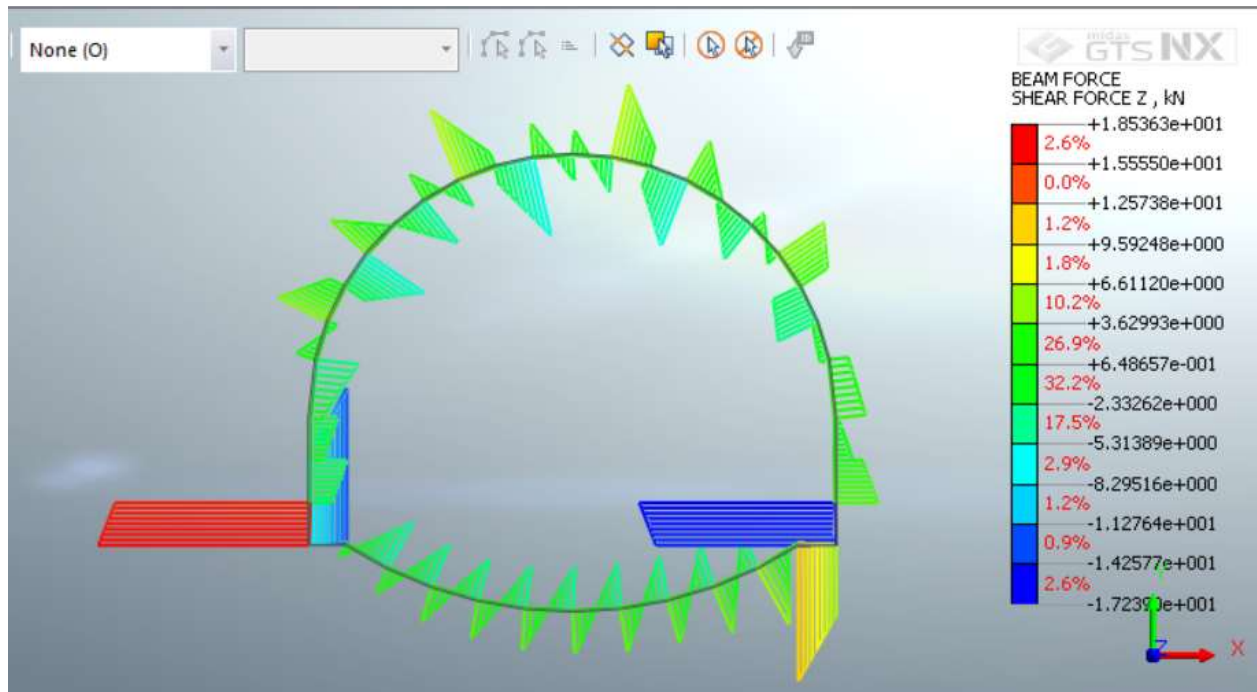


Figura 8.29 – Sforzo di taglio – Sismica ($k_0=1.0$)

Arco Rovescio: Verifica a flessione

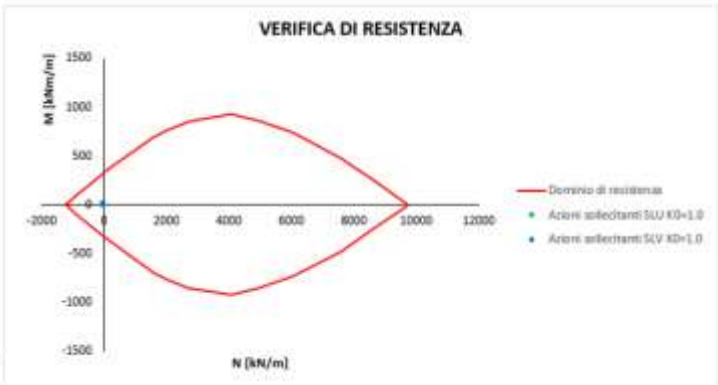
Azioni sollecitanti SLU $K_D=0.5$	
N [kNm]	M [kNm/m]
2.6	-4.9
1.8	-0.8
0.1	-0.1
-0.2	0.3
0.1	0.4
0.7	0.4
1.2	0.4
1.8	0.4
2.6	0.4
4.0	0.3
6.6	-0.1
2.7	-0.9

Azioni sollecitanti SLV $K_D=0.5$	
N [kNm]	M [kNm/m]
0.2	-4.4
1.3	-0.6
-0.5	-0.2
-1.0	0.1
-0.8	0.3
-0.4	0.3
0.0	0.3
0.6	0.3
1.2	0.3
2.3	0.2
4.3	-0.1
1.5	-0.6



Azioni sollecitanti SLU $K_D=1.0$	
N [kNm]	M [kNm/m]
4.0	-1.4
6.0	-0.1
4.0	0.3
3.0	0.4
2.3	0.4
1.7	0.4
1.2	0.4
0.6	0.4
0.2	0.3
0.2	-0.1
1.3	-1.3
3.8	-6.1

Azioni sollecitanti SLV $K_D=1.0$	
N [kNm]	M [kNm/m]
2.5	-1.0
3.8	0.0
2.3	0.2
1.4	0.3
0.9	0.3
0.4	0.3
0.0	0.3
-0.4	0.3
-0.7	0.2
-0.4	-0.2
0.8	-1.0
1.4	-5.3



Azioni sollecitanti SLU $K_D=1.5$	
N [kNm]	M [kNm/m]
2.3	-6.5
3.3	-1.4
2.8	0.0
2.2	0.2
2.1	0.3
2.6	0.4
3.2	0.4
4.0	0.3
5.3	0.3
7.0	0.2
8.2	0.0
1.5	-1.4

Azioni sollecitanti SLV $K_D=1.5$	
N [kNm]	M [kNm/m]
-0.1	-5.7
2.5	-1.1
1.9	-0.1
1.3	0.1
1.0	0.2
1.2	0.2
1.6	0.3
2.2	0.3
3.2	0.2
4.5	0.2
5.5	0.0
0.5	-1.0



Arco Rovescio: Verifica a taglio

K_0	$T_{MAX_STATICA}$ [kN/m]	T_{MAX_SISMA} [kN/m]	N_{SISMA} [kN/m]
0.5	14.2	10.9	1.5
1.0	15.8	12.1	2.5
1.5	16.8	12.9	0.5

Caratteristiche della sezione		
GEOMETRIA		
H =	60 cm	altezza sezione
b_w =	100 cm	larghezza sezione
h' =	5 cm	copriferro
d =	55 cm	altezza utile
ARMATURA TESA		
ϕ =	20 mm	diametro armatura
n° =	10	numero barre
A_s =	31.4 cm ²	area dell'armatura tesa
ρ_l =	0.0052	rapporto geometrico d'armatura longitudinale ($\leq 0,02$)
AZIONI DI COMPRESSIONE		
N_{Ed} =	0 kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
σ_{cp} =	0.00 Mpa	tensione media di compressione
Resistenza senza armatura a taglio		
RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO	$V_{Rd} = 249$ kN	
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con		
$V_{Rd} = \max \left[\left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right] \quad [4.1.23]$		
con		
f _a espresso in MPa		
k = 1 + (200/d) ^{1/2} ≤ 2		
$v_{\min} = 0,035k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$		

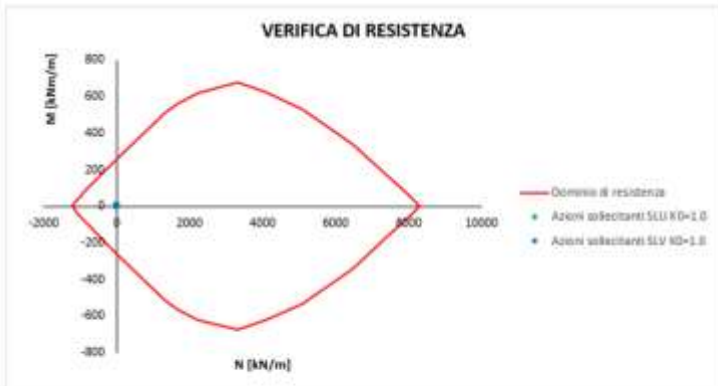
La verifica risulta soddisfatta in quanto $V_{Res} = 249 \text{ kN} > V_{Ed,Max} = 16.8$

Calotta/Piedritti: Verifica a Flessione

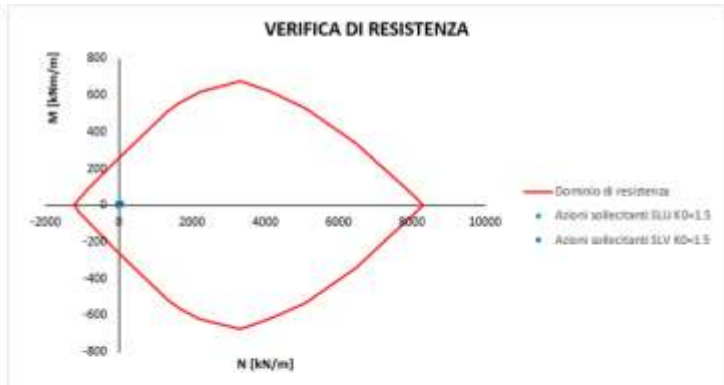
Azioni sollecitanti SLU $K_s=0.5$		Azioni sollecitanti SLV $K_s=0.5$	
N [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	M [kNm/m]
17.6	1.2	15.0	1.0
24.2	1.7	20.7	1.4
-1.3	2.6	-0.7	2.2
11.1	-0.6	10.1	-0.5
12.4	0.0	11.1	0.0
21.1	1.0	18.2	0.8
21.8	-0.2	18.7	-0.2
21.2	0.6	17.8	0.4
20.1	-0.7	16.9	-0.5
12.1	-0.7	10.5	-0.6
7.7	-0.7	6.9	-0.5
5.8	-0.8	5.3	-0.7
2.5	-0.5	2.7	-0.4
3.1	-0.8	3.1	-0.7
7.6	-0.7	6.7	-0.5
10.5	-0.9	8.9	-0.6
18.3	0.2	14.9	0.2
22.4	-0.3	18.0	-0.2
24.4	0.0	19.5	0.0
27.3	1.1	21.6	0.9
27.3	0.0	21.5	0.0
18.7	-0.6	14.7	-0.4
21.2	1.2	16.5	1.0
24.6	1.5	18.9	1.2
30.7	2.8	23.6	2.2
6.3	-5.0	4.9	-3.8



Azioni sollecitanti SLU $K_D=1.0$		Azioni sollecitanti SLV $K_D=1.0$	
N [kNm]	M [kNm/m]	N [kNm]	M [kNm/m]
21.8	1.1	18.4	0.9
32.0	2.0	27.0	1.6
-2.0	3.3	-1.3	2.7
18.4	-0.6	15.6	-0.6
23.8	-0.4	19.7	-0.3
36.5	1.3	29.7	1.0
36.3	-0.8	29.5	-0.7
33.7	0.3	27.2	0.2
34.7	-0.9	27.9	-0.7
30.4	-0.8	24.4	-0.7
34.9	1.3	27.7	1.0
36.0	-1.0	28.6	-0.8
28.5	-0.8	22.8	-0.6
29.1	-1.0	23.3	-0.8
37.9	1.2	30.2	1.0
38.0	-0.9	30.3	-0.7
36.0	0.3	28.8	0.2
38.7	-0.8	30.9	-0.6
36.3	-0.7	28.8	-0.5
40.9	1.4	32.3	1.1
42.1	-0.3	33.0	-0.2
29.4	-0.7	23.0	-0.5
28.1	1.1	21.7	0.9
28.9	1.7	22.2	1.4
38.5	3.5	29.5	2.8
5.6	-6.1	4.2	-4.7



Azioni sollecitanti SLU $K_D=1.5$		Azioni sollecitanti SLV $K_D=1.5$	
N [kNm]	M [kNm/m]	N [kNm]	M [kNm/m]
41.4	-0.9	33.7	-0.6
49.1	3.2	40.9	2.6
-3.3	2.9	-2.1	2.6
39.9	-0.6	32.2	-0.6
55.6	-1.7	44.2	-1.4
74.8	1.8	59.1	1.3
76.8	-0.9	60.5	-0.8
76.5	0.7	60.1	0.5
82.8	-0.6	64.8	-0.5
85.3	-0.5	66.5	-0.4
94.5	2.8	73.5	2.2
100.6	-0.2	78.3	-0.2
92.6	-1.6	72.1	-1.2
93.2	-0.4	72.7	-0.3
103.6	2.7	80.8	2.1
101.3	0.1	79.1	0.1
90.3	0.8	70.7	0.7
87.6	-0.7	68.6	-0.5
79.5	-1.3	62.2	-0.9
78.9	1.8	61.5	1.4
78.4	-1.7	61.0	-1.2
60.1	-0.9	46.6	-0.6
50.4	-0.3	38.9	-0.2
50.6	2.8	38.9	2.2
55.3	3.1	42.4	2.5
3.7	-6.5	2.7	-5.0



Calotta/Piedritti: Verifica a Taglio

K_0	$T_{MAX_STATICA}$ [kN/m]	T_{MAX_SISMA} [kN/m]	N_{SISMA} [kN/m]
0.5	17.2	13.8	-0.7
1.0	21.5	17.2	-1.3
1.5	21.5	17.8	-2.1

Caratteristiche della sezione

GEOMETRIA

H = 50 cm altezza sezione
 b_w = 100 cm larghezza sezione
 h' = 5 cm copriferro
 d = 45 cm altezza utile

ARMATURA TESA

ϕ = 20 mm diametro armatura
 n° = 10 numero barre
 A_s = 31.4 cm² area dell'armatura tesa
 ρ_l = 0.0063 rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)

AZIONI DI COMPRESSIONE

N_{Ed} = 0 kN valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
 σ_{cp} = 0.00 Mpa tensione media di compressione

Resistenza senza armatura a taglio

RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO

V_{Rd} = 225 kN

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\} \quad [4.1.23]$$

con

f_{ck} espresso in MPa

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{\min} = 0,035k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

La verifica risulta soddisfatta in quanto V_{Res}=225kN > V_{Ed,Max}=21.5

9 NUOVO ATTACCO AL PESCHIERA INFERIORE DX

9.1 Descrizione degli interventi

Le operazioni di collegamento al Peschiera Inferiore Dx prevedono la realizzazione di 2 manufatti indipendenti.

Il manufatto 1 è composto da tre volumi interrati sino al piano di calpestio a quota +179 m slm. di dimensioni esterne pari a 42.9×14.4m, di altezza massima pari a 34.10m, di cui circa 25.30m risultano completamente interrati mentre la restante parte è fuori terra per circa 8.80m.

Il manufatto 2 è composto da tre volumi interrati sino all’orizzontamento più alto a quota +178 m slm. di dimensioni esterne pari a 18.8×15.6m, di altezza massima pari a 27.9m; tutti i volumi risultano completamente interrati.

All’interno del manufatto 2 sarà realizzata la galleria di collegamento al Peschiera inferiore Dx. Il tratto di galleria, di una lunghezza complessiva di 25m che si pone in corrispondenza del contatto stratigrafico tra l’unità geotecnica UMS e MAI, verrà eseguito in tradizionale con un diametro medio interno di 12m circa, prevedendo una sezione di tipologia “Hard”.

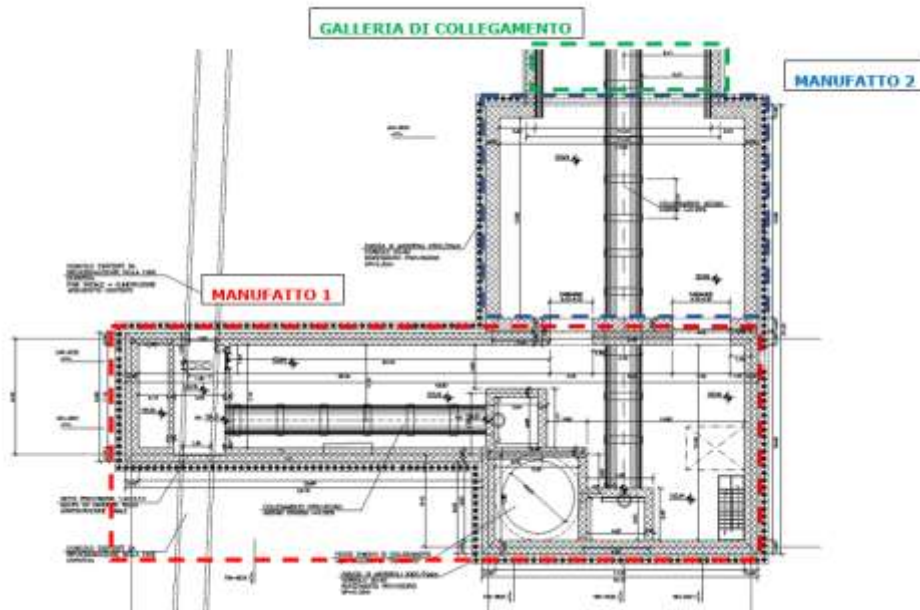


Figura 9-1 – Pianta intervento

Figura 9-2 – Sezioni dell galleria di collegamento al Peschiera Inferiore Dx

9.1.1 Descrizione delle sezioni tipo

9.1.1.1 Sezione tipo Hard

La sezione tipo Hard è una sezione tronco-conica che prevede interventi di precontenimento del fronte mediante infilaggi con campi di avanzamento da 6 m, con armatura in acciaio S355 $\Phi 244.5/16$ e diametro esterno 0.28m (inclinazione verticale 6°); non prevede dei consolidamenti in calotta ma prevede l’introduzione di chiodi in VTR40/60 o equivalenti di lunghezza 18m (sovrapposizione minima $L = 6m$) con miscele cementizie e perforazione $\Phi > 127mm$, disposti a quinconce ad interasse 1.5m x 1.5m. Il rivestimento provvisorio è realizzato con HEA240 ad interasse longitudinale di posa pari a 1.5m connesse da catene longitudinali e spritz beton armato con rete elettrosaldata $\Phi 8$ 10x10 con spessore 30cm. Il rivestimento definitivo è realizzato in calcestruzzo armato con spessore in calotta e nei piedritti di 0.6m e arco rovescio di 0.7m. L’incidenza media è di $60kg/m^3$. Qualora fosse necessario saranno inseriti dei tubi di drenaggio al fronte per allontanare eventuali venute d’acqua dal fronte scavo.

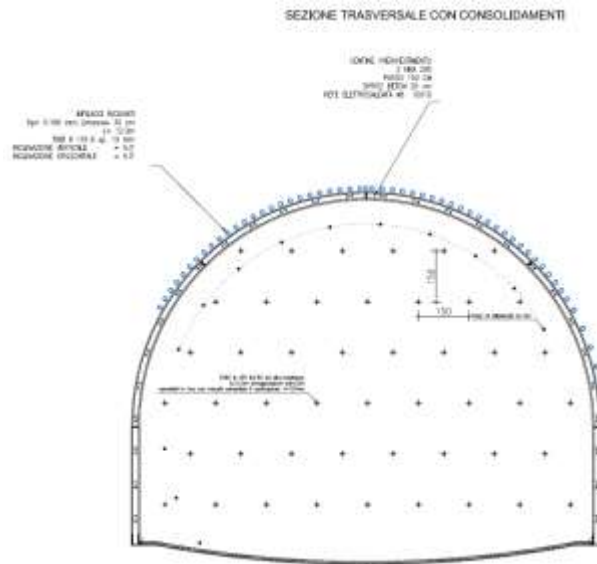


Figura 9.3 – Dettaglio relativo alla configurazione dei rivestimenti/consolidamenti provvisori per la sezione “Hard”

9.2 Fase di diagnosi - Previsione sul comportamento degli ammassi nella fase di scavo

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

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

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

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

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

delle condizioni di stabilità, a breve e lungo termine, e degli interventi più idonei per garantirle. Il comportamento del fronte è principalmente condizionato da:

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

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

Gallerie a fronte stabile (CASO A)

Se il fronte di scavo è stabile, ciò significa che lo stato tensionale al contorno della cavità in prossimità del fronte si mantiene in campo prevalentemente elastico e i fenomeni deformativi osservabili sono di piccola entità e tendono ad esaurirsi rapidamente. In questo caso anche il comportamento del cavo sarà stabile (rimanendo prevalentemente in campo elastico) e quindi non si rendono necessari interventi preventivi di consolidamento. Saranno sufficienti, nel breve termine, interventi di confinamento delle pareti di scavo, e nel lungo termine, la realizzazione del rivestimento definitivo.

Gallerie a fronte stabile a breve termine (CASO B)

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

Gallerie a fronte instabile (CASO C)

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

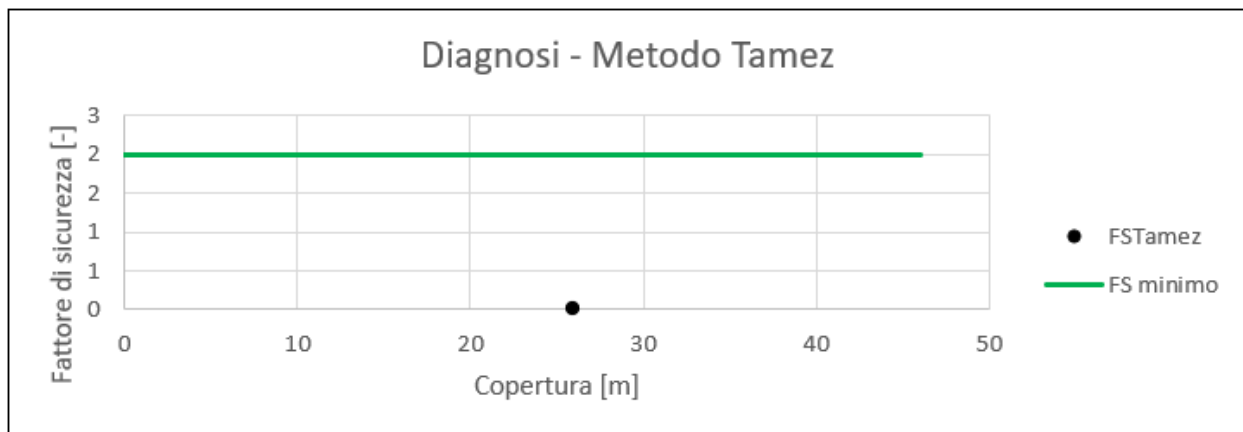
Nel seguito saranno presentate le analisi di diagnosi per la finestra di Cotilia con i metodi illustrati nei capitoli precedenti.

9.2.1 Stabilità del fronte di scavo

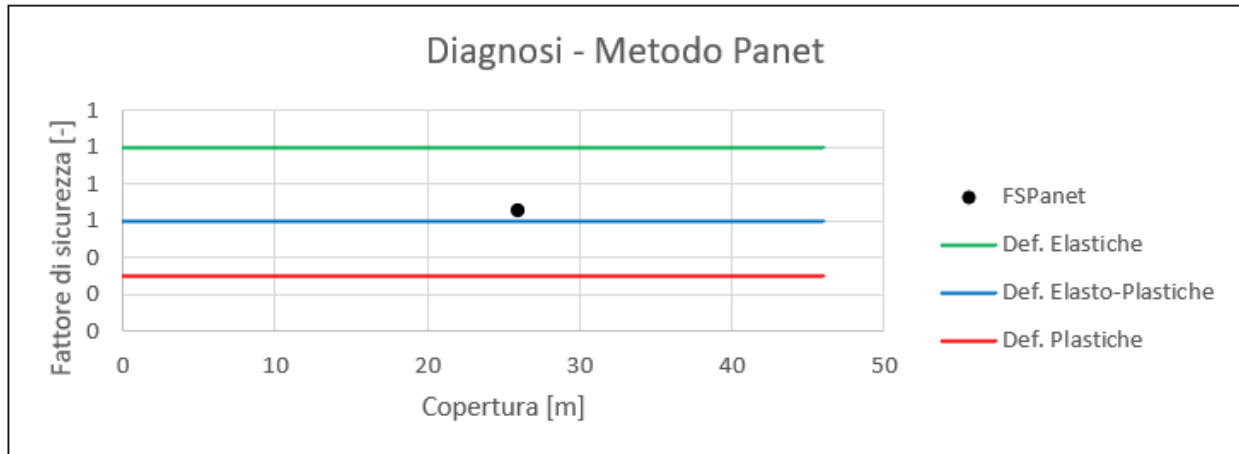
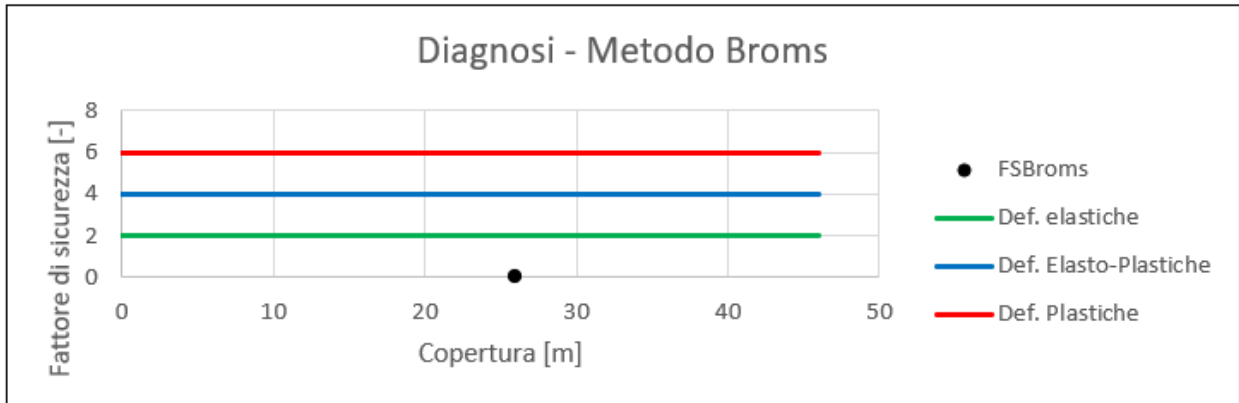
Sono state condotte analisi di stabilità del fronte di scavo con una copertura media di 26m per la sezione tipo *Hard* considerando la stratigrafia riportata nel capitolo dell’inquadramento geotecnico.

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

ANALISI DI STABILITA' DEL FRONTE - FASE DI DIAGNOSI - Tamez & Cornejo								
Analisi	Formazione	Copertura [m]	D_{eq} [m]	γ_{medio} [kN/m ³]	c' [kPa]	φ [°]	SF	Comportamento
Sez. Hard	UMS+MAI	26	13.3	20.3	0.1	41	0.003	C



ANALISI DI STABILITA' DEL FRONTE - FASE DI DIAGNOSI - Broms e Panet									
Analisi	Formazione	Copertura [m]	γ [kN/m ³]	GSI [-]	σ_c [MPa]	m_i	Stability Ratio	λ_e	Comportamento
Sez. Hard	UMS+MAI	26	20.0	35	38.8	8	0.03	0.66	A



Come si nota dai grafici riportati, il metodo di Tamez mostra un comportamento del fronte di tipo instabile per le basse coperture mentre quelli Panet e Broms (utilizzato con i dati derivanti dall’unità MAI) segnalano la presenza di un campo al limite elasto-plastico.

9.2.2 Verifiche con il metodo delle linee caratteristiche

Il metodo delle curve caratteristiche non è stato utilizzato in quanto la copertura risulta troppo esigua rispetto al diametro equivalente di scavo ($C=26\text{m}$ $D=12$; $C/D=2.1 < 3$).

9.2.3 Considerazioni conclusive

Ai fini dello studio del comportamento dell’ammasso in fase di diagnosi si sono svolte analisi per un’altezza di copertura pari a 26m nella formazione UMS (Conglomerati) e MAI (Maioliche).

Alla luce delle analisi di stabilità si denota:

- Per basse coperture 26m secondo la formulazione di Tamez & Cornejo si ha un comportamento del fronte di scavo di tipo instabile mentre le analisi condotte secondo la formulazione di Broms & Bennermark e di Panet evidenziano deformazioni del cavo al limite elastico.

Da quanto discusso si ritiene opportuno operare un adeguato confinamento delle pareti dello scavo e contrastare i fenomeni deformativi del cavo mediante l’utilizzo di sistemi di prerivestimento di adeguata rigidità mediante una sezione tipo “Hard”.

9.3 Fase di terapia - Descrizione delle sezioni tipo

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

9.3.1 Tipologie di intervento in fase costruttiva

Nei capitoli precedenti sono stati definiti tre tipi di comportamento d'ammasso allo scavo che prevedono l'impiego di opportuni interventi scelti in base alle caratteristiche geotecniche/geomeccaniche dei terreni interessati dagli scavi, determinando così la scelta delle sezioni tipo più adatte.

CASO A) fronte stabile – Sezione Light:

I fenomeni deformativi avvengono in campo elastico; il materiale ha comportamento di tipo lapideo per cui si possono ipotizzare locali fenomeni di instabilità al contorno riconducibili per lo più al distacco gravitativo di blocchi o volumi rocciosi, individuati dall'intreccio di superfici di discontinuità preesistenti nell' ammasso oppure create dai fenomeni di distensione prodotti dalle modalità di scavo. Il probabile comportamento allo scavo tipo A, "a fronte stabile", consente di prevedere, quali interventi di prima fase, interventi di solo contenimento del cavo, quale la realizzazione di uno strato di spritz-beton a seguito della messa in opera di bulloni radiali o centine, in funzione del grado di discontinuità dell'ammasso. I carichi gravanti sulla struttura in questi contesti geomeccanici sono prevalentemente di tipo gravitativo, funzione della frequenza dei giunti e delle fratture ed in particolare modo della resistenza al taglio delle superfici di discontinuità. Il rilascio di tali solidi di carico, in categorie di comportamento tipo

A, non avviene generalmente all’apertura del cavo, bensì in un secondo tempo quale conseguenza del richiamo di umidità al contorno dello scavo, della circolazione d’acqua nelle fratture, dall’alterazione della roccia a contatto con gli agenti atmosferici, nonché dalle sollecitazioni dinamiche conseguenti alle vibrazioni prodotte durante le operazioni di scavo con esplosivo.

Per contesti di questo genere è stato scelto di utilizzare una sezione denominata tipo *Light*. Tale soluzione prevede interventi di precontenimento del fronte e presostegno al contorno, il rivestimento provvisorio è realizzato con HEA140 ad interasse longitudinale di posa pari a 1.5m connesse da catene longitudinali e spritz beton armato con rete elettrosaldato $\Phi 6$ 15x15 con spessore 20cm. Il rivestimento definitivo è realizzato in calcestruzzo armato con spessore in calotta e nei piedritti di 0.4m e arco rovescio di 0.5m. L’incidenza media è di 50kg/m³.



Figura 9.4 – Dettaglio relativo alla configurazione di sezione “light”

CASO B) fronte stabile a breve termine – Sezione Medium:

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

Tali deformazioni, se non regimate mediante opportuni e tempestivi interventi di preconsolidamento e/o di consolidamento, possono innescare decompressioni progressivamente crescenti all'interno dell'ammasso roccioso, sviluppando di conseguenza carichi maggiori sia nel breve termine che nel lungo termine.

La sezione tipo *Medium* è una sezione cilindrica che non prevede interventi di precontenimento del fronte, ma prevede dei consolidamenti in calotta per mezzo di

bulloni tipo Swellex MN24 o equivalenti di lunghezza 3 m, con piastra di ripartizione 0.15m x 0.15m e spessore 0.02m, posti a quinconce ad interasse longitudinale di 3 m e trasversale di 2.5m. Il rivestimento provvisorio è realizzato con HEA160 ad interasse longitudinale di posa pari a 1.5m connesse da catene longitudinali e spritz beton armato con rete elettrosaldada $\varnothing 8$ 15x15 con spessore 25cm. Il rivestimento definitivo è realizzato in calcestruzzo armato con spessore in calotta e nei piedritti di 0.5m e arco rovescio di 0.6m. L’incidenza media è di 60kg/m^3 .

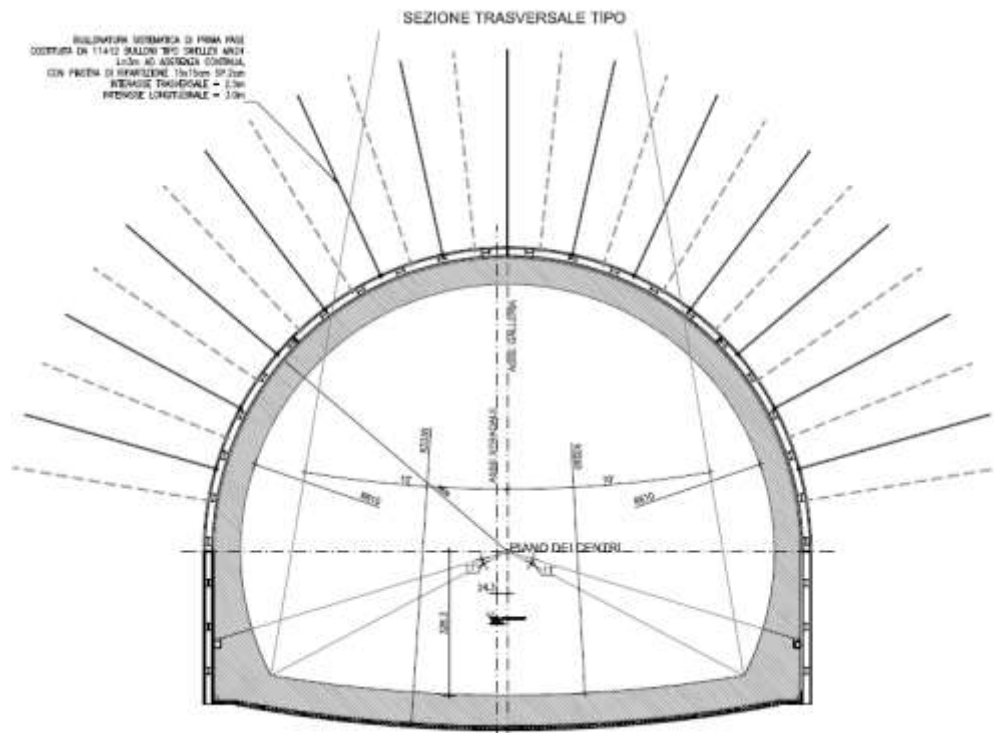


Figura 9.5 – Dettaglio relativo alla configurazione di sezione “Medium”

CASO C) fronte instabile – Sezione Hard:

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

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

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

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

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

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

La sezione tipo *Hard* è una sezione tronco-conica che prevede interventi di precontenimento del fronte mediante infilaggi con campi di avanzamento da 12 m, con armatura in acciaio S275 $\Phi 101.6/10$ e diametro esterno 0.14m (inclinazione verticale 6°); non prevede dei consolidamenti in calotta ma prevede l’introduzione di chiodi in VTR40/60 o equivalenti di lunghezza 12m (sovrapposizione minima $L = 6m$) con miscele cementizie e perforazione $\Phi > 127mm$, disposti a quinconce ad interasse $1.5m \times 1.5m$. Il rivestimento provvisorio è realizzato con HEA200 ad interasse longitudinale di posa pari a 1.5m connesse da catene longitudinali e spritz beton armato con rete elettrosaldato $\Phi 8 10 \times 10$ con spessore 25cm. Il rivestimento definitivo è realizzato in calcestruzzo armato con spessore in calotta e nei piedritti di 0.6m e arco rovescio di 0.7m. L’incidenza media è di $70kg/m^3$. Qualora fosse necessario saranno inseriti dei tubi di drenaggio al fronte per allontanare eventuali venute d’acqua dal fronte scavo.

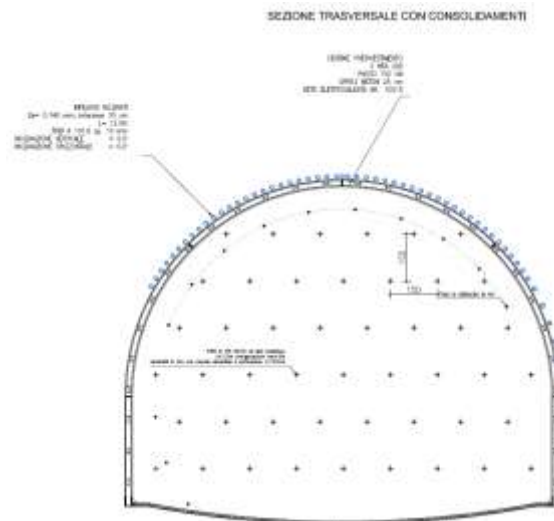


Figura 9.6 – Dettaglio relativo alla configurazione dei rivestimenti/consolidamenti provvisori per la sezione “Hard”

9.3.2 Sezione tipo d’avanzamento

Come anticipato per il collegamento al Peschiera inferiore Dx si ritiene opportuno operare un adeguato confinamento delle pareti dello scavo e contrastare i fenomeni deformativi del cavo mediante l’utilizzo di sistemi di prerivestimento di adeguata rigidità mediante una sezione tipo “Hard”.

Di seguito è riportato un quadro sinottico degli interventi previsti:

Sez. Hard

RIVESTIMENTO DI PRIMA FASE				
Centine [-]	Passo [m]	Sfondi [m]	Spritz-Beton [cm]	$f_{cmSB,28gg}$ [Mpa]
HEA240	1.5	1.5	30	25

CONSOLIDAMENTI AL FRONTE			
Tipo [-]	I [m]	L [m]	$L_{sovrapposizione}$ [m]
VTR 40/60	1.5x1.5	18	12

CONSOLIDAMENTI CALOTTA			
Tipo [-]	I [cm]	L [m]	$L_{sovrapposizione}$ [m]
Tubolari Acciaio	40	9.5	3.5

RIVESTIMENTO DEFINITIVO		
Classe CLS [-]	$S_{Arco\ Rovescio}$ [cm]	$S_{Calotta}$ [cm]
C25/30	70	60/120

9.4 Individuazione delle sezioni di calcolo e verifica delle sezioni tipo di scavo

9.4.1 Premessa

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

Questo è stato raggiunto tramite tre approcci differenti:

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

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

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

L’analisi agli elementi finiti, che verrà presentata nel capitolo successivo, ha permesso invece di indagare più dettagliatamente per le condizioni più rappresentative il regime tensionale e deformativo nelle strutture e nell’ammasso circostante, nelle principali

fasi esecutive fino alla completa realizzazione dell’opera, consentendo quindi di valutare l’evoluzione del comportamento dell’opera nel breve, medio e lungo termine.

9.4.2 Verifica di stabilità del fronte con metodi analitici

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

Sez. Hard

METODO DI TAMEZ E CORNEJO

SEZ: Attacco al Dx

TIPO DI GALLERIA

Galleria Superficiale 3D<Z

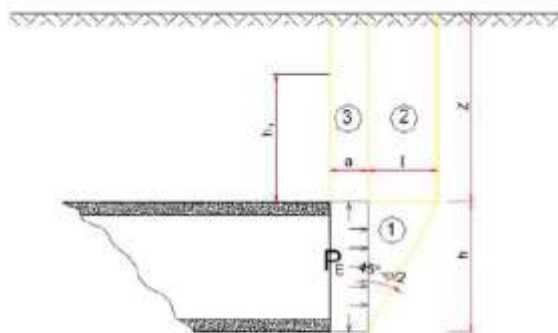
DATI GEOMETRICI

Z [m]	26	Copertura sulla colata
W [m]	190	Profondità sup. Piezometrica
h [m]	10.3	Altezza galleria
b [m]	13.8	Larghezza galleria
a [m]	1.5	Distanza fronte scavo rivestimento
S [m ²]	138.02	Area galleria al fronte
D _{eq} [m]	13.26	Diámetro equivalente
S _{no} [m ²]	31.2	Fascia di galleria non sostenuta
q [MPa]	0.0	Sovraccarico al P.C.



DATI GEOTECNICI CARATTERISTICI

γ_1 [kN/m ³]	20	Peso medio dell'unità di volume del terreno sopra la colata (su h)
γ_2 [kN/m ³]	20	Peso medio dell'unità di volume del terreno da scavare (su h)
γ_3 [kN/m ³]	20	Peso medio dell'unità di volume del terreno sopra fondo
γ_4 [kN/m ³]	21	Peso medio dell'unità di volume del terreno sotto fondo
γ_w [kN/m ³]	10	Peso dell'unità di volume d'acqua
C ₁ [MPa]	136	Valore medio della coesione al fronte (su h)
C ₂ [MPa]	0.0	Valore medio della coesione dalla colata ad h)
C ₃ [MPa]	0.0	Valore medio della coesione dalla colata a piano campagna
ϕ_{m1} [°]	41	Valore medio dell'angolo d'attrito dei materiali presenti dall'arco rovescio a piano campagna
ϕ_{m2} [°]	41	Valore medio dell'angolo d'attrito dei materiali presenti dall'arco rovescio fino a h)



DATI GEOTECNICI DI PROGETTO

γ_m [-]	1	Coefficiente parziale di riduzione del materiale
ϕ_{m1} [°]	41	Valore medio dell'angolo d'attrito dei materiali presenti dall'arco rovescio a piano campagna di progetto
ϕ_{m2} [°]	41	Valore medio dell'angolo d'attrito dei materiali presenti dall'arco rovescio fino a h) di progetto
C _{1,d} [MPa]	136	Valore medio della coesione al fronte (su h) di progetto
C _{2,d} [MPa]	0.01	Valore medio della coesione dalla colata ad h) di progetto
k_0 [-]	0.34	Coefficiente di spinta a riposo (0.75 per gallerie profonde)
k_1 [-]	0.21	Coefficiente di spinta attiva (compreso tra 0.5 e 1)
k_2 [-]	4.81	Coefficiente di spinta passiva (secondo Rankine)
P _w [MPa]	0	Pressioni interstiziali in colata

DATI PER IL CALCOLO DEL VOLUME DI TERRENO POTENZIALMENTE INSTABILE

α_1 [kPa]	0.04	Resistenza compressione monoassiale
τ	1.097	
l [m]	4.69	
B [m]	22.79	
B_1 [m]	10.39	
$T_{st,2}$ [kPa]	238.13	Tensione media tangenziale per il cuneo 2
$T_{st,3}$ [kPa]	0.01	Tensione media tangenziale per il cuneo 3

VERIFICA SENZA INTERVENTI DI CONTENIMENTO

FSF [-]	1.33	Fattore di sicurezza al fronte per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 1,2,3
FSF_1 [-]	0.00	Fattore di sicurezza al fronte per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 3
FSF_{min} [-]	0.00	Fattore di sicurezza al fronte minimo

Verifica Non Soddisfatta

P_{stab} [kPa]	174.97	Pressione equivalente che serve per raggiungere un fattore di sicurezza pari a 2 per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 1,2,3
$P_{stab,3}$ [kPa]	519.92	Pressione equivalente che serve per raggiungere un fattore di sicurezza pari a 2 per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 3
$P_{stab,max}$ [kPa]	519.92	Pressione equivalente da raggiungere per avere il fronte stabile

a_{max} [m] 0.00 *Massima lunghezza non sostenibile*

$V_{a,max}$ [-] Massima distanza non sostenuta non sufficiente

PARAMETRI DI CONFINAMENTO

Tipo intervento: **VTRM** sul Dren VTRM 4/37

CHIODATURE AL FRONTE ED AL CAVO IN VTR O ACCIAIO

Metodo 1

	Fronte	Corona	
Tipo	100	10000	Rd Dren Acciai a VTR
N_{ch}	11	0	Numero di barre
d_{ch} [mm]	117	0	Dimensione delle pedreggine
d_{ch} [mm]	90	0	Dimensione delle barre
A_{ch} [m ²]	0.0001	0.0000	Area trasversale delle barre
A_{ch} [m ²]	0.55	0	Area ribaltata delle barre
l_{ch} [m]	12.0	0	lunghezza a sbalzo
l_{ch} [m]	18.00	0	lunghezza totale
$N_{ch,1}$ [MPa]	790	0	Tensione caratteristica di marcia delle barre
$N_{ch,1}$ [MPa]	1100	1100	Coefficiente di riduzione della resistenza delle barre
$N_{ch,1}$ [MPa]	722.8	0	Tensione di progetto di marcia delle barre
$N_{ch,2}$ [kPa]	90	0	Tensione tangenziale limite media barrea
$N_{ch,2}$ [kPa]	90	0	Tensione tangenziale limite guaina barrea
N_{ch} [kPa]	9.67	0.0007	Efficienza della lunghezza sbalzo
β_1 [kPa]	412.7	0.0	Resistenza equivalente dovuta alla resistenza a trazione delle barre
β_2 [kPa]	128.8	0.0	Resistenza equivalente dovuta alla efficienza media barrea
β_3 [kPa]	3311.4	0.0	Resistenza equivalente dovuta alla efficienza guaina barrea
β_4 [kPa]	155.5	0.0	Resistenza equivalente al coltello
β_5 [kPa]		155.5	Resistenza equivalente al coltello complessivo (Fronte+Corona)

Tipo Metodo **2** *Può essere metodo 1 o 2*

OMBRELLATURA **SI** *Può essere metodo SI o NO*

$P_{stab,VTRM}$ [kPa] **610.3** *Pressione equivalente del trattamento VTRM*

Metodo 2 (Solo Fronte)

	Fronte
Tipo	100
N_{ch}	11
d_{ch} [mm]	117
d_{ch} [mm]	90
A_{ch} [m ²]	0.0001
A_{ch} [m ²]	0.55
l_{ch} [m]	12.0
l_{ch} [m]	18.00
$N_{ch,1}$ [MPa]	790
$N_{ch,1}$ [MPa]	1100
$N_{ch,1}$ [MPa]	722.8
$N_{ch,2}$ [kPa]	90
$N_{ch,2}$ [kPa]	90
N_{ch} [kPa]	9.67
β_1 [kPa]	94.2
β_2 [kPa]	494.8
β_3 [kPa]	94.1
β_4 [kPa]	155.8
β_5 [kPa]	155.8

Controllo di canti in acciaio

	Corona
Tipo	100
N_{ch} [mm]	9.4
d_{ch} [mm]	104.5
l_{ch} [m]	9.4
$C_{r,1}$ [mm]	100
$C_{r,2}$ [mm]	100
$\beta_{ch,1}$ [kPa]	0
$\beta_{ch,2}$ [kPa]	1100
β_{ch} [kPa]	1.27
β_{ch} [kPa]	1.833
β_{ch} [kPa]	750
β_{ch} [kPa]	1.00
β_{ch} [kPa]	338.1
$\beta_{ch,max}$ [kPa]	19.00
β_{ch} [kPa]	1100.0
β_{ch} [kPa]	8110.13
β_{ch} [kPa]	11000.00
$\beta_{ch,max}$ [kPa]	528.00
$\beta_{ch,max}$ [kPa]	318.00

VERIFICA CON INTERVENTI DI CONTENIMENTO

$P_{stab,max}$ [kPa]	174.97	Pressione equivalente che serve per raggiungere un fattore di sicurezza pari a 2 per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 1,2,3
$P_{stab,3}$ [kPa]	519.92	Pressione equivalente che serve per raggiungere un fattore di sicurezza pari a 2 per effetto del meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 3
$P_{stab,int}$ [kPa]	610.27	Pressione stabilizzante dell'intervento per il meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 1,2,3
$P_{stab3,int}$ [kPa]	610.27	Pressione stabilizzante dell'intervento per il meccanismo di collasso che coinvolge il cuneo 3

Entrambe le Verifiche Soddisfatte

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

9.4.3 Verifica con il metodo delle curve caratteristiche

Il metodo delle curve caratteristiche non è stato utilizzato in quanto la copertura risulta troppo esigua rispetto al diametro equivalente di scavo ($C=26m$ $D=12$; $C/D=2.1 < 3$).

9.4.4 Considerazioni conclusive

Le analisi di terapia condotte mostrano buoni fattori di sicurezza con la messa in opera degli interventi di progetto nel contesto geomeccanico di riferimento.

Si sottolinea che, viste le coperture prese in considerazione, andrà sempre previsto un adeguato sistema di controllo e monitoraggio dei prerinvestimenti al fine di valutare i tassi di lavoro effettivi ed il mantenimento degli adeguati margini di sicurezza richiesti delle caratteristiche di resistenza dei materiali impiegati oltre che un campo prove per valutare l'efficacia degli interventi di consolidazione del terreno.

9.5 Verifiche con metodi numerici agli elementi finiti

Nei seguenti paragrafi verranno descritti i modelli di calcolo impiegati per il dimensionamento dei rivestimenti di prima fase e definitivo. In particolare, si svolgerà una sola analisi numerica che simulerà lo scavo.

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

Analisi	Sezione	Formazione	Cop [m]
I	Hard	UMS+MAI	26

9.5.1 Condizioni idrogeologiche

La relazione geologica indica che nella zona in esame l’opera non interferisce con la falda sotterranea.

9.5.2 Modellazione dell’ammasso, dei terreni e degli elementi strutturali

Parametri geotecnici dell’ammasso e del terreno

Il modello adottato per l’ammasso e per i terreni è quello di Mohr-Coulomb (linearizzato agli intervalli di interesse); nel seguito verranno riportati i parametri di calcolo adottati.

Stratigrafia di calcolo		C	γ	c' _k	φ' _k	C _{u_k}	E'	k ₀
Formazione	Profondità del P.C.							
[-]	[m]	[m]	[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[kPa]	[Mpa]	[-]
UMS	0 - 26	26	20	0	41	-	37	0.344
MAI	26		25	136	37	-	1148	0.5-1.0-1.5

Il valore del coefficiente di spinta a riposo è stato posto pari a $(1-\text{sen}\phi)$ per l’unità (UMS) mentre per l’unità (MAI) è stata effettuata un’analisi parametrica considerando $K_0=0.5 - 1.0 - 1.5$. Il valore del modulo di Young per l’unità UMS è stato ricavato dalle risultanze della prova Down-Hole eseguita presso il sondaggio S15(2).

Modellazione rivestimenti preliminari e definitivi

Il rivestimento definitivo è stato modellato come un materiale elastico lineare. Questo modello rappresenta la legge di Hooke dell’elasticità isotropa lineare e richiede due parametri di rigidità elastici, che sono il modulo di Young E, ed il coefficiente di Poisson ν, pari a $E=33643$ MPa e $\nu=0.2$.

Per quanto riguarda i rivestimenti di prima fase si è provveduto ad omogenizzare le centine e lo spritz – beton secondo la formulazione proposta nei paragrafi precedenti.

Di seguito è riportato un quadro sinottico delle caratteristiche dei rivestimenti per le diverse sezioni analizzate:

Sezione	CLS Spritz Beton	E _{SPRITZ} [GPa]	S _{SPRITZ} [cm]	Profilo centine	Acciaio	Passo centine [m]	N _{CEN}	E _{CEN} [GPa]	E _{omog} [GPa]	S _{omog} [cm]
Hard	25/30	10.4	30	HEA240	S275	1.5	1	210	13.2	31

Modellazione delle ombrellature

Come descritto nei paragrafi precedenti per tener conto delle ombrellature in calotta si è modellato uno strato di terreno migliorato in calotta. Di seguito è riportato il calcolo delle caratteristiche meccaniche del terreno migliorato:

DATI

D_G	12	m	<i>Diametro galleria</i>
D_p	244.5	mm	<i>Diametro pali ombrellatura</i>
i_p	0.4	m	<i>Interasse pali</i>
L_p	9.5	m	<i>Lunghezza pali</i>
D_{tratt}	280	mm	<i>Diametro del trattamento</i>
α_{tratt}	6	°	<i>Inclinazione longitudinale del trattamento</i>
θ_{tratt}	130	°	<i>Apertura angolare (in sezione) del trattamento</i>
Tipo	S355		<i>Tipo di acciaio</i>
E_{acc}	210	GPa	<i>Modulo elastico acciaio</i>
f_{yd}	355	MPa	<i>Tensione a snervamento caratteristica dell'acciaio</i>
γ_{acc}	1.05	-	<i>Coefficiente parziale per il materiale acciaio</i>
f_{yd}	338.1	MPa	<i>Tensione a snervamento di progetto dell'acciaio</i>
E_{terr}	37	MPa	<i>Modulo elastico del terreno</i>
c_{terr}	0	kPa	<i>Coesione del terreno</i>
n_p	34	-	<i>Numero di pali</i>
A_p	1.60	m ²	<i>Area dei pali</i>
A_{TOT}	19.2	m ²	<i>Area totale</i>
A_{terr}	17.6	m ²	<i>Area terreno non trattato</i>

RISULTATI

s_{tratt}	1.3	m	<i>Spessore del trattamento</i>
c_{eq}	14078	kPa	<i>Coesione Equivalente</i>
E_{eq}	48.0	MPa	<i>Modulo Elastico Equivalente</i>

9.5.3 Modelli di calcolo

9.5.3.1 Sezione tipo Hard 2A

Nella tabella seguente si riassumono i dati di input che caratterizzano la sezione geotecnica utilizzata per le analisi numeriche della sezione.

Stratigrafia di calcolo		C	γ	c'_k	φ'_k	Cu_k	E'	k_0
Formazione	Profondità del P.C.							
[]	[m]	[m]	[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[kPa]	[Mpa]	[]
UMS	0 - 26	26	20	0	41	-	37	0.344
MAI	26		25	136	37	-	1148	0.5-1.0-1.5

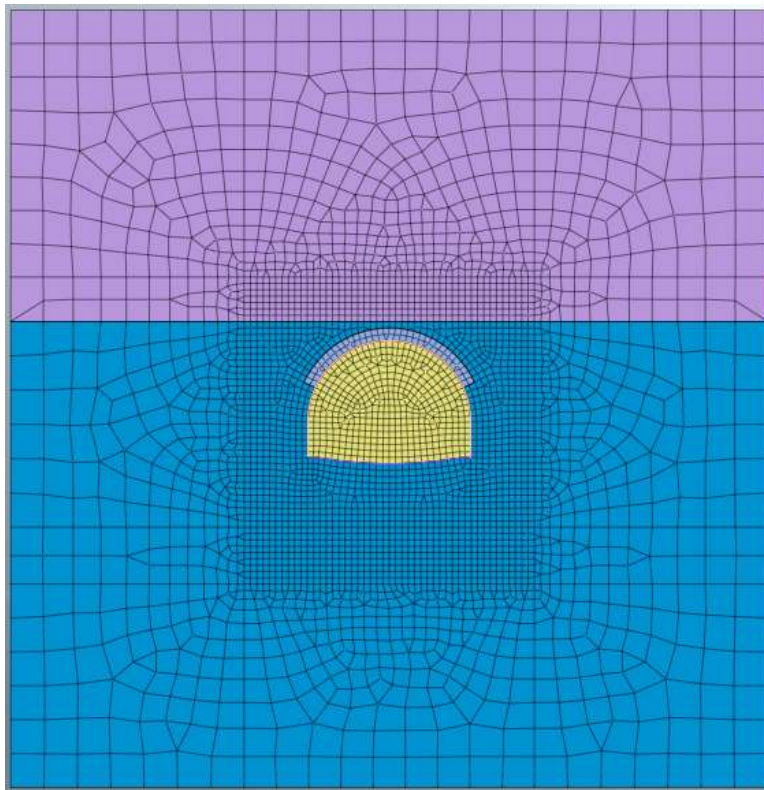


Figura 9.7 – Mesh di calcolo

Fasi e percentuali di rilascio

I tassi di deconfinamento sono stati calcolati mediante analisi assialsimmetrica e curva caratteristica numerica.

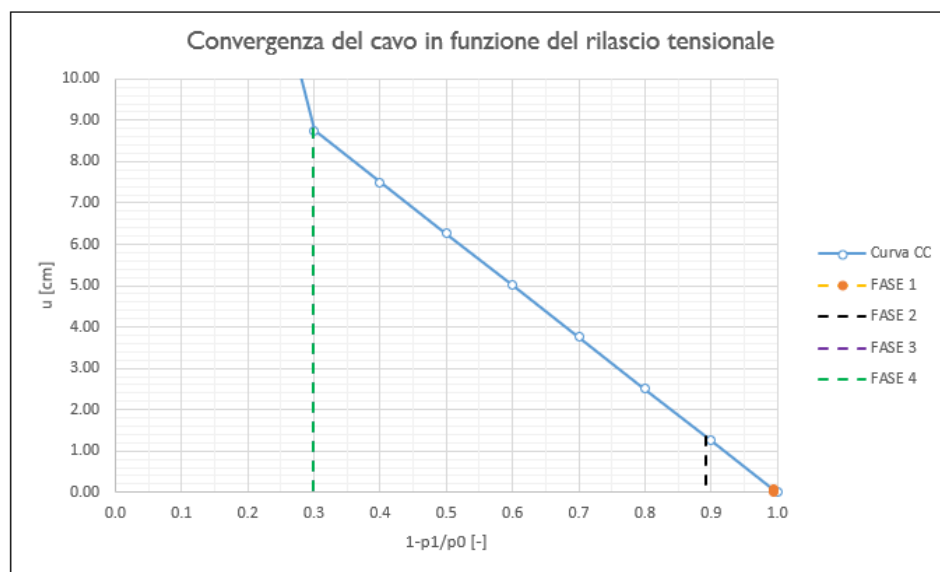


Figura 9.8 – Curva caratteristica di convergenza numerica

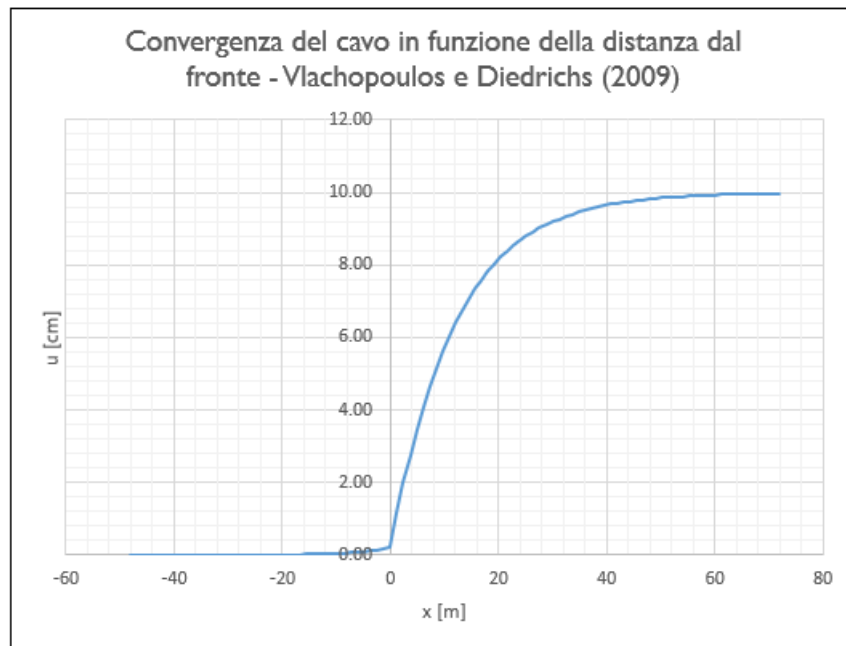


Figura 9.9 – Spostamenti radiali in funzione della distanza dal fronte

Nella tabella successiva è schematizzata la successione delle fasi di calcolo nelle quali è articolata l’analisi di interazione opera-terreno.

TABELLA DELLE FASI					
FASE	INTERVENTO	Distanza di installazione dal fronte [m]	u_{conv} [cm]	λ [-]	Rilascio [%]
FASE 1	Realizzazione Ombrellature	-6	0.08	0.994	1%
FASE 2	Installazione rivestimento di prima fase	1.5	1.36	0.891	11%
FASE 3	Installazione arco rovescio	25	8.78	0.300	70%
FASE 4	Installazione murette più calotta	25	8.78	0.300	70%
FASE 5	Lungo Termine	-	-	0.000	100%
FASE 6	Condizioni sismiche	-	-	0.000	100%

Sismicità dell’area e definizione della modalità di simulazione del carico sismico

Per la galleria naturale si definisce una vita nominale VN pari a 100 anni e una classe d’uso IV a cui corrisponde il coefficiente Cu pari a 2.0 (§ 2.4.2, DM 14/01/2018). Di conseguenza il periodo di riferimento per la definizione dell’azione sismica risulta pari a $VR = VN \times Cu = 200.0$ anni.

Con riferimento alla probabilità di superamento dell’azione sismica, PVR, attribuita allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV), nel periodo VR dell’opera in progetto, si determina il periodo di ritorno TR del sisma di progetto. Sulla base delle coordinate geografiche del sito e del tempo di ritorno del sisma di progetto, TR, si ricavano i parametri che caratterizzano il sisma di progetto relativo al sito di riferimento, rigido ed orizzontale (Tabella 1 dell’allegato B del D.M. 17/01/2018):

- a_g : accelerazione orizzontale massima
- F_o : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- T^*_c : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per tenere conto dei fattori locali del sito, l’accelerazione orizzontale massima attesa al sito è valutata con la relazione (DM 17/01/2018):

$$a_{\max} = S_s \cdot S_T \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)$$

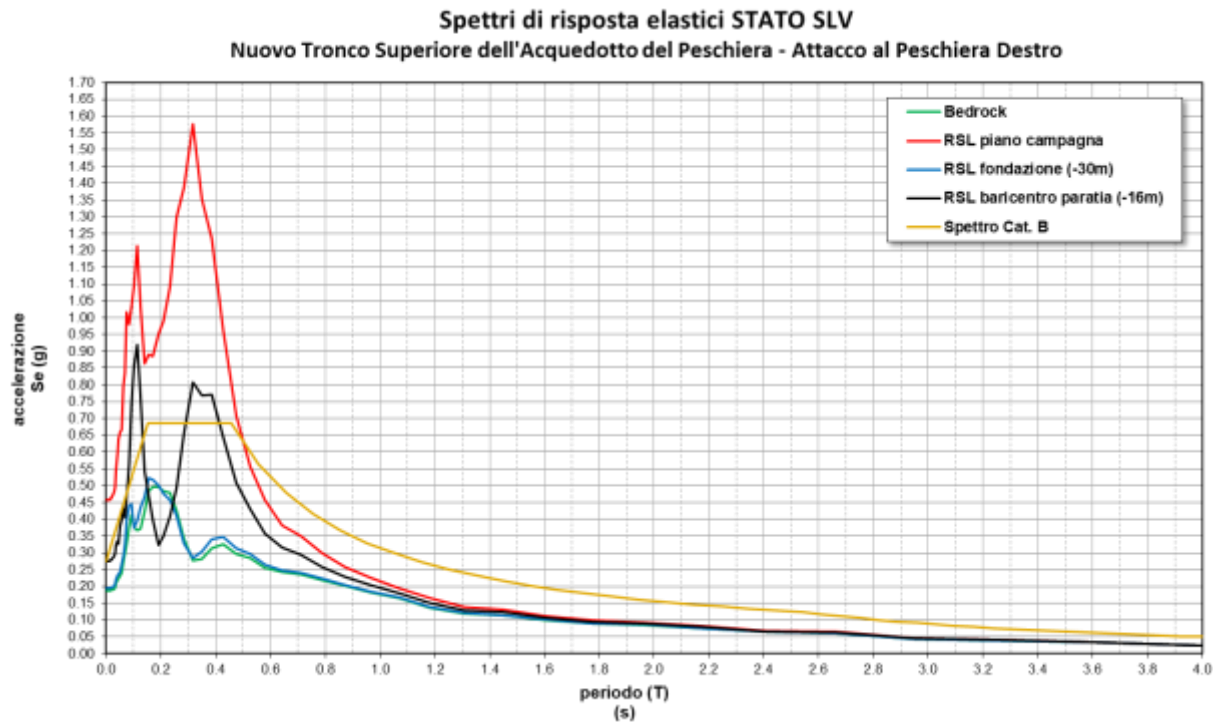
dove:

- a_g è l’accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

- S_S è il fattore di amplificazione stratigrafica del terreno, funzione della categoria del sottosuolo di fondazione e dei parametri sismici F_0 e a_g/g (Tabella 3.2.V del D.M. 17/01/2018);
- S_T è il fattore di amplificazione che tiene conto delle condizioni topografiche, il cui valore dipende dalla categoria topografica e dall’ubicazione dell’opera (Tabella 3.2.VI del D.M. 17/01/2008).

I valori delle grandezze necessarie per la definizione dell’azione sismica per le opere sono riassunti nella seguente tabella:

Coord. Geografiche	Long. 12.73537 Lat. 42.24989
Stato Limite	SLV
T_R	1898 Anni
a_{Max}/g	0.275



Il valore dell’accelerazione è stato ricavato dall’analisi di risposta sismica locale a quota baricentro paratia (posto a circa 16m dal P.C.) nella zona oggetto di intervento (per maggiori dettagli ci si può riferire alla relazione geologica).

La valutazione della condizione sismica è stata effettuata attraverso un’analisi pseudostatica applicando delle forze d’inerzia pari al rapporto $k_H = a_{Max}/g$ all’intero modello FEM.

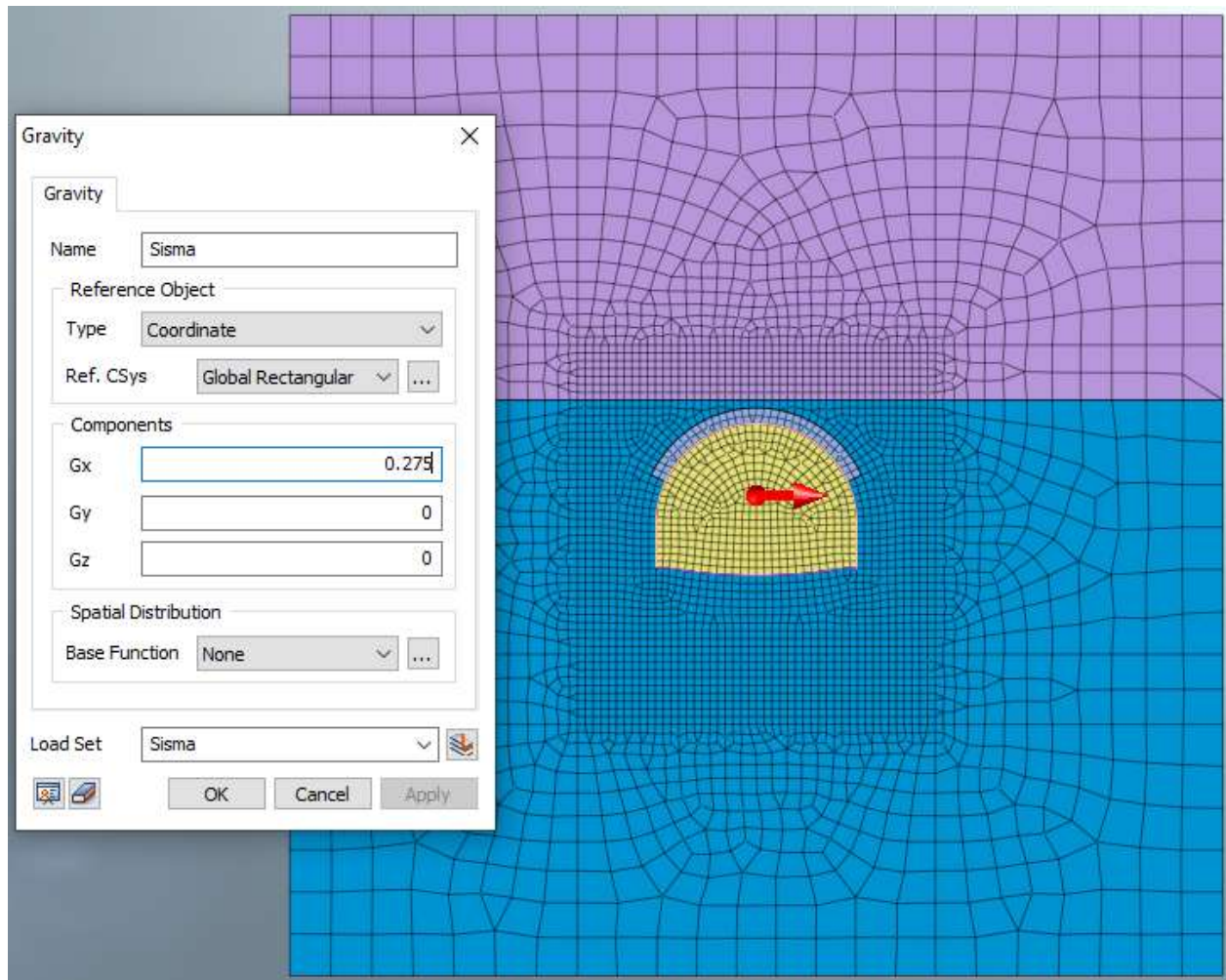


Figura 9.10 – Mesh di calcolo

9.6 Risultati delle analisi numeriche e verifiche

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

9.6.1 Modalità di verifica

9.6.1.1 Verifiche del rivestimento di prima fase

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

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

Secondo la normativa adottata, le verifiche sono soddisfatte se:

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

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

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

La verifica verrà quindi fatta valutando che la τ dovuta all’azione di taglio sia inferiore al valore ammissibile.

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

9.6.1.2 Verifiche degli infilaggi

In condizioni di scarse coperture 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.

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

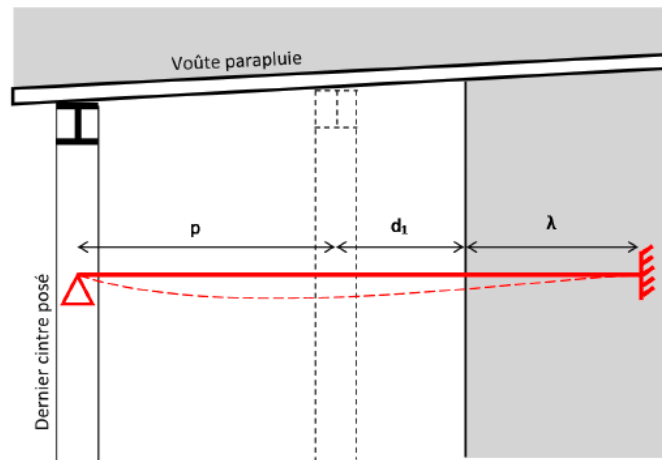


Figura 9.11 – Schema statico considerato per la verifica degli infilaggi

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.

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:

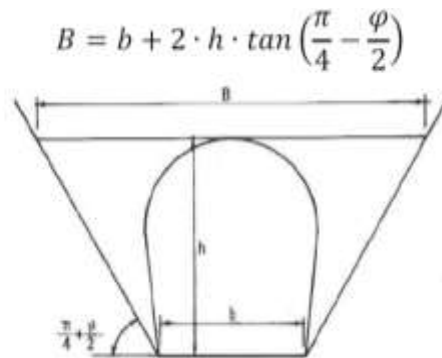


Figura 9.12 – Schema per il calcolo della pressione

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.

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. Successivamente sono state condotte le seguenti verifiche:

SLU

- Per la verifica a flessione: $M_{ed} < M_{rd}$

$$\frac{\tau_{Ed}}{f_y / (\sqrt{3} \gamma_{M0})} \leq 1,0$$

- Per la verifica a taglio:

SLE

$$\sigma_s < 0.8 f_{yk}$$

9.6.1.3 Verifiche del rivestimento definitivo in calcestruzzo armato

I rivestimenti definitivi della galleria naturale sono realizzati in calcestruzzo armato ordinario, con conglomerato cementizio di classe $R_{ck}=30$ MPa e barre di tipo B450 C ad aderenza migliorata. Le verifiche a pressoflessione e a taglio vengono svolte utilizzando le sollecitazioni ricavate dai beam inseriti in corrispondenza della mezzeria della struttura.

4.1.2.3.4.2 Verifiche di resistenza e duttilità

Con riferimento alla sezione pressoinflessa, rappresentata in Fig. 4.1.4, la capacità, in termini di resistenza e duttilità, si determina in base alle ipotesi di calcolo e ai modelli σ - ϵ di cui al § 4.1.2.1.2.

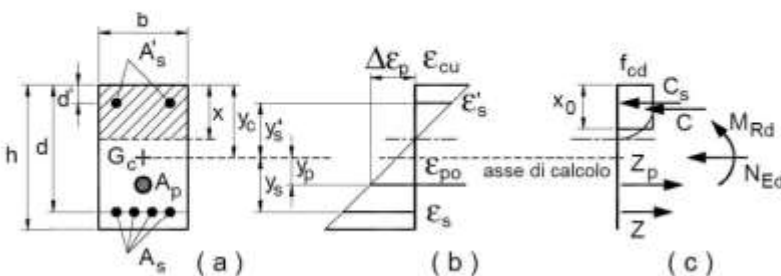


Fig. 4.1.4 – Sezione pressoinflessa

Le verifiche si eseguono confrontando la capacità, espressa in termini di resistenza e, quando richiesto al § 7.4 delle presenti norme, di duttilità, con la corrispondente domanda, secondo le relazioni:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed} \quad [4.1.18a]$$

$$\mu_{\phi} = \mu_{\phi}(N_{Ed}) \geq \mu_{Ed} \quad [4.1.18b]$$

dove

M_{Rd} è il valore di progetto del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ;

N_{Ed} è il valore di progetto dello sforzo normale sollecitante;

M_{Ed} è il valore di progetto del momento di domanda;

μ_{ϕ} è il valore di progetto della duttilità di curvatura corrispondente a N_{Ed} ;

μ_{Ed} è la domanda in termini di duttilità di curvatura.

4.1.2.3.5.1 Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

Se, sulla base del calcolo, non è richiesta armatura al taglio, è comunque necessario disporre un’armatura minima secondo quanto previsto al punto 4.1.6.1.1. E’ consentito omettere tale armatura minima in elementi quali solai, piastre e membrature a comportamento analogo, purché sia garantita una ripartizione trasversale dei carichi.

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad [4.1.22]$$

dove V_{Ed} è il valore di progetto dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all’elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \right\} \quad [4.1.23]$$

con

f_{ck} espresso in MPa

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove

d è l’altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa ($\leq 0,02$) che si estende per non meno di $(l_{bd} + d)$ oltre la sezione considerata, dove l_{bd} è la lunghezza di ancoraggio;

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ [MPa] è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{ctd}$);

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

Nel caso di elementi in calcestruzzo armato precompresso disposti in semplice appoggio, nelle zone non fessurate da momento flettente (con tensioni di trazione non superiori a f_{ctd}) la resistenza di progetto può valutarsi, in via semplificativa, con la formula:

$$V_{Rd} = 0,7 \cdot b_w \cdot d (f_{ctd}^2 + \sigma_{cp} \cdot f_{ctd})^{1/2} \quad [4.1.24]$$

In presenza di significativi sforzi di trazione, la resistenza a taglio del calcestruzzo è da considerarsi nulla e, in tal caso, non è possibile adottare elementi sprovvisti di armatura trasversale.

Le armature longitudinali, oltre ad assorbire gli sforzi conseguenti alle sollecitazioni di flessione, devono assorbire quelli provocati dal taglio dovuti all’inclinazione delle fessure rispetto all’asse della trave, inclinazione assunta pari a 45° . In particolare, in corrispondenza degli appoggi, le armature longitudinali devono assorbire uno sforzo pari al taglio sull’appoggio.

9.6.2 Sezione Tipo Hard (Copertura 26m)

9.6.2.1 Analisi deformativa

I risultati più significativi ottenuti dalla presente analisi sono riassunti nelle tabelle contenute nel presente paragrafo. Il modello ha indicato spostamenti con deformazioni del cavo in lungo termine di circa 15.0 cm ($k_0=1.5$).

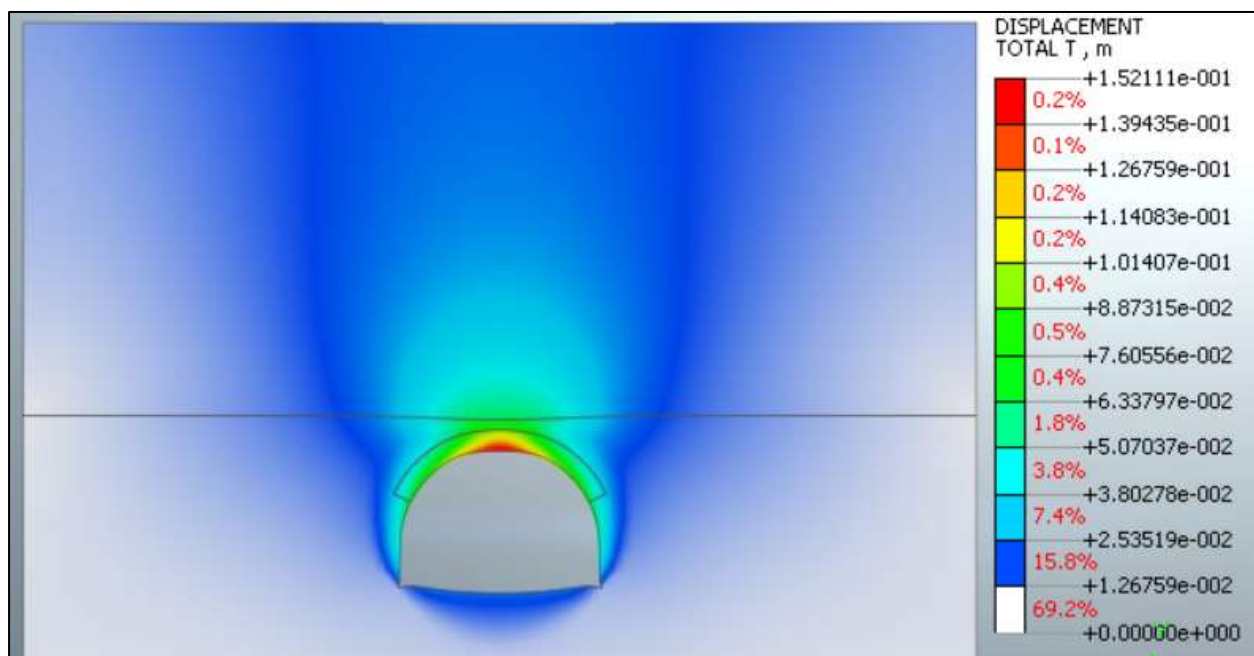


Figura 9.13 – Deformata Stage Finale Statico ($k_0=1.5$)

Nel corso della simulazione delle fasi esecutive della galleria naturale prima di realizzare gli infilaggi, i fenomeni di plasticizzazione nel terreno al contorno della cavità sono assenti. Di seguito sono riportate alcune immagini che mostrano lo stato di plasticizzazione del terreno al passare delle fasi:

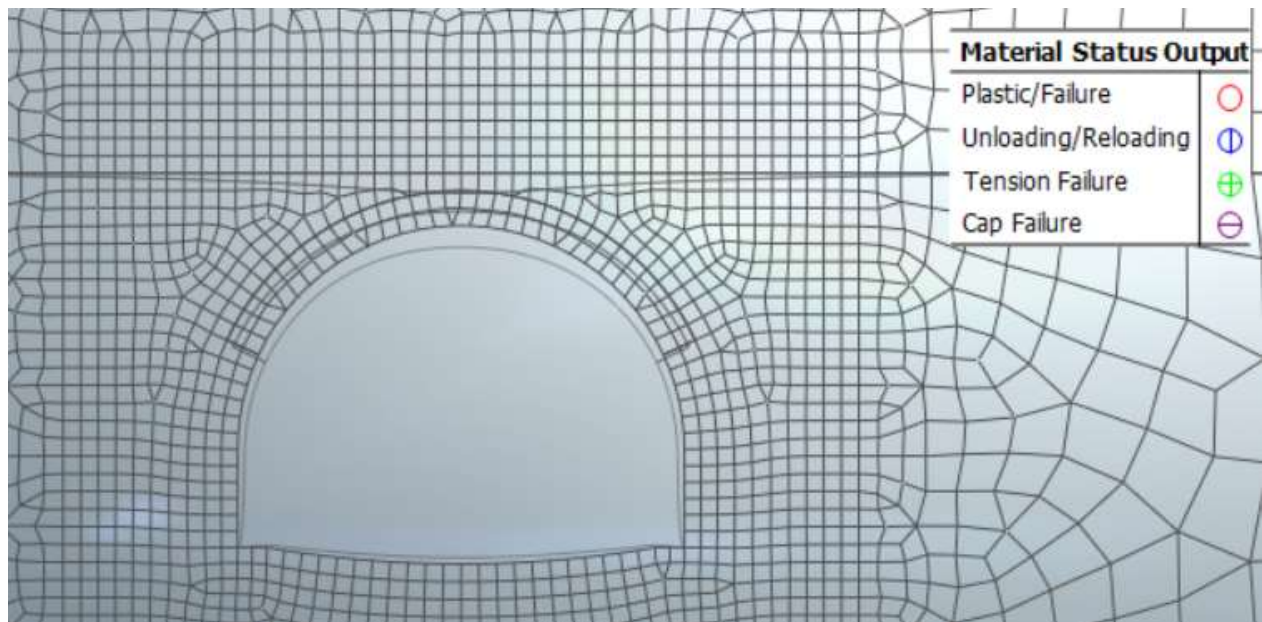


Figura 9.14 – Zone plasticizzate (Scavo per installazione infillaggi)

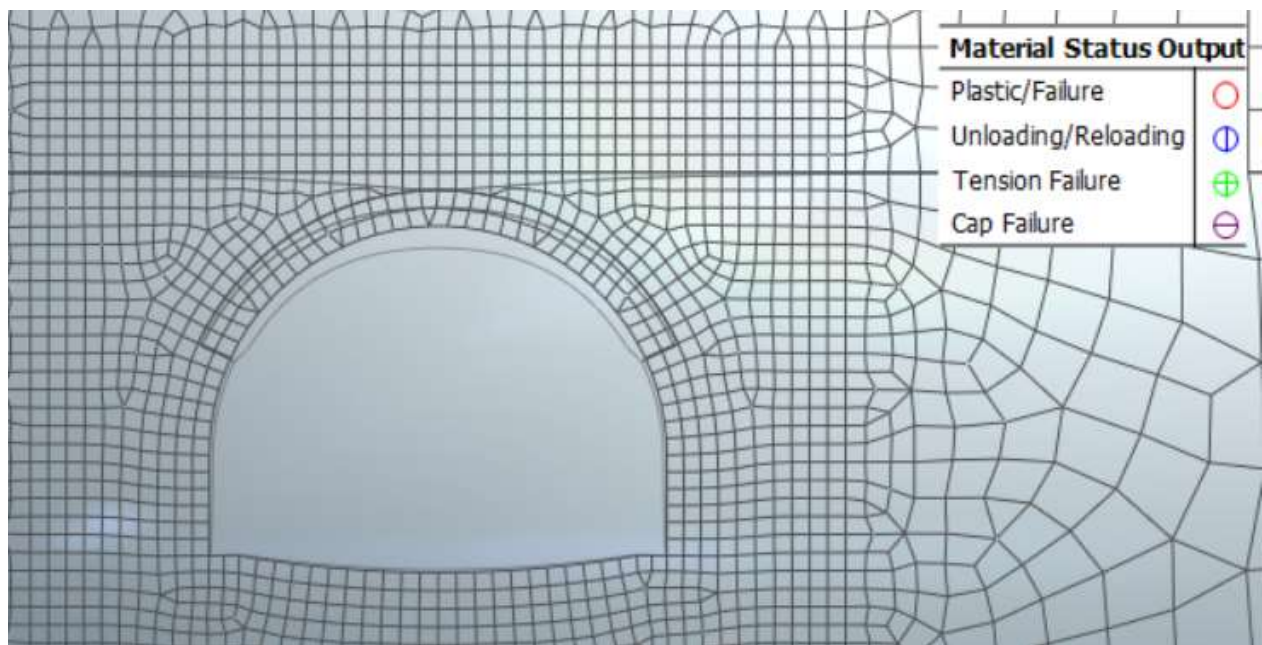


Figura 9.15 – Zone plasticizzate (Attivazione infilaggi)

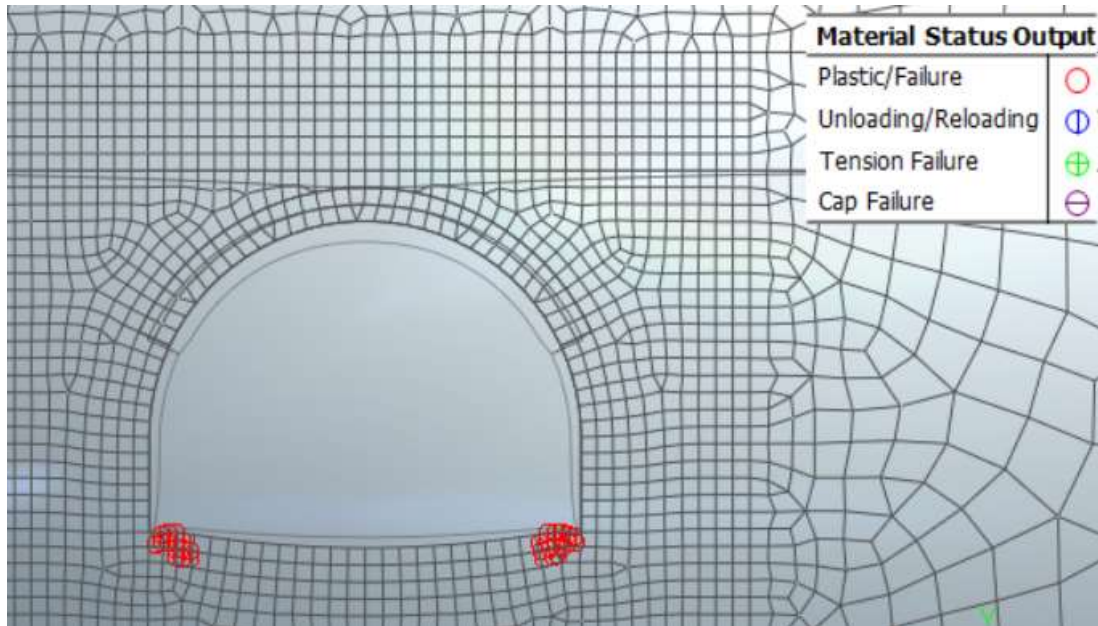


Figura 9.16 – Zone plasticizzate (Attivazione riv. provvisorio)

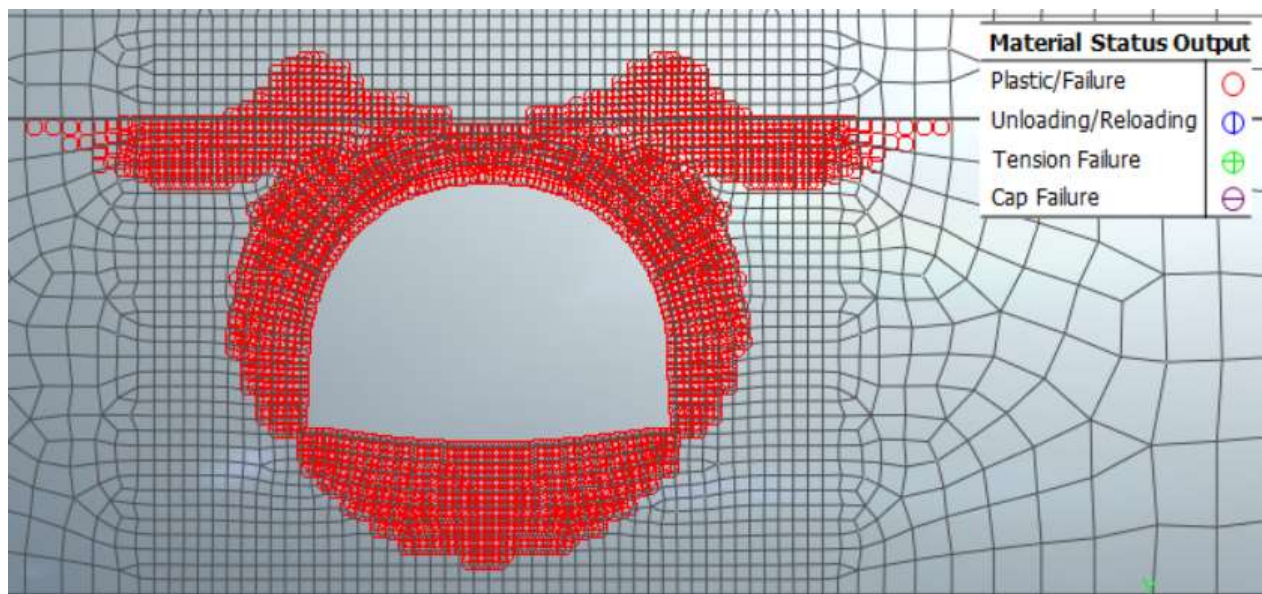


Figura 9.17 – Zone plasticizzate (Attivazione riv. definitivo)

Per quanto riguarda il prerivestimento, la convergenza totale media rilevata è di circa 1.5cm ($k_0=1.5\text{cm}$). Il rivestimento definitivo è caratterizzato invece da spostamenti nell’ordine del decimetro (dovuto all’abbattimento delle caratteristiche meccaniche dell’ombrellatura).

SEZIONE	u [cm]	u [cm]	u [cm]
	$k_0=0.5$	$k_0=1.0$	$k_0=1.5$
Chiave Calotta (S_v)	11.9	14.1	15.2
Testa Piedritti (S_h)	3.1	3.6	5.3
Chiave Arco Rov. (S_v)	0.11	0.13	0.4

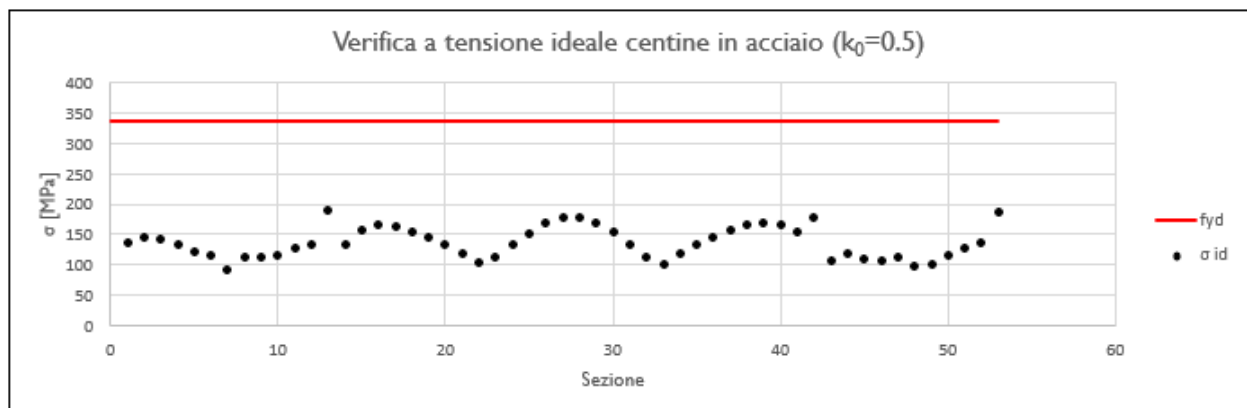
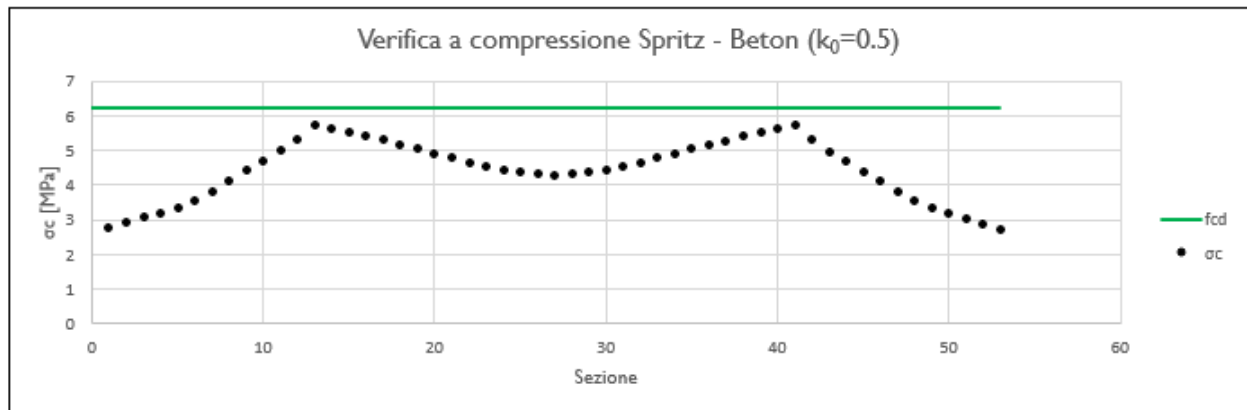
9.6.2.2 Analisi tensionale e delle sollecitazioni

Rivestimento di Prima Fase

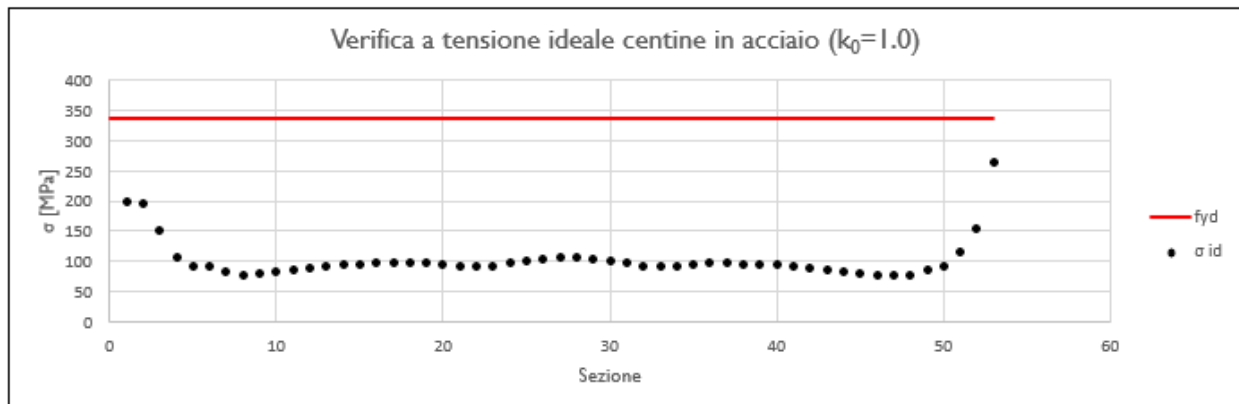
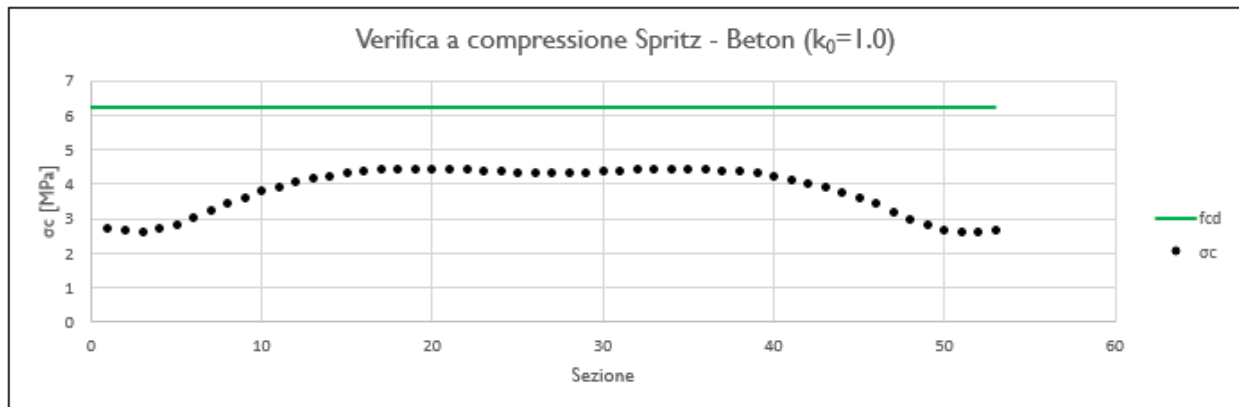
I rivestimenti di prima fase utilizzati sono descritti nella seguente tabella:

Sezione	CLS Spritz Beton	E_{SPRITZ} [GPa]	S_{SPRITZ} [cm]	Profilo centine	Acciaio	Passo centine [m]	N_{CEN}	E_{CEN} [GPa]	E_{omog} [GPa]	S_{omog} [cm]
Hard	25/30	10.4	30	HEA240	S275	1.5	1	210	13.2	31

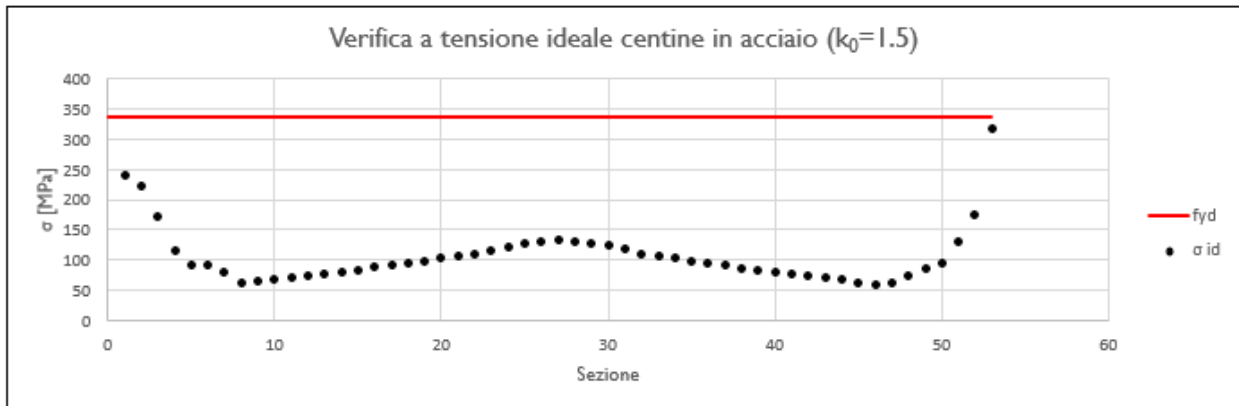
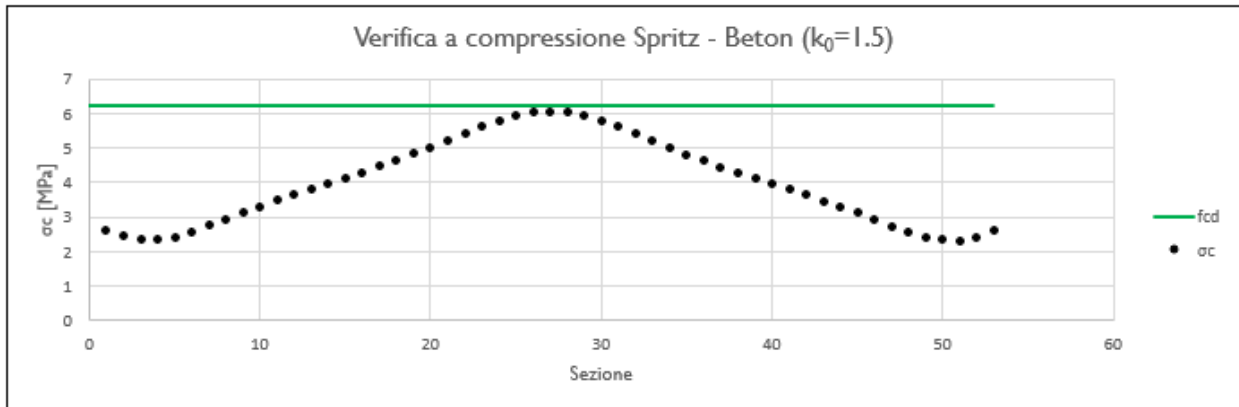
Nella tabella sottostante viene riportato lo stato tensionale sia sulle ali delle centine che sullo spritz beton unicamente le condizioni più gravose in base a quanto valutato nei vari step di calcolo.



K_0	N_{calcolo} [kN]	M_{calcolo} [kNm]	T_{calcolo} [kN]	$\sigma_{d,\text{Spritz Beton}}$ [MPa]	$\sigma_{d,\text{Centine}}$ [MPa]	$\tau_{d,\text{Centine}}$ [MPa]	$\sigma_{id,\text{Centine}}$ [MPa]
0.5	-1776.3	18.4	43.8	5.7	129.8	38.1	189.3



K_0	N_{calcolo} [kN]	M_{calcolo} [kNm]	T_{calcolo} [kN]	$\sigma_{d,\text{Spritz Beton}}$ [MPa]	$\sigma_{d,\text{Centine}}$ [MPa]	$\tau_{d,\text{Centine}}$ [MPa]	$\sigma_{id,\text{Centine}}$ [MPa]
1.0	-829.1	45.5	97.1	2.7	142.6	84.4	265.5



K_0	N_{calcolo} [kN]	M_{calcolo} [kNm]	T_{calcolo} [kN]	$\sigma_{d,\text{Spritz Beton}}$ [MPa]	$\sigma_{d,\text{Cantina}}$ [MPa]	$T_{d,\text{Cantina}}$ [MPa]	$\sigma_{id,\text{Cantina}}$ [MPa]
1.5	-805.9	56.2	120.1	2.6	165.3	104.4	318.6

Tutte le verifiche sono soddisfatte in quanto la tensione limite dello Spritz-Beton (6.64 Mpa) e dell’acciaio (338.1 Mpa) risultano superiori a quelle di calcolo.

Di seguito è riportata un’immagine per $k_0=0.5$ delle sollecitazioni sul rivestimento provvisorio derivante dal modello FEM.

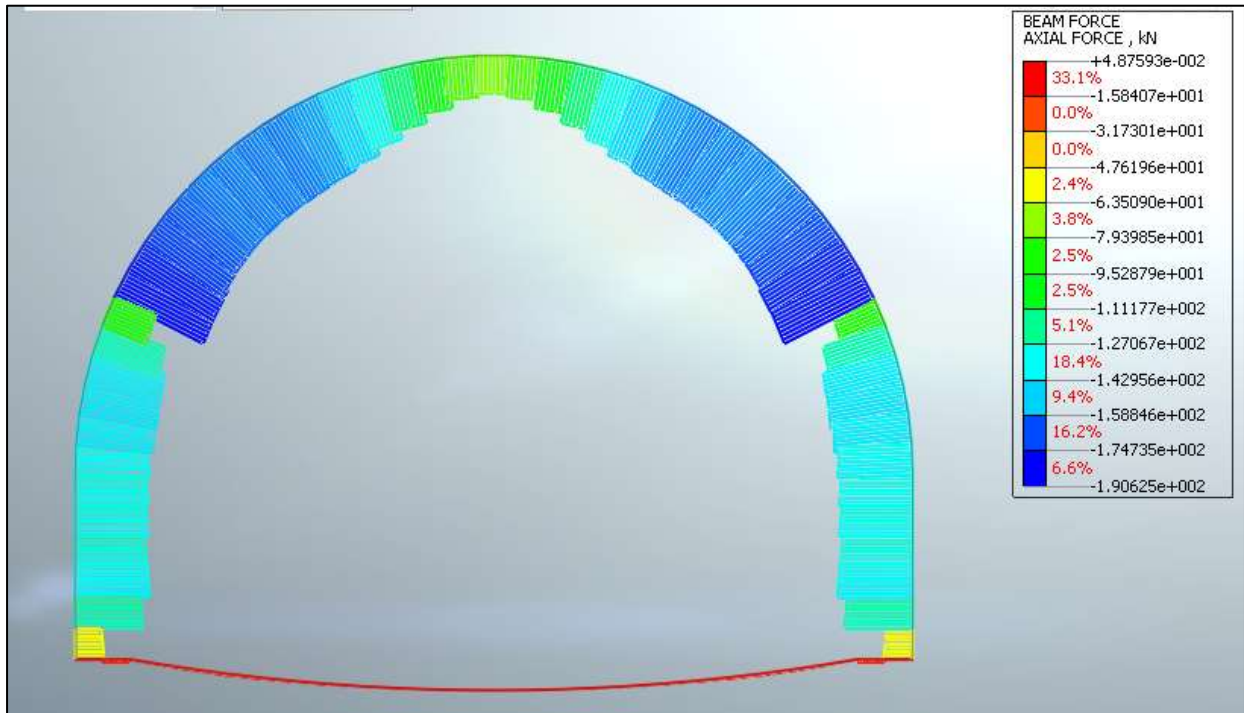


Figura 9.18 – Sforzo assiale ($k_0=0.5$)

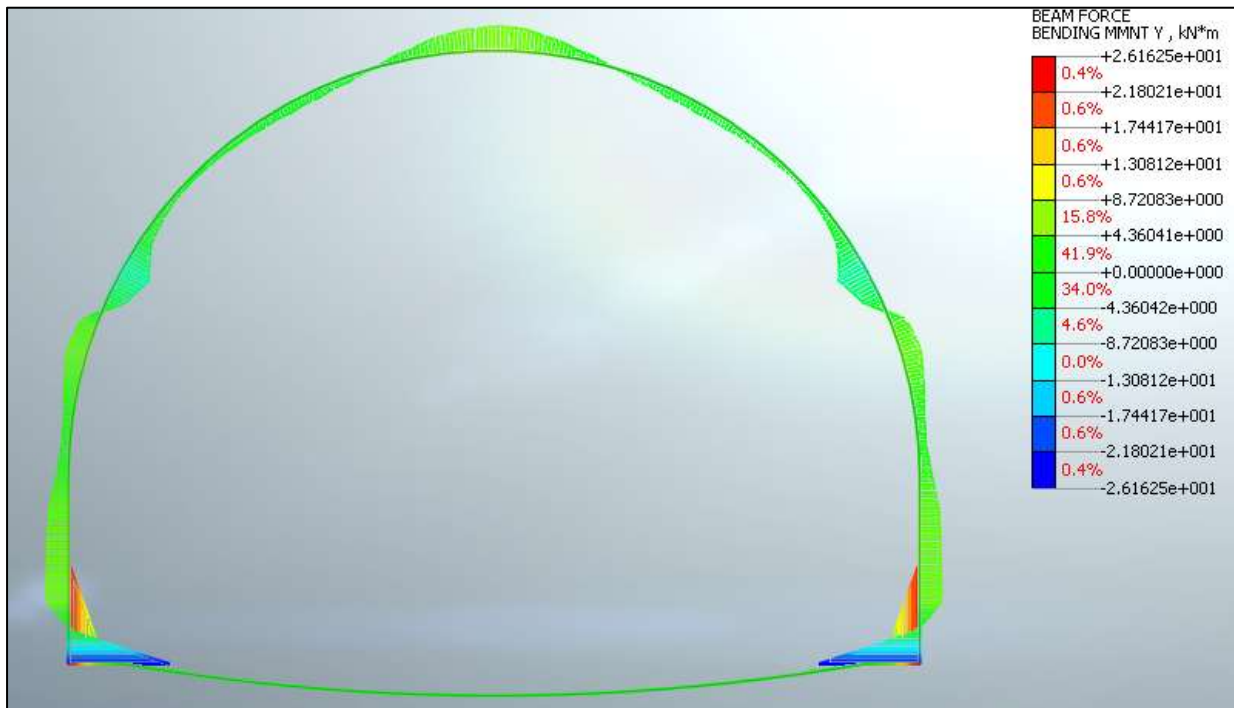


Figura 9.19 – Momento Flettente ($k_0=0.5$)

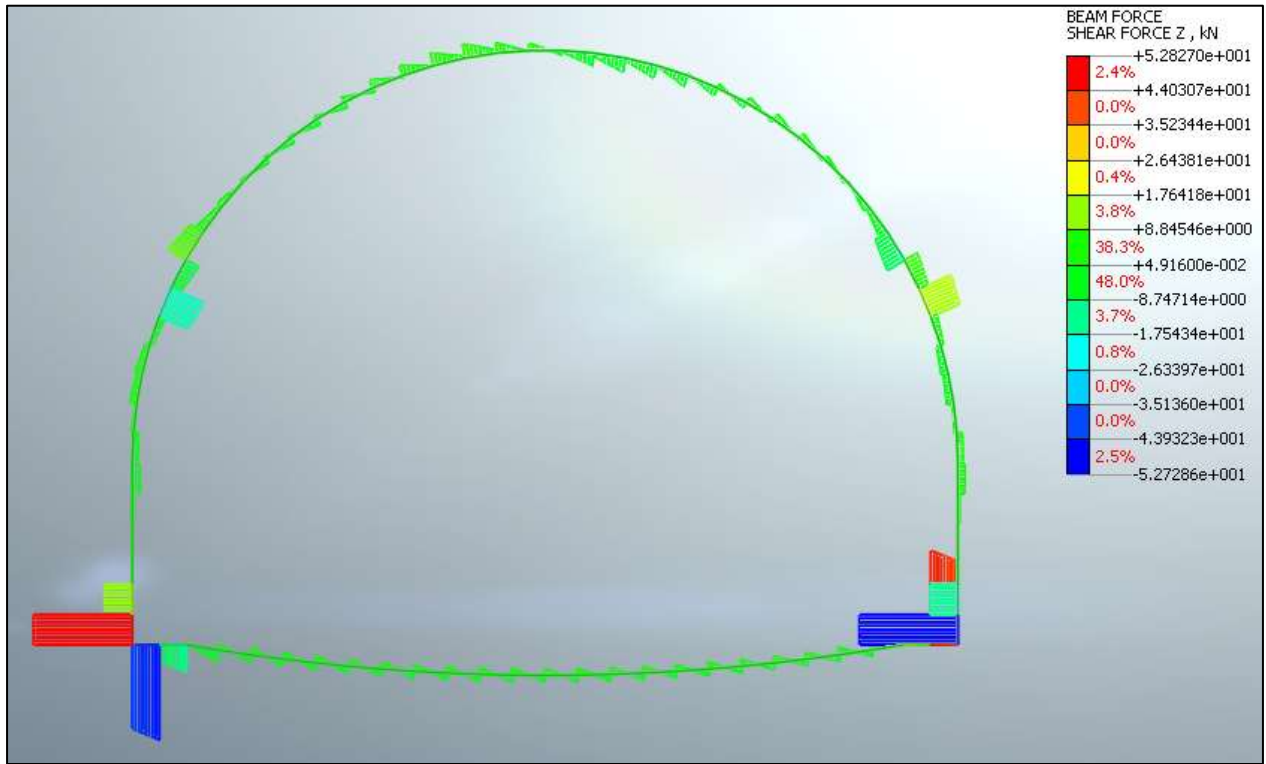

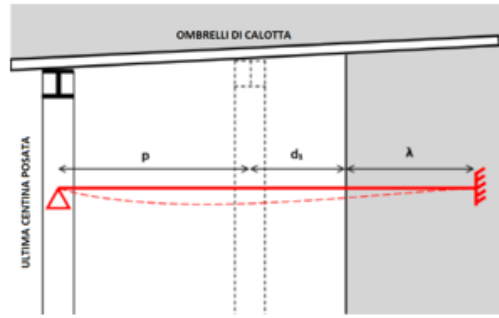


Figura 9.20 – Sforzo di taglio ($k_0=0.5$)

Infilaggi

Di seguito è riportato un quadro sinottico delle verifiche svolte secondo le indicazioni dei paragrafi precedenti:

 Calcolo e verifica di ombrellature di sostegno di gallerie scavate con metodo tradizionale costituite da tubolari in acciaio	
<p>DATI</p> <p>Carico Verticale $p_v = 394.9$ kPa Passo centine $p = 1.5$ m Scostamento fronte/centina $d_1 = 1.5$ m Lunghezza d'ammorsamento $\lambda = 0.5$ m Interasse tubolari $e = 0.4$ m Diametro esterno tubolari $D_e = 244.5$ mm Spessore tubolari $s = 16$ mm Tensione a snervamento caratteristica $f_{yt} = 355$ MPa Tensione a snervamento di progetto $f_{yd} = 338.1$ MPa</p>	<p>MODELLO UTILIZZATO</p> 
<p>RISULTATI</p> <p>Lunghezza di calcolo $L = 3.5$ m</p> <p>Modulo resistente del tubolare $W = 492893$ mm³ Carico sul tubo $q = 79.0$ kN/m Momento flettente agente allo SLU $M_{ed} = 157.2$ kNm Momento flettente resistente $M_{rd} = 166.6$ kNm Sforzo di taglio agente allo SLU $V_{ed} = 224.6$ kN</p> <p>Tensione tangenziale agente allo SLU $\tau_{ed} = 30.7$ MPa Tensione massima agente allo SLE $\sigma_s = 245.4$ MPa</p>	<p>Verifica momento allo SLU: $M_{ed} < M_{rd} ?$ OK</p> <p>Verifica sforzo tangenziale allo SLU: $\frac{\tau_{Ed}}{f_y / (\sqrt{3} \gamma_{M0})} \leq 1,0$ OK</p> <p>Verifica tensione massima allo SLE: $\sigma_s < 0.8 f_{yk} ?$ OK</p>

Rivestimento definitivo

Di seguito è riportato un quadro sinottico degli spessori utilizzati per il rivestimento definitivo e delle sollecitazioni derivanti dal calcolo FEM:

RIVESTIMENTO DEFINITIVO		
Classe CLS [-]	$S_{\text{Arco Rovescio}}$ [cm]	S_{Calotta} [cm]
C25/30	70	60/120

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

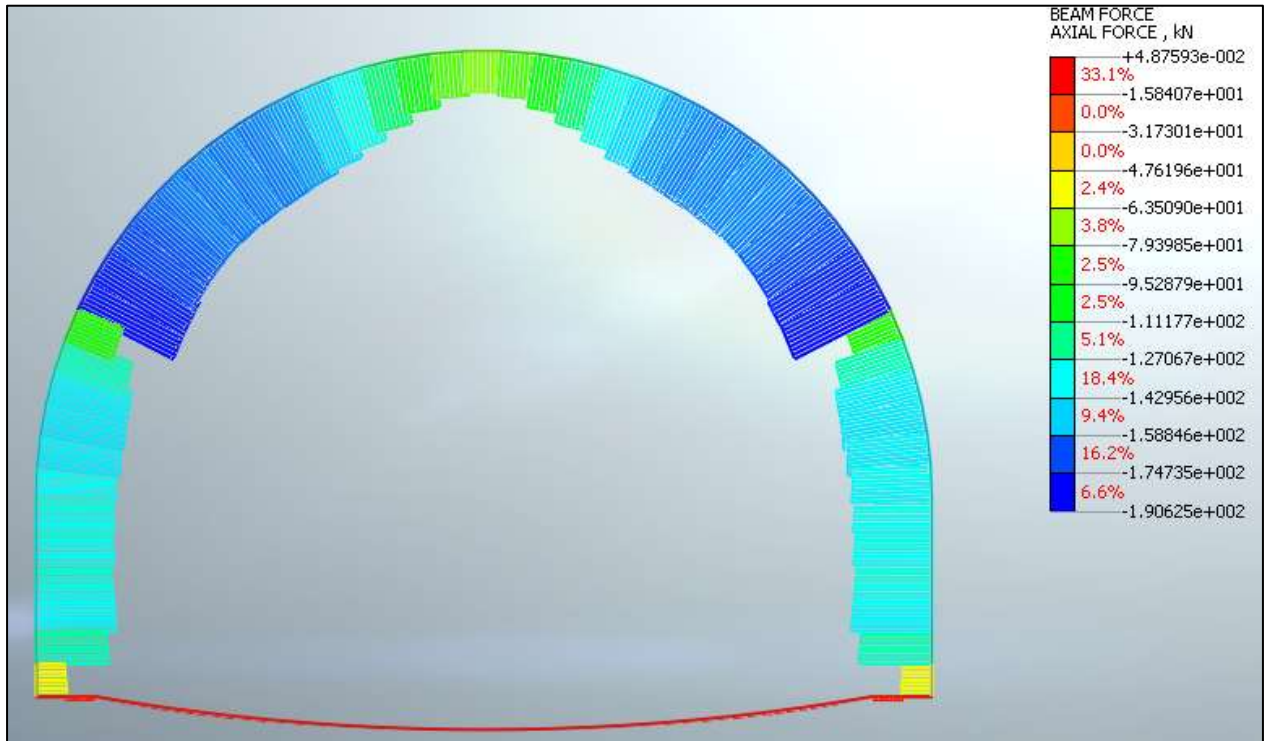


Figura 9.21 – Sforzo normale - Statica ($k_0=0.5$)

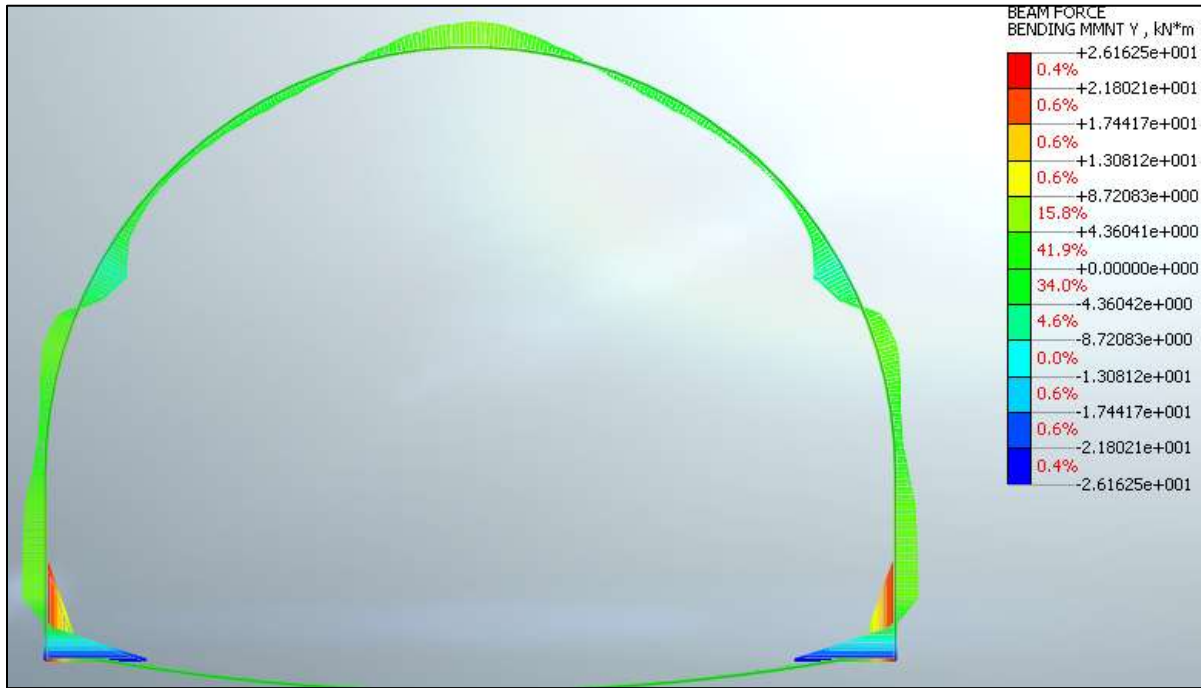


Figura 9.22 – Momento Flettente - Statica ($k_0=0.5$)

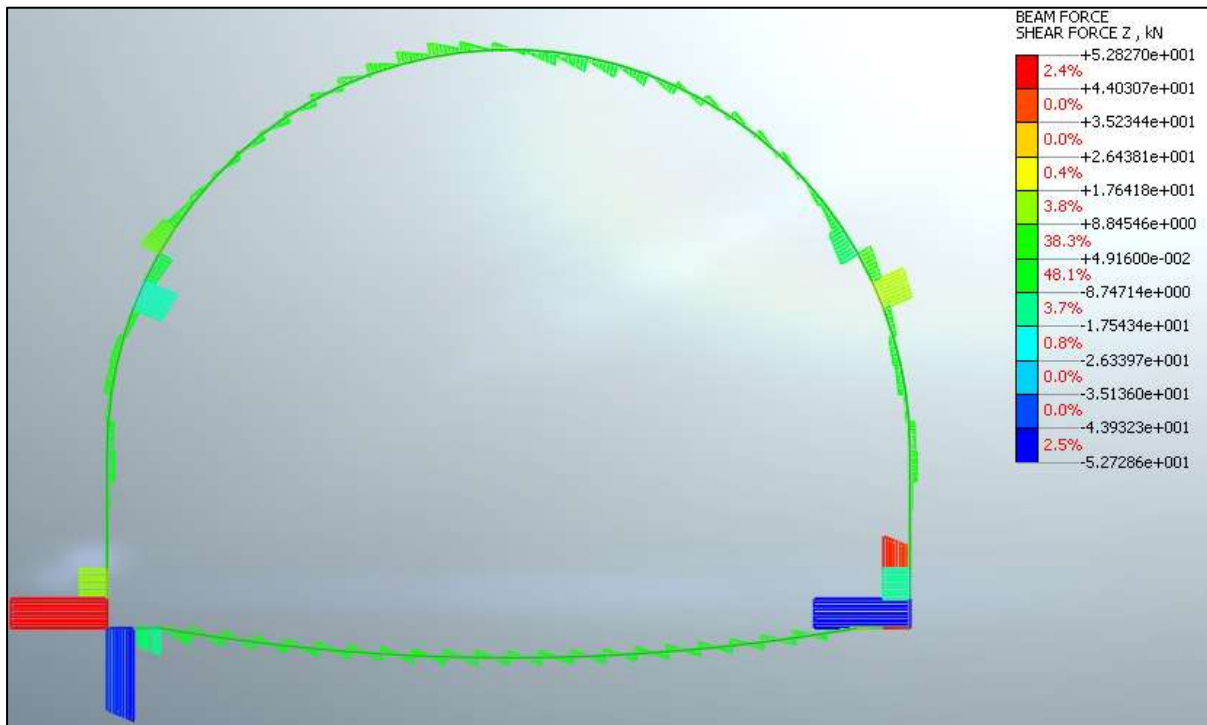


Figura 9.23 – Sforzo di taglio - Statica ($k_0=0.5$)

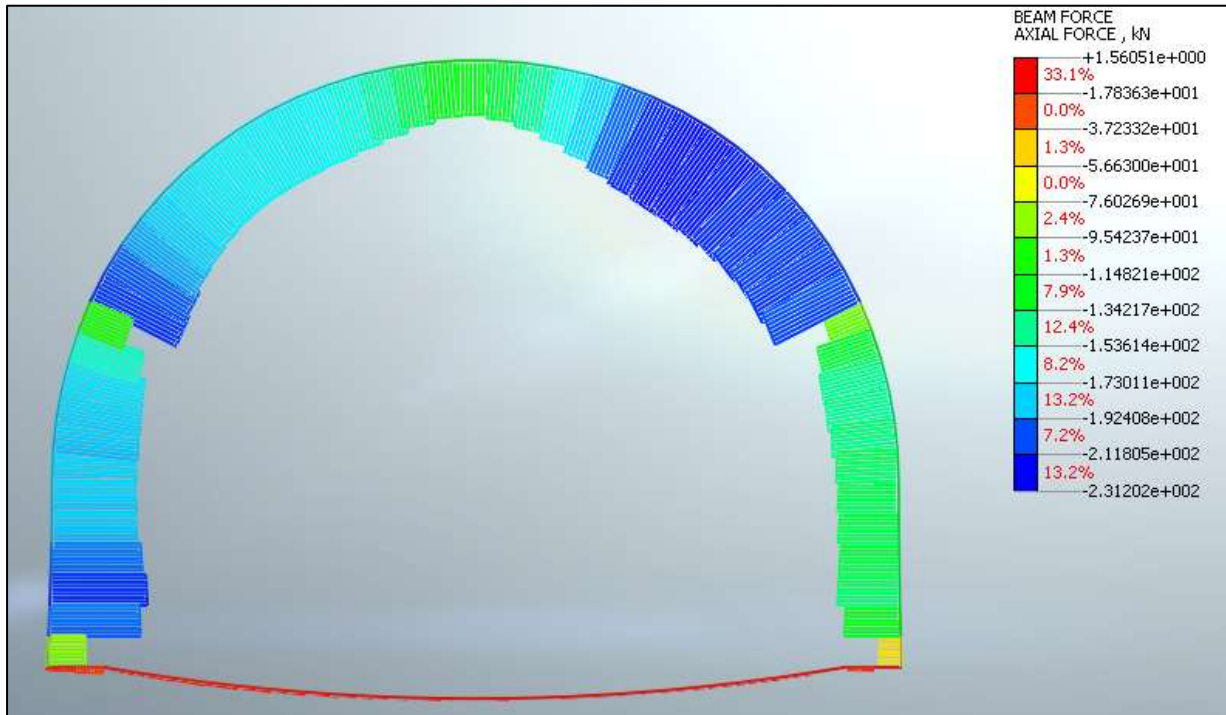


Figura 9.24 – Sforzo normale - Sismica ($k_0=0.5$)

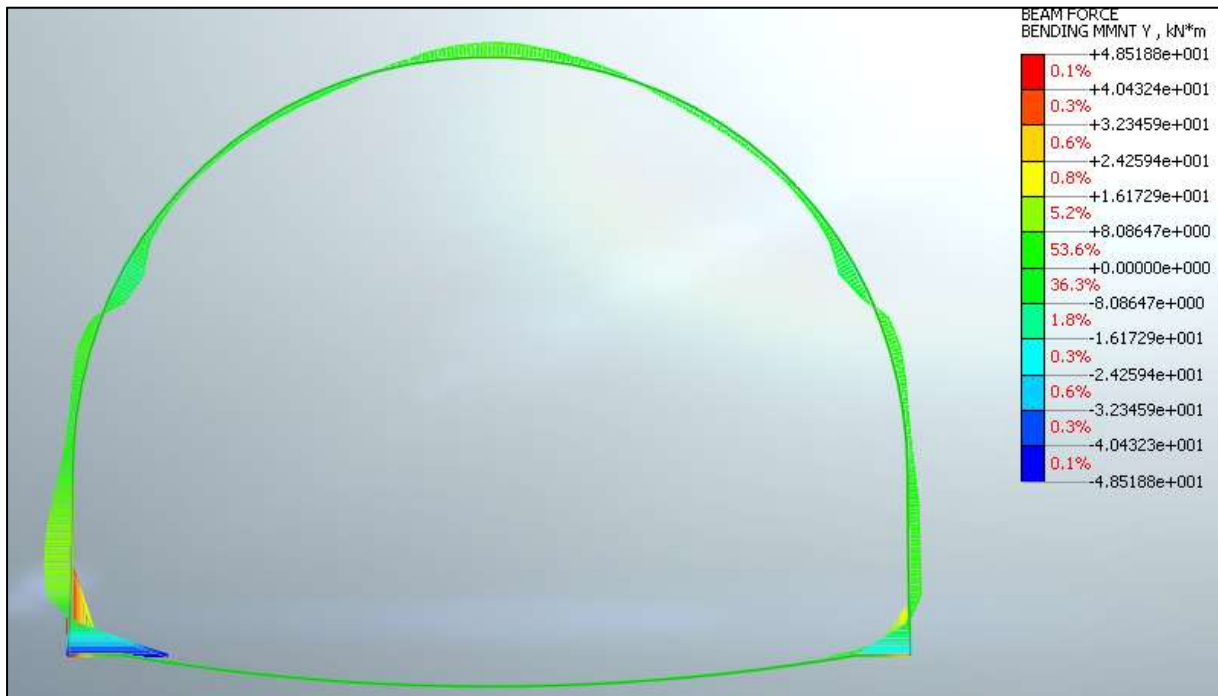


Figura 9.25 – Momento Flettente - Sismica ($k_0=0.5$)

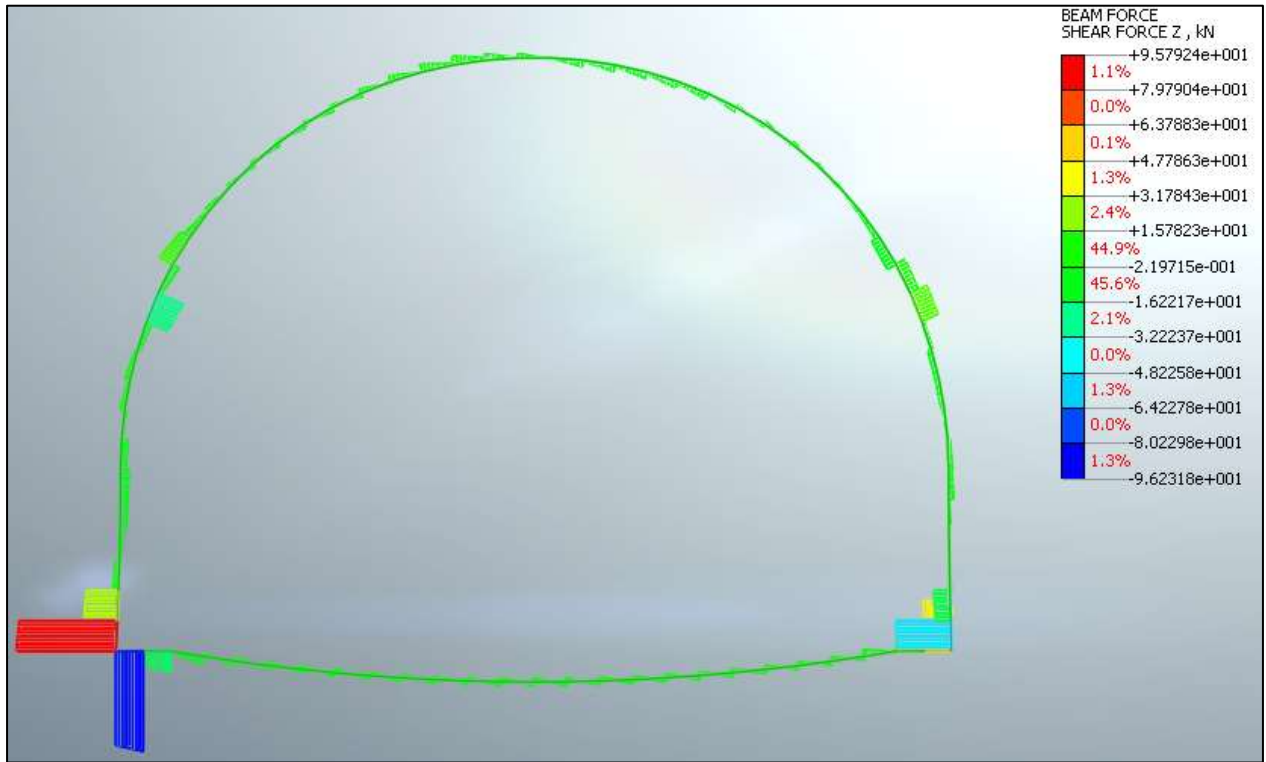
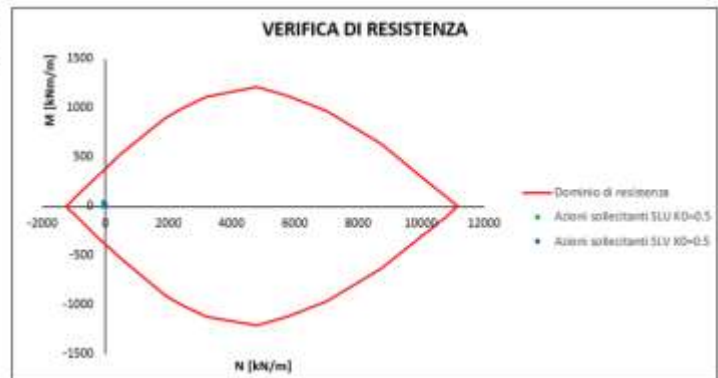


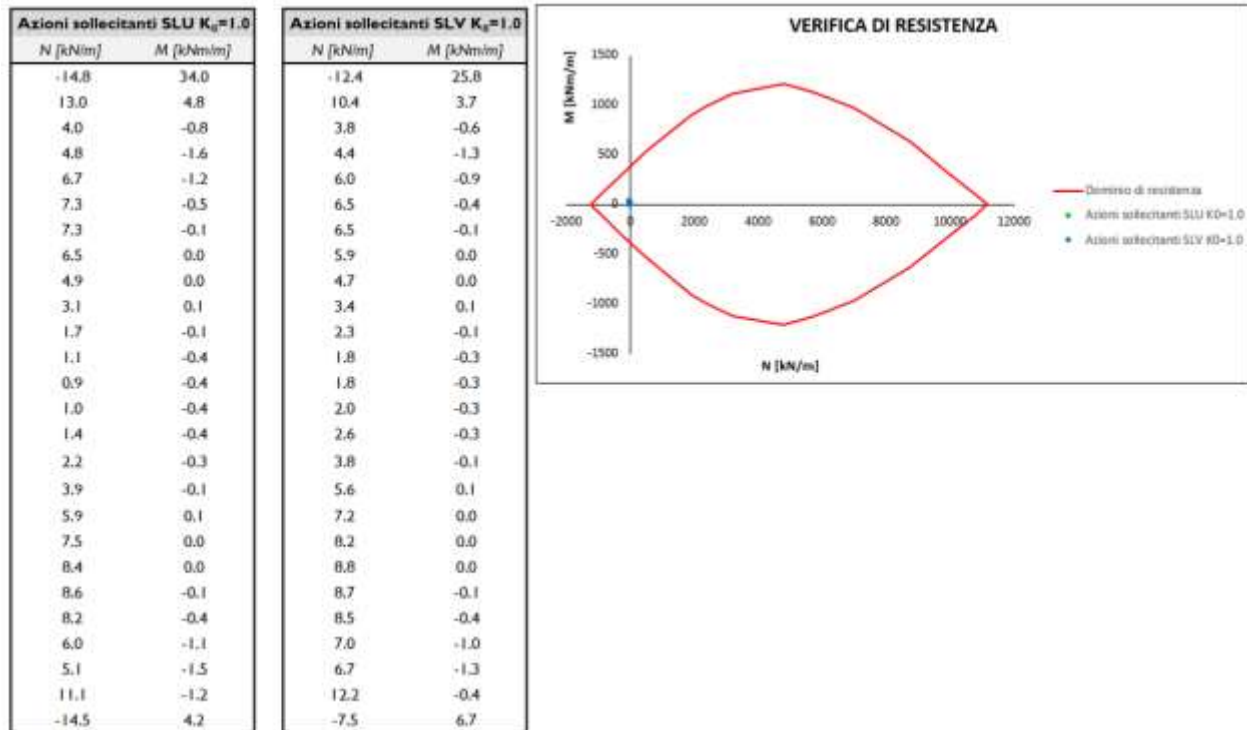
Figura 9.26 – Sforzo di taglio - Sismica ($k_0=0.5$)

Arco Rovescio: Verifica a flessione

Azioni sollecitanti SLU $K_d=0.5$	
N [kNm]	M [kNm/m]
2.2	0.1
3.5	-0.2
4.0	-0.3
3.6	-0.3
3.1	-0.3
2.4	-0.4
1.8	-0.4
1.3	-0.4
1.1	-0.4
0.4	-0.4
0.1	-0.4
0.1	-0.4
0.2	-0.4
0.7	-0.4
0.8	-0.4
1.1	-0.4
1.5	-0.4
2.1	-0.3
2.5	-0.3
3.0	-0.2
2.3	0.0
-0.1	1.9
1.2	8.0
7.2	1.8
1.1	33.9
7.8	8.1

Azioni sollecitanti SLV $K_d=0.5$	
N [kNm]	M [kNm/m]
4.2	0.2
5.3	-0.2
6.5	-0.1
6.3	-0.2
5.8	-0.2
5.1	-0.2
4.3	-0.3
3.7	-0.3
3.2	-0.3
2.5	-0.3
2.1	-0.3
1.9	-0.3
1.8	-0.3
2.1	-0.3
2.1	-0.3
2.2	-0.3
2.5	-0.3
2.9	-0.3
3.1	-0.2
3.4	-0.2
2.8	0.0
0.9	1.5
7.1	9.4
12.9	2.2
0.1	25.6
6.6	6.3





Arco Rovescio: Verifica a taglio

K_0	$T_{MAX_STATICA}$ [kN/m]	T_{MAX_SISMA} [kN/m]	N_{SISMA} [kN/m]
0.5	65.9	96.2	7.1
1.0	75.8	92.4	-7.5
1.5	97.7	106.4	-17.1

Caratteristiche della sezione		
GEOMETRIA		
H =	70 cm	altezza sezione
b _w =	100 cm	larghezza sezione
h' =	5 cm	copriferro
d =	65 cm	altezza utile
ARMATURA TESA		
∅ =	20 mm	diametro armatura
n° =	10	numero barre
A _s =	31.4 cm ²	area dell'armatura tesa
ρ _l =	0.0045	rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)
AZIONI DI COMPRESSIONE		
N _{Ed} =	0 kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
σ _{CD} =	0.00 Mpa	tensione media di compressione
Resistenza senza armatura a taglio		
RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO	V_{Rd} =	271 kN
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con		
$V_{Rd} = \max \left[\left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{tk})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right] \quad [4.1.23]$		
con		
I _s espresso in MPa		
k = 1 + (200/d) ^{1/3} ≤ 2		
v _{min} = 0,035k ^{1/3} f _{tk} ^{1/2}		

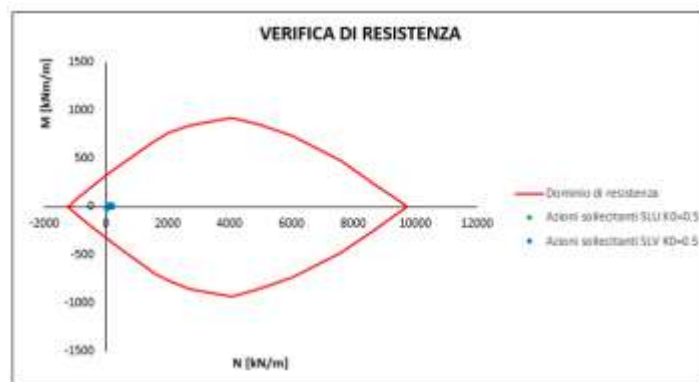
La verifica risulta soddisfatta in quanto V_{Res}=271kN > V_{Ed,Max}=106.4kN

Calotta/Piedritti: Verifica a Flessione

A favore di sicurezza è stato utilizzato lo spessore minore per il calcolo della resistenza a flessione (60cm).

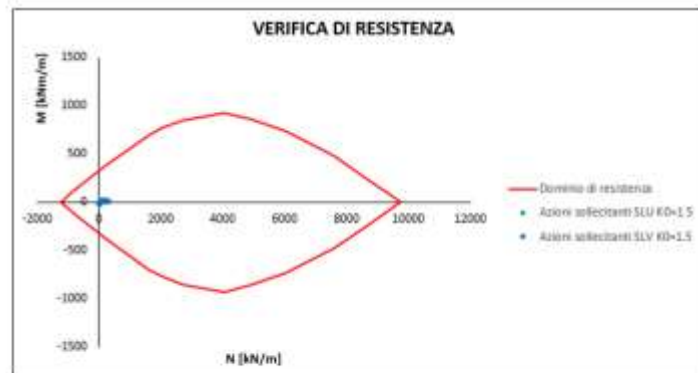
Azioni sollecitanti SLU $K_D=0.5$	
N [kNm]	M [kNm/m]
71.4	-33.9
168.5	-1.8
186.5	7.1
179.3	6.9
181.5	6.7
182.1	6.2
185.4	4.0
192.1	2.3
195.1	2.8
191.3	4.6
169.4	6.4
116.3	4.9
247.7	-5.6
243.2	-9.8
231.5	-3.9
225.4	-1.9
220.2	-1.1
218.6	-1.3
218.8	-1.8
218.8	-2.6
213.2	-3.2
200.4	-2.9
178.3	-1.8
152.4	0.1

Azioni sollecitanti SLV $K_D=0.5$	
N [kNm]	M [kNm/m]
50.9	-25.6
127.0	-1.3
141.2	5.5
135.7	5.4
137.6	5.3
138.1	4.8
141.0	3.2
146.8	1.8
150.1	2.1
148.8	3.5
133.9	5.0
93.7	4.3
214.7	-3.6
219.5	-8.1
218.2	-3.7
220.8	-2.3
224.1	-1.9
228.4	-2.0
231.2	-2.4
231.0	-2.7
223.6	-2.6
208.4	-1.8
187.2	-0.1
166.4	1.8



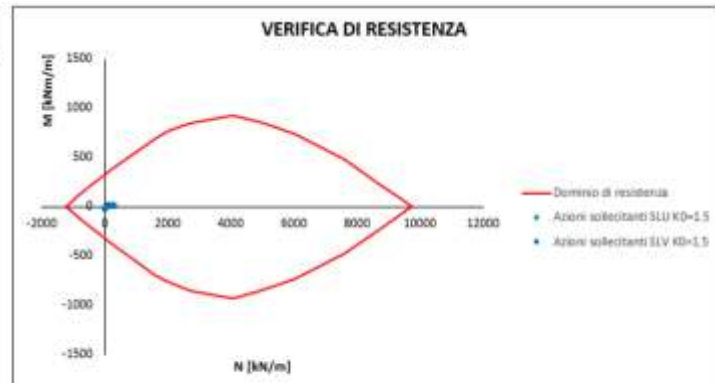
Azioni sollecitanti SLU $K_D=1.5$	
N [kNm]	M [kNm/m]
59.4	-34.0
143.4	-1.2
161.8	6.8
158.1	6.2
161.9	5.7
168.4	5.0
180.1	2.7
193.8	0.1
204.1	-0.9
214.5	-0.9
222.9	-0.6
229.8	-0.6
239.3	-0.2
249.0	0.7
235.2	0.7
245.6	-4.0
277.8	-0.1
295.4	-0.8
307.2	-1.9
320.7	-2.2
305.2	-1.4
291.1	-5.0
313.4	-1.3
285.8	0.2
252.9	2.1

Azioni sollecitanti SLV $K_D=1.5$	
N [kNm]	M [kNm/m]
42.4	-25.8
108.3	-0.9
123.0	5.3
120.7	4.8
124.8	4.3
131.6	3.7
143.7	1.8
159.0	-0.3
173.2	-1.1
188.8	-1.2
202.8	-1.0
217.2	-1.1
234.6	-0.7
252.4	0.3
246.0	0.5
262.0	-3.9
296.9	0.0
315.7	-0.3
324.7	-1.3
336.9	-1.7
321.8	-0.9
306.2	-3.6
326.1	-0.3
301.7	1.2
279.7	3.4



Azioni sollecitanti SLU $K_D=1.5$	
N [kNm]	M [kNm/m]
54.4	-41.6
127.8	-3.1
147.6	5.9
146.3	5.7
151.1	5.3
158.7	4.6
171.6	2.4
186.2	-0.2
197.2	-1.1
209.0	-1.1
219.7	-0.9
229.4	-1.0
241.6	-0.6
254.4	0.3
243.6	0.4
259.6	-4.5
296.6	-0.4
318.0	-1.1
334.4	-2.1
351.1	-2.2
335.4	-1.3
321.3	-4.9
348.5	-0.9
324.6	0.6

Azioni sollecitanti SLV $K_D=1.5$	
N [kNm]	M [kNm/m]
38.7	-31.6
96.4	-2.3
112.3	4.6
112.1	4.4
117.2	3.9
125.4	3.3
138.9	1.5
155.5	-0.5
170.8	-1.3
187.9	-1.4
204.1	-1.2
220.7	-1.4
239.9	-0.9
259.4	0.1
254.3	0.3
272.8	-4.0
309.8	-0.1
330.2	-0.4
341.1	-1.4
354.4	-1.7
339.2	-0.8
323.6	-3.4
345.9	0.1
324.1	1.5



Calotta/Piedritti: Verifica a Taglio

A favore di sicurezza è stato utilizzato lo spessore minore per il calcolo della resistenza a taglio (60cm).

K_0	$T_{MAX_STATICA}$ [kN/m]	T_{MAX_SISMA} [kN/m]	N_{SISMA} [kN/m]
0.5	68.5	94.2	81.3
1.0	70.1	86.1	63.7
1.5	82.1	92.9	56.8

Caratteristiche della sezione		
GEOMETRIA		
H =	60 cm	altezza sezione
b _w =	100 cm	larghezza sezione
h' =	5 cm	copriferro
d =	55 cm	altezza utile
ARMATURA TESA		
∅ =	20 mm	diametro armatura
n° =	10	numero barre
A _s =	31.4 cm ²	area dell'armatura tesa
ρ _l =	0.0052	rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)
AZIONI DI COMPRESSIONE		
N _{Ed} =	0 kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
σ _{cp} =	0.00 Mpa	tensione media di compressione
Resistenza senza armatura a taglio		
RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO	V_{Rd} = 249 kN	
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con		
$V_{Rd} = \max \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ctk})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \quad [4.1.23]$		
con		
f _{ctk} espresso in MPa		
k = 1 + (200/d) ^{1/3} ≤ 2		
v _{min} = 0,035k ^{1/3} f _{ctk} ^{1/2}		

La verifica risulta soddisfatta in quanto V_{Res}=249kN > V_{Ed,Max}=94.2kN